

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Djilali Bounaama
KHEMIS MILIANA
Faculté des Sciences et de Technologie



Mémoire de fin d'étude
Pour l'obtention du diplôme de Master

En génie civil

Option

Conception et calcul des constructions

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) en
béton armé à usage d'habitation
et commercial.*

• *Réalisé par :*

- *KACEM ALI Nadia*
- *KELOUAZ Sabah*

• *Encadré par:*

- *Mr. MERABTI Salem*

Année universitaire : 2016/2017.

Remerciements

A travers ce modeste travail, nous formulons à Allah qui nous a donné la volonté pendant nos vies, nous tenons à remercier vivement notre promoteur

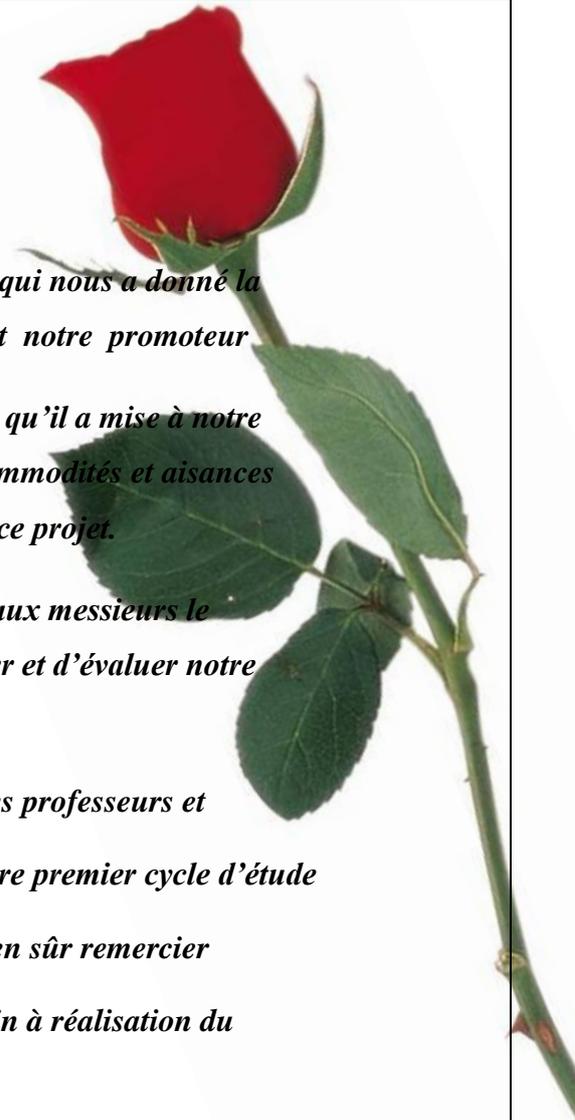
Mr: MERABTI Salem pour l'intéressante documentation qu'il a mise à notre disposition, pour ses conseils précieux et pour toutes les commodités et aisances qu'il nous a apportées durant notre étude et réalisation de ce projet.

Nos remerciements les plus vifs s'adressent aussi aux messieurs le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail.

Nous exprimons également notre gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à notre formation depuis notre premier cycle d'étude jusqu'à la fin de notre cycle universitaire, sans omettre bien sûr remercier profondément tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail.

Spécial remerciement à monsieur BELABESSE Ahmed (ingénieur en génie civil) pour tous les efforts et conseils, KERROUCHE Mohamed et FAYROUSE (des Architectes), groupe BPAD, les ingénieurs de CTC.

Et enfin, que nos chers parents et familles, et bien avant tout, trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutien et encouragement afin de nous assurer cette formation dans les meilleures conditions.





dédicace

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :

Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu me les garde.

❖ *A mon père :*

Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps ou j'ai besoin, et de m'avoir Guidé et orienté

❖ *A ma mère :*

Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse continuer.

🌸 *Comme je la dédie à mes frères : Nadjib , Souheyla , Hamza , Mohamed Redouane, et la chouchou de maison Mimi*

les fleurs de mon cœur : Fella , hayet , Hayet, Khadidja, 2 Loubna , Nawel , Nesrine , Sabah, Salma, soumia, Sara, Nour el houda, Wahiba, lamia, qui ont toujours été à mes cotés, qui n'ont jamais douté de moi sans oublier toute la promotion de CCC.

🌸 *à qui j'en suis fort reconnaissant,*

🌸 *A toute la famille paternelle **KACEM ALI** et maternelle **ADJIMI***

🌸 *A mon binôme Sabah qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

🌸 *Mes enseignants pendant mes études primaires, scolaires et universitaires*

🌸 *Je Dédie ce travail également à l'ensemble des personnes avec lesquelles je partage une estime réciproque et tous ceux que j'aime dans ce monde.*

NADIA

Dédécace

Je dédis ce modeste travail à :

*Ma très chère mère qui a été à mes côtés et ma soutenu
durant toute ma vie, que Dieu puisse m'aider à l'honorer, la
servir et la combler.*

*Mamati (Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que
je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir
donné toute l'affection pour que je puisse continuer).*

Mes très chers pères Rabi yerhamhom.

Mes très chers frères et sœurs.

Mon grand-père et mes grandes mères.

À mes chers tentes et oncles.

Toute la famille KELOVAZ.

Tous mes amis.

*Mon binôme Nadia qui a contribué à la réalisation de ce
modeste travail.*

Toute la promotion 2017.

SABAH

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات طابق تحت الأرض +طابق ارضي +10طوابق ببلدية عين الدفلى ولاية عين الدفلى المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **IIب** حسب تصنيف القانون الجزائري المضاد للزلازل (**RPA99/version2003**) .

مقاومة مختلف الحمولات العمودية و الأفقية بواسطة العارضات و الأعمدة لضمان استقرارها.

قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003 (**RPA99/version2003**) و مقياس الخرسانة المسلحة (**CBA93**).

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en sous-sol+ R+10 à usage d'habitation. Il est implanté à AIN DEFLA dans la wilaya de AIN DEFLA .Cette région est classée en zone sismique Iib selon le RPA-99 /version 2003.

Cet ouvrage est une structure en portiques auto-stables contreventé par voiles et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003.

SUMMARY

This brief examines building in subsoil+ R+10 for residential use. It is located in AIN DEFLA in the wilaya of AIN DEFLA. This area is a seismic zone Iib as RPA-99 / 2003 version.

This book is a gantry structure stable and sail, supporting elements predimensioning has been made under the CBA93 and RPA99/version2003.

Sommaire

Chapitre 0 : Introduction générale	01
Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
I.1 : Introduction.....	04
I.2 : présentation de l'ouvrage.....	04
I.3 : Description de l'ouvrage	04
I.4 : Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux.....	05
I.5 : Hypotheses de calcul.....	10
Chapitre II : Pré -dimensionnement	
II.1 : Introduction.....	12
II.2 : Pré dimensionnement du plancher.....	12
II.3 : Evaluation des charges.....	13
II.4 : Pré dimensionnement des poutres et des poteaux et des voiles.....	17
II.4.1 : les poutres.....	17
II.4.2 : Les poteaux.....	21
II.4.3 :Les voiles.....	30
Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires	
III.1 :L'acrotère.....	32
III.2 :Planchers.....	40
III.3 :Les escaliers	66
III.4 : Balcons	90
III.5 : Etude De La Dalle Machine.....	96

Sommaire

Chapitre IV : Etude Dynamique en zone sismique

IV.1 : Introduction.....	103
IV.2 : Etude de la structure en VLNA	103
IV .3 : Modélisation de la structure	104
IV .4 : Résultat de l'analyse dynamique	108
IV.5 : Etude sismique	110
IV.6 : Renforcement de l'ossature du bâtiment	122
IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	129
IV.8 : Conclusions.....	131

Chapitre V: Ferrailage des Eléments Résistants

V .1 Ferrailage des poteaux	133
V.2 Ferrailage des poutres.....	146
V.3 Ferrailage des voiles	160

Chapitre VI : Etude des Fondations

VI.1. Introduction	176
VI.2. Différents types des fondations.....	176
VI.3. Critère de choix du type de fondation.....	176
VI.4. Calcul des fondations	176
VI.5.choix du type de fondation.....	177
VI.6.voile périphérique.....	194
VI.7. Ferrailage des débords.....	195
VI.8. Calcul de la longrine.....	197

Conclusion Générale	201
----------------------------------	-----

Référence	203
------------------------	-----

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I.1:Caractéristiques des Aciers	06
---	----

CHAPITRE II :

Tableau II.1: Charge permanents (plancher- terrasse).....	11
---	----

Tableau II.2: Charge permanents (étage courant).....	12
--	----

Tableau II.3: Charge permanents (dalle pleine).....	13
---	----

Tableau II .4 : Charges permanentes du mur extérieur.....	14
---	----

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur intérieur.....	15
--	----

Tableau II.6 : Valeurs de la flèche pour la poutre de $L = 4,50m$	18
---	----

Tableau II.7 : Valeurs de la flèche pour la poutre de $L = 4,1m$	19
--	----

Tableau II.8 : Dégression des surcharges.....	26
---	----

Tableau II.9 : Dimension de poteau central.....	28
---	----

CHAPITRE III :

Tableau III.1: Evaluation des charges et surcharges	45
---	----

Tableau III.2 : Combinaison des charges	45
---	----

Tableau III.3 : moments en travée et en appuis à état limite ultime.....	48
--	----

Tableau III.4 : moments en travée et en appuis à état limite service.....	53
---	----

Tableau III.5 : Efforts maximaux en appuis et en travées.....	56
---	----

Tableau III.6 : Vérification des contraintes	59
--	----

Tableau III.7: Vérification de la flèche.....	61
---	----

Tableau III.8 : Charges et surcharges de Palliasse.....	68
---	----

Tableau III.9 : Charges et surcharges de Palier.....	69
--	----

Tableau.III.7 : combinaison des charges de l'escalier.....	70
--	----

Tableau. III.8: Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	75
--	----

Tableau. III .9 :l'épaisseur d'une dalle.....	89
---	----

Tableau. III.10: les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	91
---	----

Tableau III.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x et L_y)..	97
--	----

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	97
--	----

Tableau III.13 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	99
---	----

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Dimensions des éléments verticaux.....	108
---	-----

Tableau IV.2 : résultats de l'analyse modale du modèle initial.....	108
---	-----

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités.....	118
---	-----

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale.....	120
--	-----

Tableau IV.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 01.....	122
--	-----

Tableau IV.6 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 02.....	123
---	-----

Tableau IV.7 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02.....	125
Tableau IV.8 : période et facteur de participation massique du modèle 02.....	125
Tableau IV.9 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 02.....	126
Tableau IV.10 : justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le sens x.....	128
Tableau IV.11 : justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le sens y.....	128

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	134
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	134
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	135
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	135
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	136
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	136
Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux	137
Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{ser}}_{\max}; M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$).....	138
Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\text{ser}}_{\text{cor}}; M^{\text{ser}}_{\max}$).....	138
Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	139
Tableau V.11 : Espacements maximales selon RPA99	141
Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	142
Tableau V.13 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	146
Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	147
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	147
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	147
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	148
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	148
Tableau V.19 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	148
Tableau V.20 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	149
Tableau V.21 : Vérification de la condition de non fragilité.....	149
Tableau V.22 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	150
Tableau V.23 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.....	150
Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	151
Tableau V.25 : Calcul des armatures transversales.....	152
Tableau V.26 : Vérification de la section d'armatures.....	152
Tableau V.27 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	153
Tableau V.28 : Caractéristique des voiles du sens xx et calcul des contraintes.....	167
Tableau V.29 : Effort et sections d'armature dans les voiles.....	168
Tableau V.30 : Choix d'armature des voiles du sens xx.....	169
Tableau V.31 : Caractéristique des voiles du sens yy et calcul des contraintes.....	169
Tableau V.32 : Caractéristique des voiles du sens yy et calcul des contraintes.....	170
Tableau V.33 : Choix d'armature des voiles du sens xx.....	170
Tableau V.34 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.....	171
Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens yy.....	171
Tableau V.36 : Caractéristique des voiles et calcul des contraintes.....	172

Tableau V.37 : effort et sections d'armature dans les voiles.....	172
Tableau V.38 : Choix d'armature des voiles du sens xx.....	172
Tableau V.39 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.....	173

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Sections des semelles isolées.....	176
Tableau VI.2 : Sections des semelles filantes dans le sens x-x	178
Tableau VI.3 : Sections des semelles filantes dans le sens y-y	178
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	184
Tableau VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	186
Tableau VI.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	186
Tableau VI.7 : Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	186
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes	187
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures suivant x-x.....	188
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures suivant y-y.....	188
Tableau VI.11 : vérification des contraintes à l'ELS.....	188
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes.....	189
Tableau VI.13 : Espacement des armatures transversales.....	190
Tableau VI.14 : Choix des armatures transversales.....	190
Tableau VI.15 . Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	196

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure. I.1: Diagramme contraintes-déformation du Béton.....	03
Figure. I.2: Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS	04
Figure. I.3: Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type.....	06

CHAPITRE II: pré dimensionnement.

Figure. II.1: Plancher en corps creux	12
Figure. II.2: Plancher terrasse	12
Figure. II.3: Plancher courant	13
Figure. II.4: Détail mur extérieur	14
Figure. II.5 : Détail mur intérieur	14
Figure. II.6 : Poteau central	15
Figure. II.7 : la surface du poteau plus sollicité	17
Figure. II.8 : Coupe de voile en élévation	27

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : Schéma de l'acrotère	31
Figure III.2 : Schéma de ferrailage	34
Figure III.3 : position des axes	35
Figure III.4 : schéma de ferrailage	38
Figure III.5 : Dimension des poutrelles	39
Figure III.6 : Dimension de corps creux	40
Figure III.7 : Hauteur de la poutrelle	40
Figure III.8 : poutrelle à sept travées	46
Figure III.9 : diagrammes des moments isostatiques	47
Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants	51
Figure III.11 : diagrammes des moments isostatiques	52
Figure III.12 : diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants	56
Figure III.13 : Ferrillages des poutrelles	63
Figure III.14 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	64.
Figure III.15 : Dimensions de l'escalier	66
Figure III.16 : Schéma statique de escaliers	67.

Figure.III.17 : diagrammes des efforts tranchant et moments à ELU	72
Figure.III.18 : diagrammes des efforts tranchant et moments à ELS	75
Figure.III.19 : Ferrailage de l'escalier en travée.....	80
Figure.III.20 : Ferrailage de l'escalier sur appui.....	80
Figure.III.21 : Schéma statique de la poutre palière	80
Figure.III.22 : diagramme des moments de poutre palière à ELU	82
Figure.III.23 : diagramme des moments de poutre palière à état limite de service	83
Figure.III.24 : Ferrailage en travée et en appuis	88
Figure.III.25 : Ferrailage de poutre palière en travée	88
Figure.III.26 : Ferrailage de poutre palière en appui	88
Figure III.27 : balcon rectangulaire	89
Figure III.27 : schéma statique du balcon	90
Figure III.28 : schéma de ferrailage du balcon	94
Figure III.29 : Dimension de l'ascenseur	95
Figure III.30 : Ferrailage de la dalle machine	100

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure IV.1 : Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement ...	104
Figure IV.2 : Le rôle du diaphragme	104
Figure IV.3 : L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux	105
Figure IV.4 : Classification des diaphragmes	105
Figure IV.5 : Modèle initial	107
Figure IV.6 : Les 03 premiers modes du Modèle initial	109
Figure IV.7 : Les étapes du calcul sismique	111
Figure IV.8 : Méthodologie de calcul par la MMS	113
Figure IV.9 : Modèle 01	121
Figure IV.10 : Les 03 premiers modes du Modèle 01	124
Figure IV.11 : Modèle 02	124
Figure IV.12 : les 03 premiers modes du Modèle 02	127
Figure IV.13 : Modèle final en 3d	129

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

Figure V.1 : Zone nodale	131
Figure V.2 : Ferrailage des poteaux	143
Figure V.3 : Disposition constructives	144

Figure V.4 : Arrêt des barres	157
Figure V.5 : ferrailage des poutres porteuses	157
Figure V.6: ferrailage des poutres non porteuses	158
Figure V.7:1^{ère} cas	160
Figure V.8:2^{ème} cas	160
Figure V.9:3^{ème} cas	160
Figure V.10 :la traction du coté v_1	161
Figure V.11 :les contraintes	162
Figure V.12 : schéma de ferrailage de voile L	164
Figure V.13:vue en plan du voile pleine U	164
Figure V.14 : schéma de ferrailage	167

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolée	175
Figure VI.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	180
Figure VI.3.présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	183
Figure VI .5: Ferrailage des nervures du sens y-y	191
Figure VI .6: Ferrailage de panneau de radier sens x-x et y-y	192
FigureVI.7:coupeA-A Ferrailage de panneau de radier sens x-x et y-y	192
FigureVI.8:coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique	193
FigureVI.9: ferrailage du voile périphérique	194
FigureVI.10: représentation du débord du radier	194
FigureVI.11:diagramme des moments	195
Figure.VI.12 : Ferrailage de la longrine	198

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_r : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace, 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, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Pendant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important):assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Introduction générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial, implantée dans une zone de forte sismicité, comportant un RDC et 8 étages à Ain Defla, commune Elataf.

Introduction générale

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide des logiciels de calcul ETABS et SOCOTEC.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Introduction générale

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS et SOCOTEC
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

I.1. Introduction

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

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

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure (RDC+08) à usage multiple (habitation, commerciale) avec un système de portique contreventé par des voiles (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya de Ain Deffla, commune El Attef ; classé dans une zone de sismicité élevée (zone III), selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 [1].

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage multiple qui présente une forme irrégulière en plan, cette structure est composée de :

- ➔ Rez-de chaussée à usage commercial.
- ➔ 08 étages à usages d'habitation.

I.3. Description de l'ouvrage

I.3.1. Dimension en élévation

- Hauteur de RDC 3,74 m.
- Hauteur d'étage courant (habitation)3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 28,22 m.
- Hauteur totale du bâtiment avec acrotère28,82m.

I.3.2 Dimension en plan

- Niveaux RDC+08 étage

- Longueur totale suivant (y-y):.....24,8 m.
- Largeur totale suivant (x -x):.....19,10 m.

I.3.3.ossateur de l'ouvrage

L'ouvrage est constitué par des portiques auto stable en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, donc d'après (RPA99 version 2003) [1] :

-Le système de contreventement du bâtiment est système de portiques contreventés par des voiles.

I.3.4.Classification du bâtiment selon (RPA99 version2003) [1]

Le bâtiment est ouvrage classé dans le groupe 2B (ouvrage de moyenne importance); car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.3.5.Planchers

En fonction de l'intensité des charges sur les planchers, nous avons opté:

- Plancher à cors creux pour les étages courants, RDC.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons.

I.3.6.Maçonnerie

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.

- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7.Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

On a 1seul type d'escaliers:

- Escalier en forme droit (paliers /volées) réalisés en béton armé servent à relier les planchers.

I.4.Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91 version99) [2] et à la réglementation en vigueur en Algérie. (RPA99 version2003) [1] et le (CBA93) [3].

I.4.1.LeBéton

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

-Granulats : pour un béton normal les dimensions des granulats sont compris entre : $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$.

- Liants : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).

- L'eau : l'eau utilisé dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a) Dosage du béton

Le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 350Kg de ciment CPA325.
- 800litres de graviers.
- 400litres de sables.
- 175litres d'eau.

b) Résistance à la compression [2]

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa

c) Résistance à la traction [2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,1 MPa.

d. Déformation longitudinale du béton [2]

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d.1. Déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 32164,20$ MPa

d.2. Déformation différée

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

d.3.Coefficient de Poisson [2]

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- $\gamma = 0,2$Pour les justifications aux états limites de services.
- $\gamma = 0$Dans le cas des états limites ultimes.

F. Les contraintes limites de calcul [2]

F.1.Etats limites ultime "ELU"

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

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

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

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

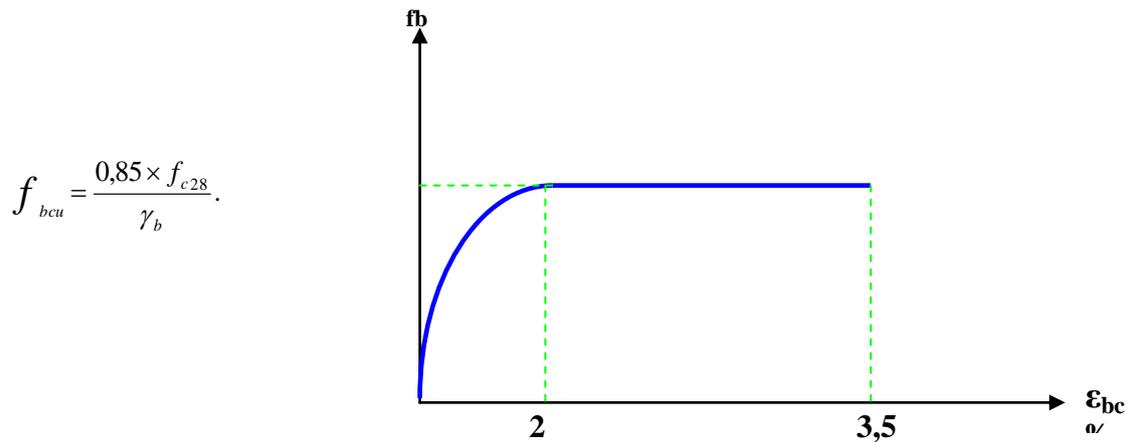


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformation du Béton

f.2. États Limites de Service (ELS)

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est

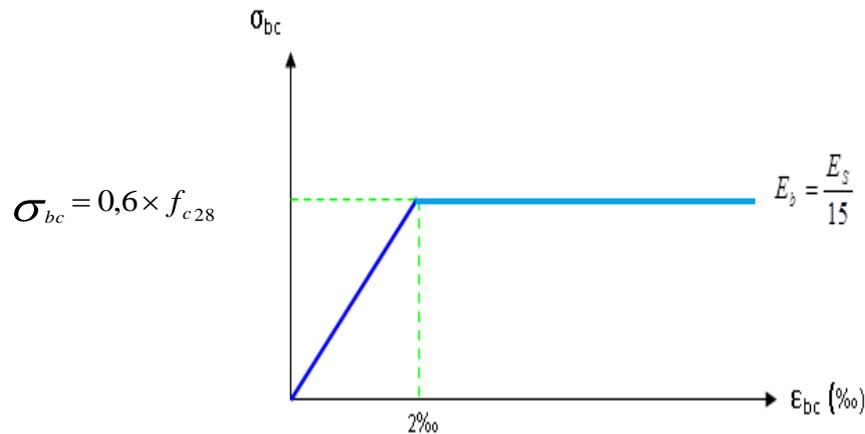


Figure I.2. Diagramme contrainte-déformations à L'ELS

I.4.2 L'acier [2]

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL91[2] dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à $E_s = 200000$ MPa.

A. État Limite Ultime "ELU"

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci- après :

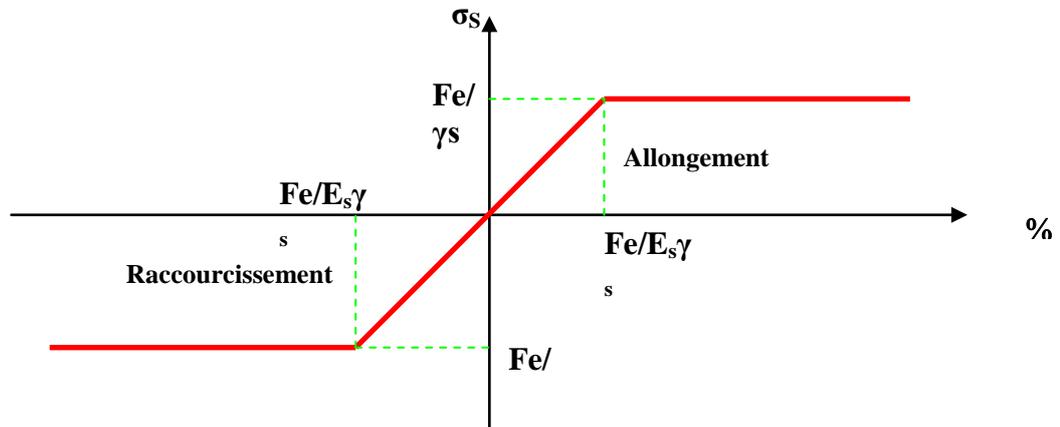


Figure I. 3. Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier.

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPa

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$

B. État Limite de Service "ELS"

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$.

Avec : η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$\eta = 1,0$ Acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Acier à haute adhérence.

I.5. Hypothèses de calcul [2]

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

I.5.1 État limite ultime "ELU"

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

I.5.2 État limite de service "ELS"

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

II.1.Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2.Pré dimensionnement du plancher

II.2.1. Plancher en corps creux

Lorsqu'on veut dimensionner le plancher en corps creux de la structure, on utilise les formules approchées suivantes

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :}$$

e : épaisseur de dalle de compression + corps creux.

L : la distance maximale de la poutre $L_{\max} = 3,60$ m

$$\frac{360}{25} \leq e \leq \frac{360}{20} \quad \text{donc :} \quad 14.4\text{cm} \leq e \leq 18 \text{ cm}$$

On prend : $e_t = 20\text{cm}$ c.-à-d. **$e = 16+4$**

-hauteur de corps creux = 16cm.

-hauteur de dalle de compression = 4 cm

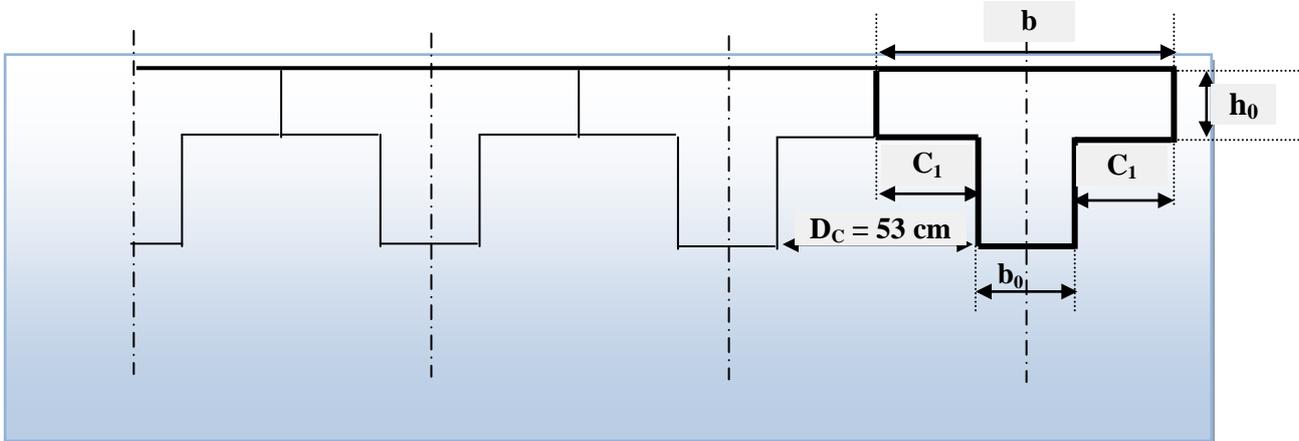


Figure II.1.Plancher en corps creux.

II.2.2.Plancher en dalle pleine

Dans notre ouvrage, ce sont des dalles reposant sur trois cotés et ressemblant à des balcons.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 4,50m$

$12,85 \text{ cm} < e < 18\text{cm}$

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

II.3. Evaluation des charges

Cette étape consiste à évaluer et déterminer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Plancher terrasse

a. Charges permanentes

Tableau II.1: Charge permanents (plancher- terrasse)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
01	Protection en gravier roulé	5	17	0,85
02	Etanchéité multicouches 36s	2	0,6	0,12
03	Isolation thermique en polystyrène	4	4	0,16
04	Forme de pente en béton	10	22	2,20
05	Plancher à corps creux (16+4)	-	-	2,80
06	Enduit en plâtre	2	10	0,2
07	Polyane	-	-	0,01
				$G_T = 6,34 \text{ KN/m}^2$

b. Charge d'exploitation

-Terrasse inaccessible $Q=1,00 \text{ KN/m}^2$

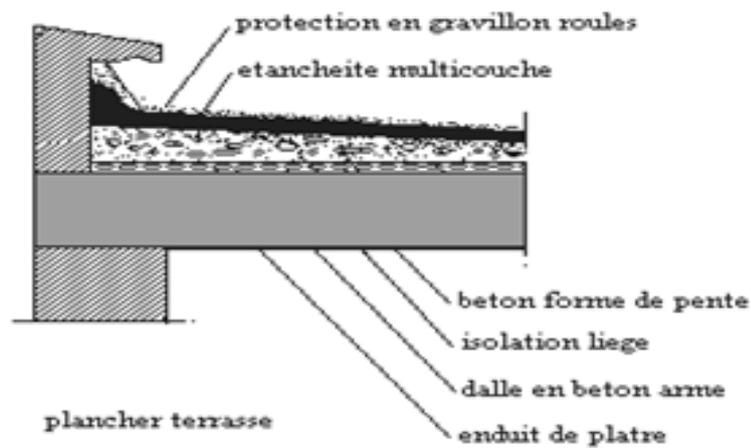


Figure II.2. Plancher terrasse.

II.3.2. Plancher étage courant

a. Charges permanentes

Tableau II.2. Charge permanents (étage courant)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	Cloison de séparation	10	10	1,00
06	lit de sable	2	18	0,54
				$G_T = 5,44 \text{ KN/m}^2$

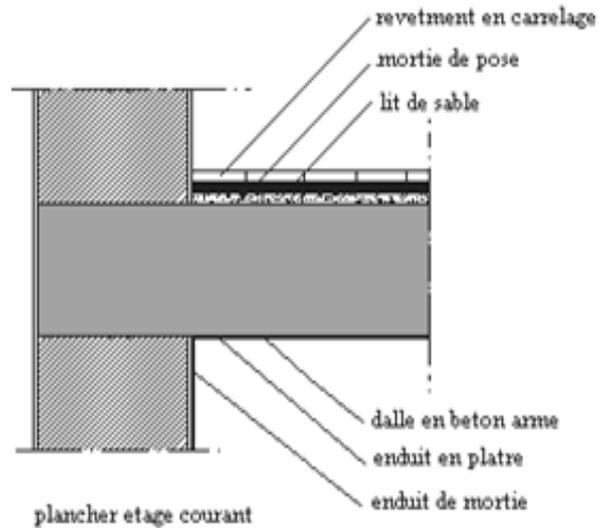


Figure II.3. Plancher courant.

b. Charge d'exploitation

-Usage habitation $1,5 \text{ KN/m}^2$

-Usage de commerciale $2,5 \text{ KN/m}^2$

II.3.3. Plancher en dalle pleine

a. Charges permanentes

Tableau II.3. Charge permanents (dalle pleine)

N°	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Carrelage	2	25	0,5
02	Mortier de pose 2	2	20	0,40
03	Plancher en dalle pleine	15	25	5,00
04	Enduit en plâtre	2	10	0,20
05	lit de sable	2	18	0,54
				$G_T = 6,64 \text{ KN/m}^2$

b. Charge d'exploitation

Pour les balcons ($Q=3,5\text{KN/m}^2$)

II.3.4.Maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

a. Mur extérieur

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

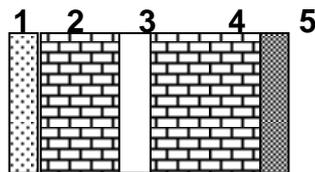


Figure II.4.Détail mur extérieur.

Tableau II .4.Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Briques creuses	2	9	0,90
3- L'âme d'air	/	/	0,00
4- Brique creuse	2	14	2,10
5- Enduit en ciment	10	20	0,40
G	3,64KN/m		

b. Mur intérieur

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse

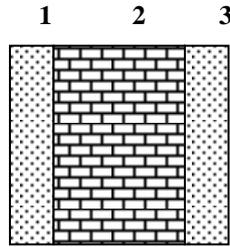


Figure II.5. Détail mur intérieur.

Tableau II.5 .Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Briques creuses	10	9	0,90
3- Enduit intérieur	2	12	0,24
G	1,38 KN/m ²		

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.4.Pré dimensionnement des poutres et des poteaux et des voiles

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. les poutres**a. Les poutres principales (porteuses)**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,6h$$

Avec :

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section

On a : L = 4,50m

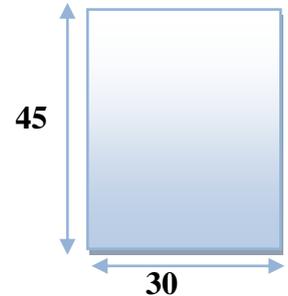
$$450 / 15 \leq h \leq 450 / 10$$

$$30 \leq h \leq 45$$

On prend : h = 45cm

$$0,3h \leq b \leq 0,6h \dots\dots\dots 13,5 \leq b \leq 27$$

On prend : b=30cm



• **Vérification selon RPA 99 version 2003 [1], (zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,5$$

$$1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc : la section de la poutre principale 45*30 cm²

b. poutres secondaires (non porteuses)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

On a: L = 4,10 m

$$410 / 15 \leq h \leq 410 / 10$$

$$27,33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

On prend : h=40 cm

Détermination de la largeur « b »

$$h = 40\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **b=30 cm**

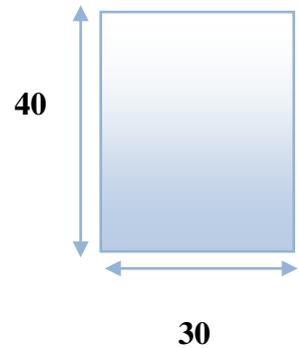
Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [1] (zone sismique 3)

Les dimensions des poutre doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow h/b = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$



- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{l}\right) > \frac{1}{16}$$

-Sens porteur : $45/450=0,1 > 0,06$

-Sens non porteur : $40/450=0,08 > 0,06$

- **Vérification de la flèche : « BAEL 91 modifié 99 » [2]**

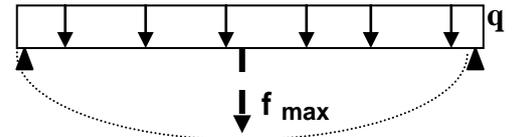
1/-Sens porteurs :

Avec :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \begin{cases} \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{500} & \text{Si } L > 5 \text{ cm} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} & \text{Si } L < 5 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie la flèche maximal est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (2)$$



Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la section de la poutre.

b : la largeur de la section de la poutre.

f_{\max} : la flèche maximum de la poutre.

q : la charge uniformément répartie déterminée à l'E.L.S ($q = G+Q$).

G : charge permanente reprise par la poutre ainsi que son poids propre

Q : charge d'exploitation supportée par la poutre

I : moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion, $I = \frac{bh^3}{12}$

E_{vj} : Module de YOUNG différée du béton armé : $E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}}$

On a : $L = 4,5\text{m} < 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \bar{f} = 0,9 \text{ cm}$

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{(300) (450)^3}{12} = 22781,25 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

Terrasse: $q_t = [G + Q] = (6,44 \cdot 4,5 + 25 \cdot 0,45 \cdot 0,30) + (1 \cdot 4,5) = 36,85 \text{ KN/ml}$.

Etage courant: $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})] = (5,44 \cdot 4,5 + 25 \cdot 0,45 \cdot 0,30) + (1,5 \cdot 4,5) = 34,60 \text{ KN/ml}$.

2/-Sens non porteurs : (l=4,1m)

Terrasse: $q_t = [G + Q] = (6,34 \cdot 4,1 + 25 \cdot 0,45 \cdot 0,30) + (1 \cdot 4,1) = 33,46 \text{ KN/ml}$.

Etage courant : $q_{ét} = [(G_{ét} + Q_{ét})] = (5,44 \cdot 4,1 + 25 \cdot 0,45 \cdot 0,30) + (1,5 \cdot 4,1) = 31,82 \text{ KN/ml}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.6. Valeurs de la flèche pour la poutre de L =4,50m.

Type de plancher	q(KN /ml)	f _{max} (cm)	f _{adm} (mm)	Observation
Plancher terrasse	36,85	0,64	0,9	Vérifiée
Plancher courant	34,60	0,56	0,9	Vérifiée

Tableau II.7. Valeurs de la flèche pour la poutre de L =4,10m

Type de plancher	q(KN /ml)	f _{max} (cm)	f _{adm} (cm)	Observation
Plancher terrasse	33,46	0,5	0,9	Vérifiée
Plancher courant	31,82	0,42	0,9	Vérifiée

Conclusion :

Poutres principales : (b×h) = (30×45) cm².

Poutres secondaires : (b×h) = (30×40) cm².

II.4.2.Les poteaux**a. Principe**➤ **Les étapes de pré dimensionnement**

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central. On utilise un calcul basé sur la descente de charge.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Vérification de la section à l'ELS.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de compression du béton selon le BAEL 91[2].

La section du poteau, obtenue doit vérifie les conditions minimales imposées par le RPA99[1].

En zone III les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$
- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- ♦ $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ($a=b$)

- Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres
- Les charges d'exploitation : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q
- (Q : charge d'exploitation).

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

- Avec
$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$
 le BAEL 91 Modifier 99 [2]

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

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

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $$\begin{cases} \alpha = 0,60(50 / \lambda)^2 & \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} & \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases}$$
 le BAEL 91 Modifier 99 [2]

On se fixe l'élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 [3] d'où :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable)

Donc:

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

AN :

$$B_r \geq 7,63 N_u$$

(N_u en tonnes et B_r en cm^2).

a.1. Poteau central

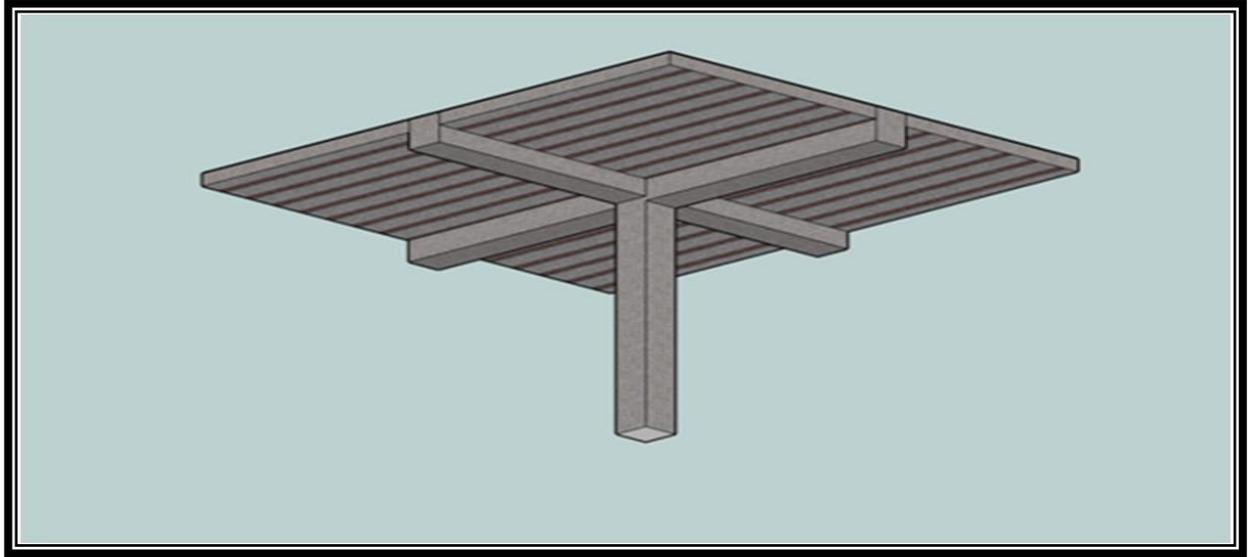


Figure II.6. Poteau central

b. Etape de pré dimensionnement (calcul)

1. Calcul de la surface reprise par poteau central (m^2).

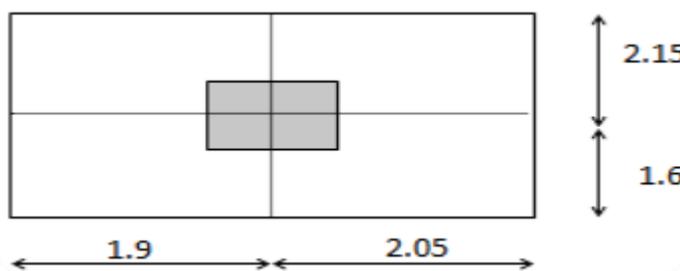


Figure II.7. la surface du poteau plus sollicité.

D'après le plan d'architecte on prend la dimension de poteau (50×50).

$$S = (3,75 \times 3,95) = 14,81 \text{ m}^2$$

2. évaluation de l'effort normale ultime de la compression a chaque niveau

➤ Détermination des charges

Charges permanente

❖ Niveau1

Poids plancher terrasse $G_{PT}=6,34 \times 14,81=93,895 \text{ KN}$

Poids des poutres principales $G_{PP}=0,3 \times (0,45) \times (3,95) \times 25=13,331 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires $G_{PS}=0,3 \times (0,40) \times (3,75-0,5) \times 25=9,75 \text{ KN}$

Poids du poteau $P_P= (0,5 \times 0,5) \times 25 \times (3,06/2) =9,562 \text{ KN}$

$$G_1= 126,537 \text{ KN}$$

❖ Niveau2

Poids revenant 1^{ère} étage $G_1=126,537 \text{ KN}$.

Poids plancher courant $G_{pc}=5,44 \times 14,81 =80,566 \text{ KN}$.

Poids des poutres principales $G_{pp}=0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25= 13,331 \text{ KN}$.

Poids des poutres secondaires $G_{ps}=0,3 \times 0,40 \times (3,75 -0,5) \times 25= 9,75 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau $P_P= 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06-0,45) =16,312 \text{ KN}$.

Murs intérieures $P_M =1,38 \times 3,15 \times (3,06-0,45)=11,345 \text{ KN}$.

$$g_1=131,304 \text{ KN}.$$

D'où : $G_2= G_1+g_1= 126,537 +131,304 =257,841 \text{ KN}$.

❖ Niveau3

Poids plancher courant $G_{pc}=5,44 \times 14,81 =80,566 \text{ KN}$.

Poids des poutres principales $G_{pp}=0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25= 13,331 \text{ KN}$.

Poids des poutres secondaires $G_{ps}=0,3 \times 0,40 \times (3,75 -0,5) \times 25= 9,75 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau $P_P= 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06-0,45) =16,312 \text{ KN}$.

Murs intérieures $P_M =1,38 \times 3,15 \times (3,06-0,45)=11,345 \text{ KN}$.

$$g_2= 131,304 \text{ KN}.$$

$G_3= G_2+g_2= 257,841 \text{ KN} +131,304 = 389,145 \text{ KN}$.

❖ Niveau 4

Poids plancher courant $G_{pc}=5,44 \times 14,81 =80,566 \text{ KN}$.

Poids des poutres principales $G_{pp}=0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25= 13,331 \text{ KN}$.

Poids des poutres secondaires $G_{ps}=0,3 \times 0,40 \times (3,75 -0,5) \times 25= 9,75 \text{ KN}$.

Poids propre du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 16,312 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_3 = 131,304 \text{ KN.}$$

$$G_4 = G_3 + g_3 = 389,145 + 131,304 = 520,449 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 5

Poids revenant 4 ^{ème} étage	$G_4 = 520,449 \text{ KN.}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 16,312 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_4 = 131,304 \text{ KN.}$$

$$G_5 = G_4 + g_4 = 520,449 + 131,304 = 651,753 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 6

Poids revenant 5 ^{ème} étage	$G_5 = 651,753 \text{ KN.}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 16,312 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_5 = 131,304 \text{ KN.}$$

$$G_6 = G_5 + g_5 = 651,753 + 131,304 = 783,057 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 7

Poids revenant 6 ^{ème} étage	$G_6 = 783,057 \text{ KN.}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_P = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 16,312 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_6 = 131,304 \text{ KN.}$$

$$G_7 = G_6 + g_6 = 783,057 + 131,304 = 914,361 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 8

Poids revenant 7 ^{ème} étage	$G_7 = 914,361 \text{ KN.}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_p = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06 - 0,45) = 16,312 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN}$

$$g_7 = 131,304 \text{ KN.}$$

$$G_8 = G_7 + g_7 = 914,361 + 131,304 = 1045,665 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 9

Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_p = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06/2 + 3,74/2 - 0,45) = 18,347 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_8 = 133,339 \text{ KN.}$$

$$G_9 = G_8 + g_8 = 1045,665 + 133,339 = 1179,004 \text{ KN.}$$

❖ Niveau 10

Poids revenant 9 ^{ème} étage	$G_9 = 1179,004 \text{ KN.}$
Poids plancher courant	$G_{pc} = 5,44 \times 14,81 = 80,566 \text{ KN.}$
Poids des poutres principales	$G_{pp} = 0,3 \times 0,45 \times 3,95 \times 25 = 13,331 \text{ KN.}$
Poids des poutres secondaires	$G_{ps} = 0,3 \times 0,40 \times (3,75 - 0,5) \times 25 = 9,75 \text{ KN.}$
Poids propre du poteau	$P_p = 0,5 \times 0,5 \times 25 \times (3,06/2 + 3,74/2 - 0,4) = 18,347 \text{ KN.}$
Murs intérieures	$P_M = 1,38 \times 3,15 \times (3,06 - 0,45) = 11,345 \text{ KN.}$

$$g_9 = 133,339 \text{ KN.}$$

$$G_{10} = G_9 + g_9 = 1179,004 + 133,339 = 1312,343 \text{ KN.}$$

Charge exploitation

Plancher terrasse ($Q_0 = 1 \text{ KN/m}$).

Plancher courant ($Q' = 1,5 \text{ KN/m}$).

Plancher courant ($Q'' = 2,5 \text{ KN/m}$).

$$S=14,81\text{m}^2$$

II.5.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.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par}$$

« DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 »

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

➤ Dégression des charges d'exploitations

Tableau II.8.Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	∑ surcharge	∑ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	∑ ₀ =Q ₀	1
P08	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
P07	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P06	Q ₃	∑ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P05	Q ₄	∑ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P04	Q ₅	∑ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P03	Q ₆	∑ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P02	Q ₇	∑ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +.....+Q ₇)	8,50
P01	Q ₈	∑ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,28
P-RDC	Q ₉	∑ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	10,04

b. Surcharge D'exploitation

- La Terrasse = 1.S =14,81 KN

- Etage = 2, 5.S =37,025 KN

- Etage = 3,85.S = 57,01 KN
- Etage=5,05 .S = 74,79 KN
- Etage =6,10 .S = 90,341 KN
- Etage =7.S = 103,67 KN
- Etage=7,75.S = 114,77 KN
- Etage=8,5.S = 125,885 KN
- Etage=9,28.S = 137,43 KN
- RDC = 10,04.S = 148,692 KN

Q=904,42 KN

➤ **Justification du poteau**

$$N_u \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \alpha \dots\dots\dots [2]$$

Avec :

f_{c28} : limite élastique de l'acier, $f_e = 400\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = \frac{B}{1000}$

B_r : section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

Pour limiter l'élanement des poteaux , on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

D'après la formule (1) on trouve que $B_r \geq 0,066N_u$

$N_u = 1,35G + 1,5Q$

$B_r = 0,066N_u$

$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$; On a : $a=b$

$N_{G08} = G = 257,841\text{KN}$

$N_{Q08} = Q_1 \times S = 2,5 \times 14,81 = 37,025\text{ KN}$

$N_{u08} = 1,35N_{G08} + 1,5N_{Q08} = 403,622\text{KN}$

$$B \geq 0,066N_{u08} \implies Br \geq 266,390\text{cm}^2 \quad Br=(a-0,02)(b-0,02)$$

On a: $a=b$

$$\text{Donc: } Br=(a-0,02)^2 \implies a = \sqrt{Br} + 0,02 \text{ (m)} \quad a=b=16,341\text{cm}^2$$

Le choix : $a=b=30 \text{ cm}$

- Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{ser} = N_{G08} + N_{Q08} = 294,866 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } B=a \times b = 900\text{cm}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} ; \quad (B=a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 1,541 < \delta_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{ (Vérifiée).}$$

Tableau II.9. Dimension de poteau central.

N (X)	N_G (KN)	$N_Q(t)$	$N_U(t)$	$Br (Cm^2)$	$a =$ $((Br)^{1/2} +$ $2) * 1,2)$	RPA	Le choix	$N_{SER}(t)$	σ_{ser} MPa	Obs
1	126,537	14,81	193,039	127,4	11,30	30*30	35*35	141,347	0,136	OK
2	257,841	37,025	403,622	266,39	16,341	30*30	35*35	294,866	0,284	OK
3	389,145	57,01	610,860	403,04	20,09	30*30	40*40	446,155	0,431	OK
4	520,449	74,79	844,791	557,56	23,632	30*30	40*40	595,239	0,575	OK
5	651,753	90,341	1015,378	670,14	25,907	30*30	45*45	742,094	0,716	OK
6	783,057	103,67	1212,631	800,33	28,31	30*30	45*45	886,727	0,856	OK
7	914,361	114,77	1406,542	928,31	30,488	30*30	50*50	1029,131	0,994	OK
8	1045,665	125,88	1600,475	1056,31	32,520	30*30	50*50	1171,55	1,131	OK
9	1179,004	137,43	1797,8	1186,54	34,466	30*30	50*50	1316,434	1,271	OK

II.4.3. Les voiles

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003 [1] : $L \geq 4 a$

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 15cm. 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 :

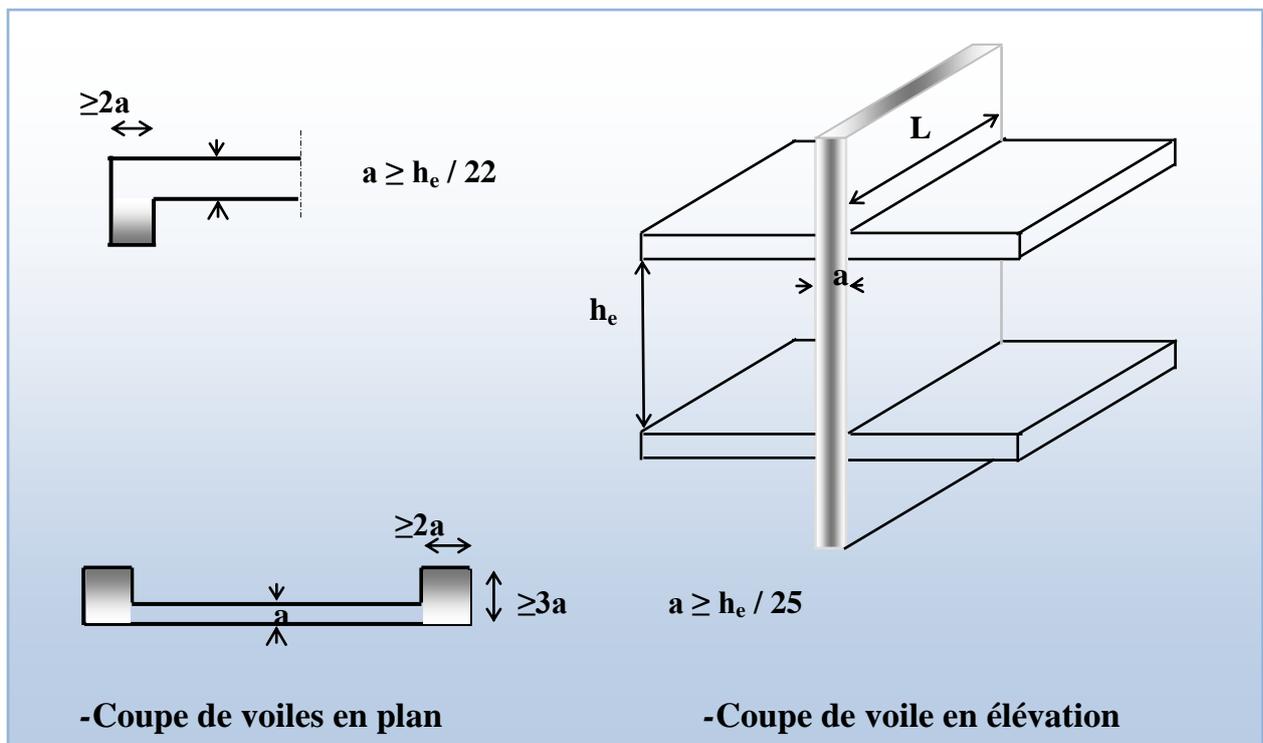


Figure II.8. Coupe de voile en élévation

On a : $h_e = 3,29\text{m} \rightarrow a \geq 3,29 / 20 = 0,184$ pour le RDC

$h_e = 2,61\text{ m} \rightarrow a \geq 2,61/20 = 0,160$ pour les étages courants.

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

III.1.L'acrotère

III.1.1. Définition de L'acrotère

L'acrotère dans la plus part des constructions est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant ainsi la protection de la ligne jonctive fissurée entre lui-même d'une part, et comme élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de sa forme en pente d'autre part.

III.1.2 le calcul

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse. Cette dernière est sollicitée par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical du à son poids propre.
- ✓ Effort horizontal à la main courante, créant un moment fléchissant.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse ; celle de l'encastrement, il se fera à la flexion composée pour une bande de 1 m linéaire

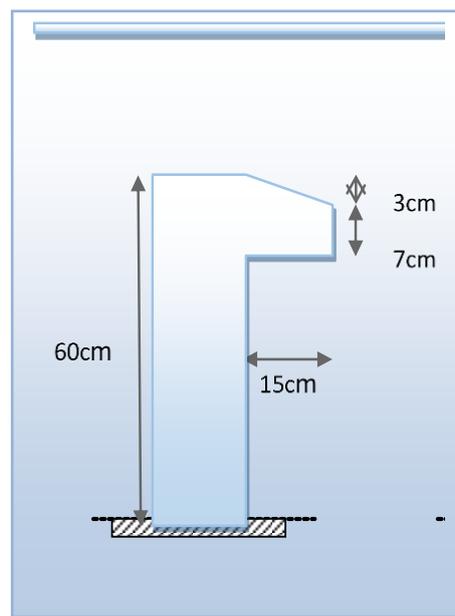


Figure III.1.Schéma de l'acrotère.

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.

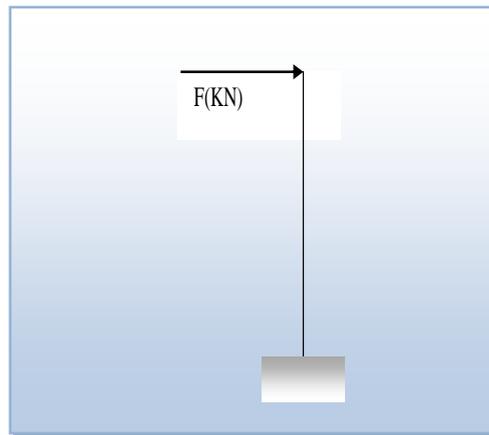


Figure III.2. Force horizontale sismique agissant sur l'acrotère.

III.2.2. Evaluation des charges et surcharge

✓ Surface :

$$S = 0,6 \times 0,1 + \frac{0,1 + 0,07}{2} \times 0,15 = 0,0728 \text{ m}^2$$

a)-charge permanent

- Poids propre de l'acrotère

$$g_0 = S \times \rho$$

Avec :

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$g_0 = 0,0728 \times 25 = 1,82 \text{ KN/ml}$$

- Poids de l'enduit de ciment

$$S_1 = 0,6 + 0,1 + \sqrt{(0,03)^2 + (0,10)^2} + 0,07 + 0,10 + 0,5 = 1,40 \text{ m}$$

$$g_1 = S_1 \times e \times \rho$$

Avec : $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$ et $e = 2 \text{ cm}$

$$g_1 = 1,40 \times 0,02 \times 18$$

$$g_1 = 0,50 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } G = g_0 + g_1 = 2,23 \text{ /ml}$$

b-Charges d'exploitation :

- $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$.
- L' action des forces horizontales $Q_h : (F_p)$

c-Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul $F_p = 4.A.C_p.W_p \dots$ Selon l'article 6.2.3 RPA

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA. Tableau 4.1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (RPA./Tableau 6.1)

W_p : Poids d'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,82 \quad F_p = 1,45 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\Rightarrow Q_u = Q = 1,5 \text{ NK/ml.}$$

III.1.2.3. Les sollicitations✓ **A l'état limite ultime de rupture**• **L'effort normal de compression**

Cet effort est due à la charge permanente

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,21 = 2,98 \text{ KN.}$$

• **Moment fléchissant**

Ce moment est du la main courante.

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

✓ **A l'état limite de service**

L'effort normal de compression :

$$N_s = G = 2,98 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant**

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul de l'excentricité**

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité du 1^{er} ordre.

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle due aux imperfections géométrique initiales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,9 \times \frac{10^2}{2,98} = 30,20 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{1}{250}\right) = \max\left(2\text{cm} ; \frac{60}{250} = 0,24\text{cm}\right) = 2\text{cm.}$$

$$e_2 = \left(3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h}\right) \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

l_f : Longueur de flambement.

l : hauteur de l'acrotère.

h : largeur de l'acrotère = b

α : le rapport du moment du premier ordre, dûe aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

\emptyset : Le rapport de déformation considérée égale à 2.

Avant de calcul e_2 il faut vérifier la relation suivante : $\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left\{15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right\}$

$$\max\left\{15; 20 \times \frac{e_1}{h}\right\} = \max\left\{15; 20 \times \frac{30,2}{60} = 9,3124\right\} \text{ cm} = 15\text{cm}$$

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} = 120 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_f}{h_0} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_s}\right) = 0$$

$$e_2 = \left(3 \times \frac{l_f^2}{10^4 \times h}\right) \times 2 = \left(3 \times \frac{120^2}{10^4 \times 10}\right) \times 2 = 0,864 \text{ cm}$$

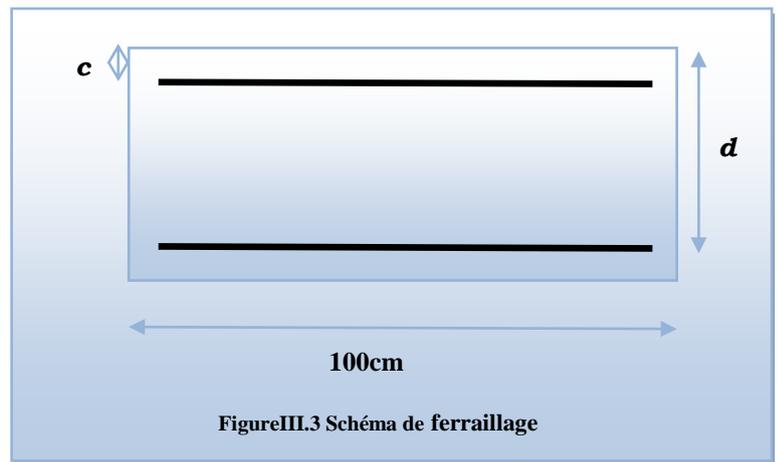
donc :

$$e_t = 30,2 + 2 + 0,864 = 33,064 \text{ cm}$$

III.2.4.Ferraillage de l'acrotère

$b=100\text{cm}$; acier FeE400 ;

$c=2\text{cm}$; $d=8\text{cm}$.



On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

$$M_u = N_u \times e_t = 2,98 \times 33,064 = 98,53 \text{ KN.cm} = 0,9853 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ fictif}} = M_u + N_u \times \left(d - \left(\frac{h}{2}\right)\right)$$

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_t + d - (h/2)) = 2,98 \times (33,064 + 8 - (\frac{10}{2})) = 137,27 \text{ KN. cm} =$$

$$1,3727 \text{ KN. m}$$

Le calcul de l'acrotère se fera à la flexion simple sous l'effet de $M_{u \text{ fictif}}$.

On a comme donnée $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 22 \text{ Mpa}$; $\sigma_b = 12$.

$$\mu = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,3727}{14,16 \times 10^3 \times 1 \times 0,08^2} = 0,0115$$

$$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \quad \text{donc } A' = 0 \quad (A' : \text{armatures comprimées})$$

$$\beta = 0,5 + \left(\frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2}\right) = 0,5 + \left(\frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,0115}}{2}\right) = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,3727}{348 \times 10^3 \times 0,988 \times 0,08} = 4,99 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,499 \text{ cm}^2$$

On a calculé la section à la flexion simple mais la section réelle est celle donnée par flexion composée donc :

$$A_{sfc} = A_s - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s}$$

$$A_{sfc} = 4,99 \times 10^{-5} - \frac{2,98}{100 \times 348 \times 10^3} = 3,223 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,3223 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 0,08 \times (2,1/400) = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = \max(A_{\min} ; A_{sfc}) = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ } \varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ **Armateur de répartition**

$$A_r = A/4 = 2,01/4 = 0,502 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } A_r = 4 \varnothing 8 = 1,15 \text{ cm}^2$$

✓ **L'espaceur des armateurs principaux**

$$S_{tP} \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_{tP} = 30 \text{ cm}$$

✓ **L'espaceur des armateurs de répartition**

$$S_{tR} \leq \min(4 \times h ; 45) \text{ cm} = \min(40 ; 45) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_{tR} = 30 \text{ cm}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_0 = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 3\text{Mpa}\right) = \min\left(\frac{25}{1.5} = 14,6667; 3\right) \text{Mpa} = 3\text{Mpa}$$

$$\tau_0 = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 18,75 \text{Kn/m}^2 < 3 \times 10^3 \text{KN/m}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

donc pas d'armateur transversal.

✓ Vérification du flambement

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda_{\max} \leq \max\left(50; \min\left(67 \times \frac{e_1}{h}; 100\right)\right)$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ avec}$$

$$I = \left(\frac{b \times h^3}{12}\right) \quad B = b \times h$$

$$\Rightarrow I = \frac{h}{2 \times \sqrt{3}} = \frac{10}{2 \times \sqrt{3}} = 2,8868 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = 41,5685$$

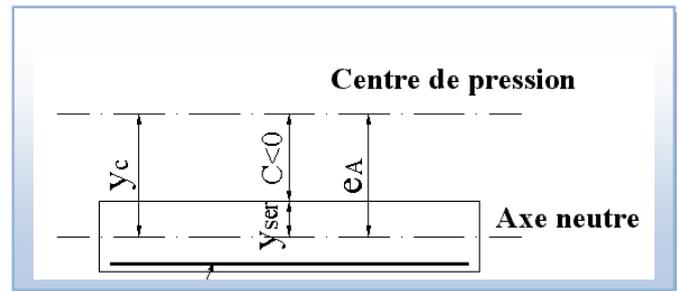


Figure III.4. position des axes.

$$\max\left(50; \min\left(67 \times \frac{e_1}{h}; 100\right)\right) = \max(50; \min(187,267; 100)) = 100$$

$41,5685 < 100 \Rightarrow$ Donc, il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

III.1.2.5 Vérification à l'E.L.S

On a :

$$N_s = G = 2,21 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,21} = 0,2714 \text{ m} = 27,14 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{h}{2}\right) - c = \left(\frac{10}{2}\right) - 2 = 3 \text{ cm}$$

On a : $e_1 > \left(\frac{h}{2}\right) - c$ Donc la section est partiellement comprimée.

$$Y_{\text{ser}} = Y_c + C$$

Avec : Y_c : distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

C : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$Y_c^3 + P.Y_c + q = 0$$

$$C = \left(\frac{h}{2}\right) - e_1 = \left(\frac{10}{2}\right) - 25,16 = -20,16$$

Avec :

$$P = -3 \times c^2 + \frac{(d - C) \times 90 \times A_s}{b} = -3 \times (-20,16)^2 + \frac{(8 + 20,16) \times 90 \times 2,01}{100}$$

$$P = -1168,33 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \times C^3 - (d - C)^2 \times 90 \times \frac{A_s}{100}$$

$$q = -2 \times (-20,16)^3 - (8 + 20,16)^2 \times 90 \times \frac{2,01}{100} = 14952,56$$

On calcule Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 14952,56^2 + \frac{4 \times (-1168,33^3)}{27}$$

$$= -12682094,6131$$

$\Delta < 0$ Donc :

$$\varphi = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{-\frac{3}{p}} \right) = \text{Arc cos} \left(\frac{3 \times 15580,6138}{2 \times (-1190,6381)} \cdot \sqrt{-\frac{3}{-1190,6381}} \right)$$

$$\varphi = 170,1625^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{-\frac{p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1190,6381}{3}} = 39,8437$$

$$Y_1 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 39,8437 \times \cos\left(\frac{170,1625}{3}\right) = 21,863 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 39,8437 \times \cos\left(\frac{170,1625}{3} + 120\right) = -39,7785 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,8437 \times \cos\left(\frac{170,1625}{3} + 240\right) = 17,9155 \text{ cm}$$

On a une condition il faut que vérifie : $Y_{ser} > 0$

$$Y_{ser1} = Y_1 + C = 21,863 - 20,16 = 1,703 \text{ cm}$$

$$Y_{ser2} = Y_2 + C = -39,7785 - 20,16 = -59,9385 \longrightarrow \text{Non vérifie.}$$

$$Y_{ser3} = Y_3 + C = 17,9155 - 20,16 = -2,2445 \longrightarrow \text{Non vérifie.}$$

Donc on trouve une seul solution qui vérifie la condition $\longrightarrow Y_1 = 21,863 \text{ cm}$.

✓ Calcul des contraintes

On vérifie les conditions suivantes ; si elles sont vérifiées, la vérification de L'ELS n'est pas nécessaire :

Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - Y_{ser})^2 I$$

$$= \frac{100 \times 1,703^3}{3} + 15 \times 1,5 \times (8 - 1,703)^2 = 836,740 \text{ cm}^4$$

$$K = \left(\frac{N_s}{I}\right) \times Y_1 = \left(\frac{2,3851}{836,74}\right) \times 21,863 = 0,0623 \text{ kn/cm}^3$$

✓ **Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = K \times Y_{ser} = 0,0632 \times 1,703 \times 10 = 1,0763 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,076 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_s = 15 \times \left(\frac{M_s}{I}\right) \times (d - Y_{ser}) = 15 \times \left(0,6 \times \frac{10^3}{836,74}\right) \times (8 - 1,703) = 67,7307 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\left(\frac{2}{3}\right) \times f_e; 150 \times \eta\right) = \min(266,66; 240) = 266,66 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 67,7307 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 266,66 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenable.

III.2.6. Vérification au séisme

Selon (R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3) [2] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, sujettes à des forces horizontales données par la formule suivante :

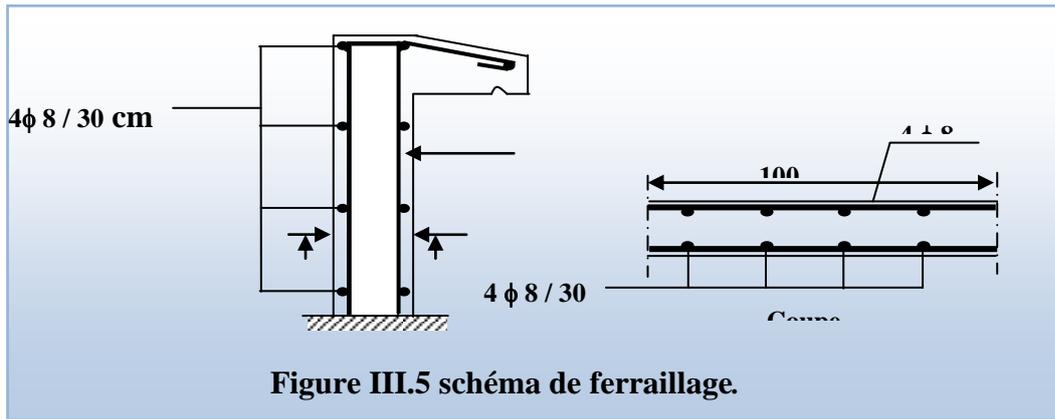
$$F_p = 4. A . C_p . W_p$$

$$F_p = 4.(0,25).(0,8).(1,82) = 1,45 \text{ KN/ml}$$

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

$$F_p = 1,45 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Pour assurer la résistance de cet élément, il faut ferrailer symétriquement.



III.2. Planchers

III.2.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane horizontal séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et assurer les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartis les charges horizontales au système de contreventement qui assurent la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide). Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :
- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

III.2.2. Etude des poutrelles

a)- Dimensionnement des poutrelles

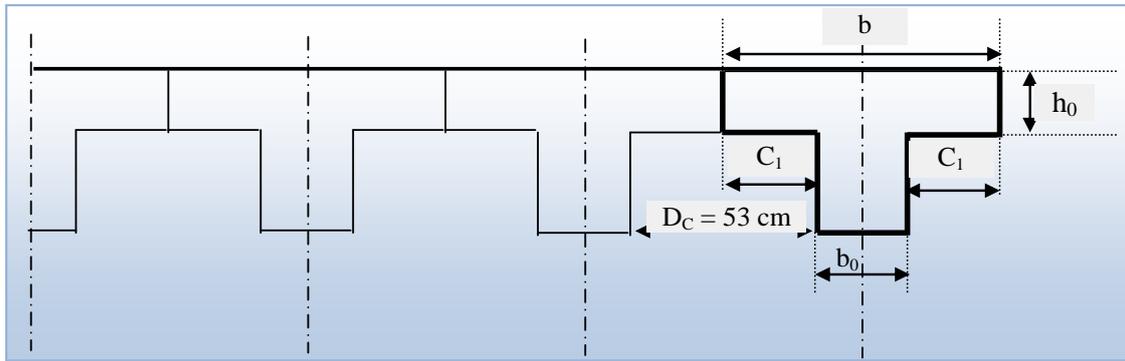


Figure III.6. Dimension des poutrelles.

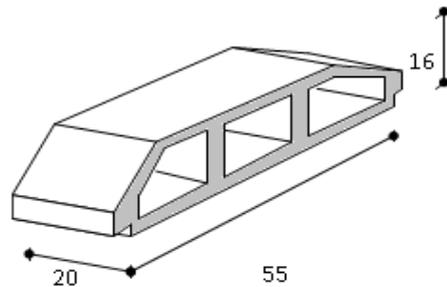


Figure III.7. Dimension de corps creux.

b)- Hauteur de la poutrelle

D'après B.A.E.L 99 [2] : La hauteur du plancher est déterminée par la formule

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

$$\frac{L}{25} = \frac{410}{25} = 16,4\text{cm} \leq h_t \leq \frac{L}{20} = \frac{410}{20} = 20,5\text{cm}$$

On prend : $h_t = 20\text{cm}$

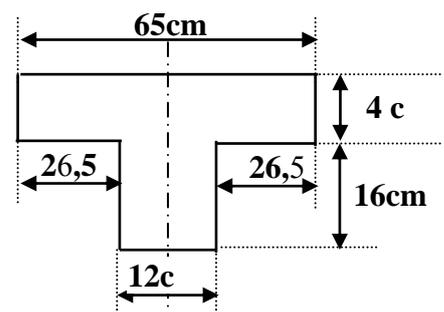


Figure III.8. Hauteur de la poutrelle.

- L'épaisseur du corps creux : $e = 16\text{cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20 - 16 = 4\text{cm}$.
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12\text{ cm}$.

- Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_C = 53 \text{ cm}$.

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{D_C}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm} \\ (6;8).h_0 = (6;8) \times 4 \text{ cm} = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b = 12 + 2(26,5) = 65 \text{ cm}$$

III.2.3.Méthode de calcul

a. Calcul des moments

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de RDM.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a).1.Méthode forfaitaire

a).1.1. Domaine d'application

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

a).1.2.Exposé de la méthode

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

$$\bullet M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : 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.

a).1.3.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.

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. Exposé de la méthode

1. Moment sur appuis

* $M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives

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

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

2. Moment en travée

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

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

Avec :

M_0 : 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.

Où "l" représente la portée de la travée libre.

3. Effort tranchant

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

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

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

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

III.2.2. 1. 1^{ère} étape (avant le coulage)

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

- Son Poids propre.
- Poids propre du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=2,5\text{KN} / m^2$.

a). Les sollicitations

- Charges permanente :
 - Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.
 - Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ KN/ml}$.
- $G = 0,12+1,82=1,94 \text{ KN/ml}$.

- Surcharge d'exploitation :

C'est une charge localisée au centre de chaque portée entre étais dont l'intensité est la plus grande des deux valeurs 1 KN et 0,5 KN par mètre de portée entre étais.

$$\rightarrow Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ KN.} \\ 0,65 \times 2,5 = 1,625 \text{ kN/ml} = 2,27 \text{ KN.} \end{cases}$$

b). les combinaisons

$$\text{E.L.S : } q_s = Q + G.$$

$$\text{E.L.U : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q.$$

On prend : $L_{\text{max}} = 4,10 \text{ m.}$

$$G = 1,94 \text{ KN /ml.}$$

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1,35 (1,94) + 1,5 (1,625) = 5,056 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 1,94 + 1,625 = 3,565 \text{ KN/ml.}$$

Pour une poutrelle isostatique, le moment à la travée est donné par :

$$M_u = \frac{5,056(4,10)^2}{8} = 10,623 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{3,565(4,10)^2}{8} = 7,49 \text{ kN.m}$$

La poutrelle travaille en flexion simple

$$b = 12 \text{ cm; } h_0 = 4 \text{ cm; } d = 0,9 h_0 = 3,6 \text{ cm; } h_t = 20 \text{ cm; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10,623 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 4,82 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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.

III.2.2.2^{ème} étape (après le coulage) :

-Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles travaillent Comme une section en T.

$$b = 65 \text{ cm ; } b_0 = 12 \text{ cm ; } h_0 = 4 \text{ cm ; } h = 16 \text{ cm ; } h_t = 20 \text{ cm ; } d = 0,9 h_t = 18 \text{ cm.}$$

a)- Evaluation des charges et Surcharges

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges.

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$6,34 \times 0,65 = 4,121 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage courant	
Charges permanentes	$5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$
RDC	
Charges permanentes	$5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.2. Combinaison des charges

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,538 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,771 \text{ KN/ml.}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,236 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,511 \text{ KN/ml.}$
RDC	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,21 \text{ KN/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 5,161 \text{ KN/ml.}$

Conclusion

→ les poutrelles du plancher de RDC sont sensiblement les plus sollicitées.

Nous avons (02) types de poutrelles :

a)- Poutrelles à sept travées

a.1.Méthode de calcul (méthode de forfaitaire)

○ **Condition d'application de la méthode forfaitaire**

1/- La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < \text{Max} (2 \times 3,536 = 7,072 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

2/- Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....C.V.

3/- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$$\frac{2,9}{3,5} = 0,82 \quad ; \quad \frac{3,5}{4,10} = 0,85 \quad ; \quad \frac{4,10}{3,8} = 1,07 \quad \frac{3,8}{4,10} = 0,92; \quad \frac{4,10}{3,5} = 1,17; \quad \frac{3,5}{2,9} = 1,20$$

.....C.V.

4/- La fissuration est considérée comme peu nuisible.....C.V.

○ **Calcul des moments de flexion a L'ELU**

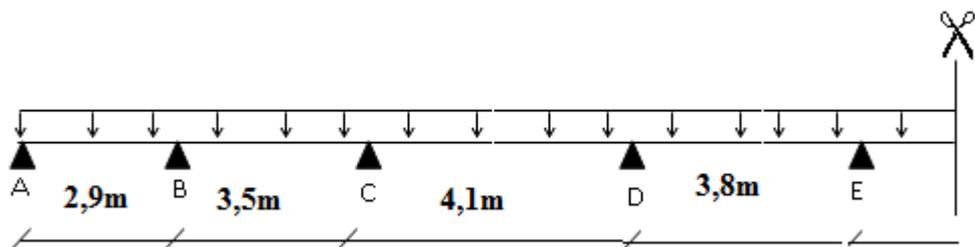


Figure III.9.poutrelle à sept travées.

$$\alpha = \frac{Q_t}{G_t + Q_t} = \frac{1,625}{3,536 + 1,625} = 0,31$$

$$P_g = 1,35.G.b = 1,35 \times 5,44 \times 0,65 = 4,773 \text{ kN/ml.}$$

$$P_q = 1,5.Q.b = 1,5 \times 2,5 \times 0,65 = 2,437 \text{ kN/ml.}$$

$$P = P_g + P_q = 4,773 + 2,437 = 7,21\text{kN/ml.}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (2,9)^2}{8} = 7,579 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (3,5)^2}{8} = 11,04\text{kN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (4,10)^2}{8} = 15,15\text{kN.m}$$

$$\text{Travé DE} : M_{04} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (3,8)^2}{8} = 13,014 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travé EF} : M_{05} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (4,1)^2}{8} = 15,15 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travé FG} : M_{06} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (3,5)^2}{8} = 11,04 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travé GH} : M_{07} = \frac{PL^2}{8} = \frac{7,21 \times (2,9)^2}{8} = 7,579 \text{ kN.m.}$$

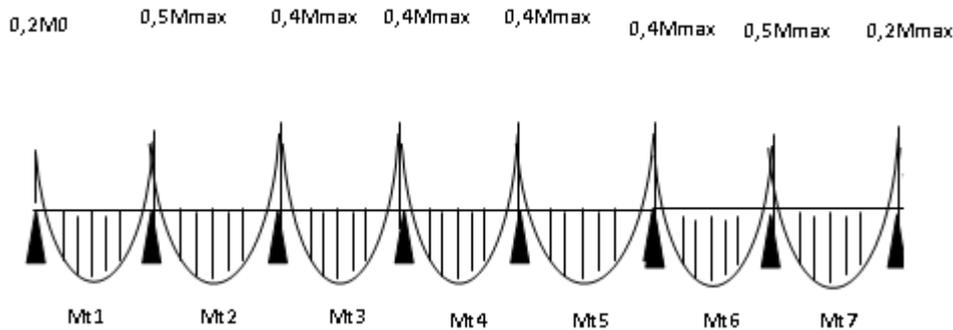


Figure III.10. Diagrammes des moments isostatiques.

✓ **Calcul des moments aux appuis**

$$\text{Appui A} : M_A = 0,2.M_{01} = 0,2 \times 7,579 = 1,515 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui B} : M_B = 0,5 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 11,04 = 5,52 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui C} : M_C = 0,4 \text{Max}(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 15,15 = 6,06 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui D} : M_D = 0,4 \text{Max}(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times 15,15 = 6,06 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui E} : M_E = 0,4 \text{Max}(M_{04}, M_{05}) = 0,4 \times 15,15 = 6,06 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui F} : M_F = 0,4(M_{05}, M_{06}) = 0,4 \times 15,15 = 6,06 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui G} : M_G = 0,5 \text{Max}(M_{06}, M_{07}) = 0,5 \times 11,04 = 5,52 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui H} : M_H = 0,2.M_{07} = 0,2 \times 7,579 = 1,515 \text{ kN.m.}$$

✓ **Calcul des moment**

$$\text{Travée AB} : M_{t1} = 1,05.M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,440 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée BC} : M_{t2} = 1,05.M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,802 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée } CD : M_{t_3} = 1,05.M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 9,847 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } DE : M_{t_4} = 1,05.M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 7,604 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } EF : M_{t_5} = 1,05.M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 9,847 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } FG : M_{t_6} = 1,05.M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 5,802 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } GH : M_{t_7} = 1,05.M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2} = 4,440 \text{ kN.m}$$

Vérification des conditions 2 et 3

- Les travées de rive :

$$M_{t_1} = M_{t_7} = \frac{1,2 + 0,3.\alpha}{2} . M_{01} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 7,579 = 4,899 \text{ KN.m}$$

- Les travées intermédiaires :

$$M_{t_2} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{02} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 11,04 = 6,033 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_3} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{03} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 15,15 = 8,279 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_4} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{04} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 13,014 = 7,112 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_5} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{05} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 15,15 = 8,279 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_6} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{06} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 11,04 = 6,033 \text{ kN.m}$$

Résumé des résultats :

Tableau III.3.moment en travée et en appuis à état limite ultime.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	2,9	3,5	4,10	3,8	4,10	3,5	2,9	
$M_0 = \frac{ql^2}{2}$ (kN.ml)	7,579	11,04	15,15	13,014	15,15	11,04	7,579	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient Forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
Moment sur appuis(kN.ml)	1,515	5,52	6,06	6,06	6,06	6,06	5,52	1,515
Moment en travée (C1) (kN.ml)	4,440	5,802	9,847	7,604	9,847	5,802	4,440	
Moment en Travée de rive (C2)(kN.ml)	4,899	-	-	-	-	-	4,899	
Moment en Travée intermédiaire (C2)(kN.ml)	-	6,033	8,279	7,112	8,279	6,033	-	
M_T (résultat) $M_T = \max(c_1; c_2)$	4,899	6,033	9,847	7,604	9,847	6,033	4,899	

On admet pour le ferrailage : $M_t = 9,847 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 6,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ L'effort tranchant

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; b = L - a ; V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b}$$

- Travée AB et GH :

$$M_w = 1,515 \text{ KN.m} ; M_e = 5,52 \text{ KN.m} \quad M_t = 4,889 \text{ KN.m} \quad L = 2,9 \text{ m}$$

$$a = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{5,52 + 4,889}{1,515 + 4,889}}} = 1,274 \text{ m}, b = 2,9 - 1,274 = 1,626 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{1,515 + 4,889}{1,626} = -7,876 \text{ KN},$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{5,52 + 4,889}{1,626} = 12,803 \text{ KN}$$

- Travée BC et FG :

$$M_w = 5,52 \text{ KN.m} \quad M_e = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_t = 6,033 \text{ KN.m} \quad L = 3,5 \text{ m}$$

$$a = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 6,033}{5,52 + 6,033}}} = 1,730 \text{ m}, b = 3,5 - 1,730 = 1,77 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{5,52 + 6,033}{1,77} = -13,054 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 6,033}{1,77} = 13,664 \text{ KN}$$

- Travée CD et EF :

$$M_w = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_e = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_t = 9,847 \text{ kN.m} \quad L = 4,10 \text{ m}$$

$$a = \frac{4,10}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 9,847}{6,06 + 9,847}}} = 2,05 \text{ m}, b = 4,10 - 2,05 = 2,05 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{6,06 + 9,847}{2,05} = -15,519 \text{ KN}$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 9,847}{2,05} = 15,519 \text{ KN}$$

- Travée DE :

$$M_w = 6,06 \text{KN.m} \quad M_e = 6,06 \text{KN.m} \quad M_t = 7,604 \text{KN.m} \quad L = 3,8 \text{m}$$

$$a = \frac{3,8}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 7,604}{6,06 + 7,604}}} = 1,9 \text{m}, \quad b = 3,8 - 1,9 = 1,9 \text{m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{6,06 + 7,604}{1,9} = -14,383 \text{KN}, \quad V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 7,604}{1,9} = 14,383 \text{KN}$$

- Diagramme de M et T

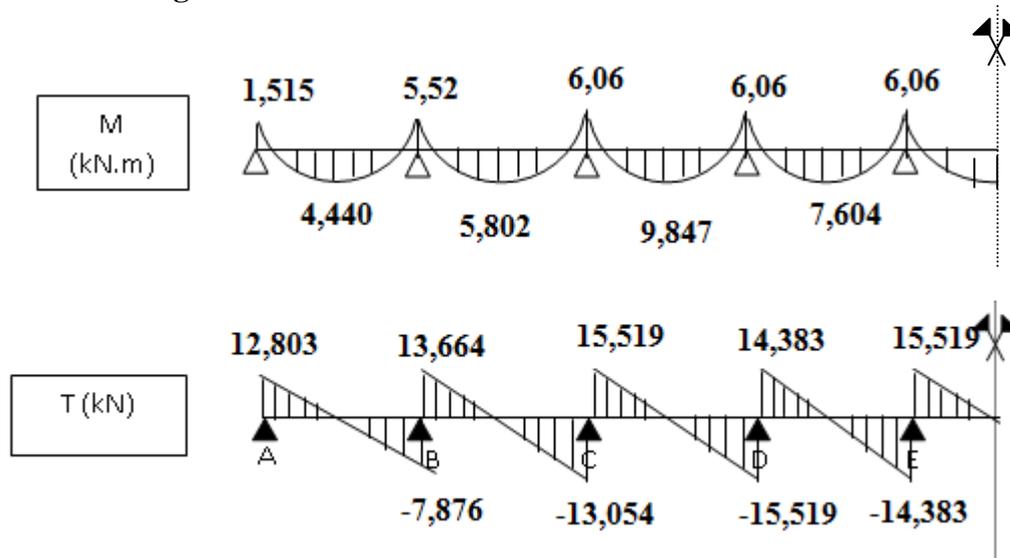


Figure III.11. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

- Etat limite de service

$$P_s = G + Q = (3,536 + 1,625) = 5,161 \text{KN.}$$

- ✓ Calcul des moments isostatiques

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (2,9)^2}{8} = 5,425 \text{kN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (3,5)^2}{8} = 7,902 \text{kN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (4,10)^2}{8} = 10,844 \text{kN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (3,8)^2}{8} = 9,315 \text{kN.m.}$$

$$\text{Travé } EF : M_{05} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (4,1)^2}{8} = 10,844 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travé } FG : M_{06} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (3,5)^2}{8} = 7,902 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travé } GH : M_{07} = \frac{PL^2}{8} = \frac{5,161 \times (2,9)^2}{8} = 5,425 \text{ kN.m.}$$

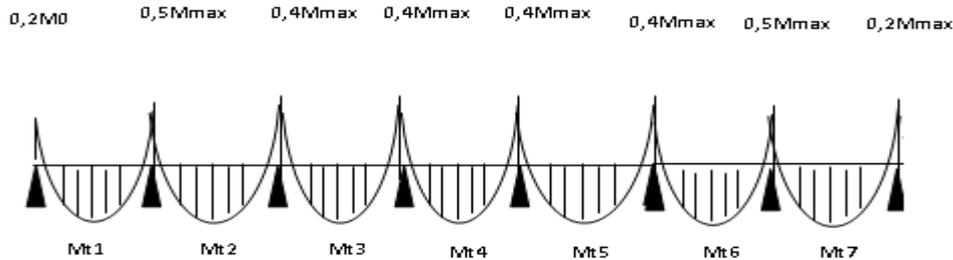


Figure III.12. Diagrammes des moments isostatiques.

✓ **Calcul des moments aux appuis**

$$\text{Appui A : } M_A = 0,2.M_{01} = 0,2 \times 5,425 = 1,085 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui B : } M_B = 0,5 \text{Max}(M_{01}, M_{02}) = 0,5 \times 7,902 = 3,951 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui C : } M_C = 0,4 \text{Max}(M_{02}, M_{03}) = 0,4 \times 10,844 = 4,337 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui D : } M_D = 0,4 \text{Max}(M_{03}, M_{04}) = 0,4 \times 10,844 = 4,337 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui E : } M_E = 0,4 \text{Max}(M_{04}, M_{05}) = 0,4 \times 10,844 = 4,337 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui F : } M_F = 0,4 \text{Max}(M_{05}, M_{06}) = 0,4 \times 10,844 = 4,337 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui G : } M_G = 0,5 \text{Max}(M_{06}, M_{07}) = 0,5 \times 7,902 = 3,951 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Appui H : } M_H = 0,2.M_{07} = 0,2 \times 5,425 = 1,085 \text{ kN.m.}$$

✓ **Calcul des moments en travées**

$$\text{Travée AB : } M_{t1} = 1,05.M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,178 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée BC : } M_{t2} = 1,05.M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4,153 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée CD : } M_{t3} = 1,05.M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 7,049 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée DE : } M_{t4} = 1,05.M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 5,443 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } EF : M_{t5} = 1,05.M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 7,049 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } FG : M_{t6} = 1,05.M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} = 4,153 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Travée } GH : M_{t7} = 1,05.M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2} = 3,178 \text{ kN.m.}$$

Vérification des conditions 2 et 3

- Les travées de rive :

$$M_{t1} = M_{t7} = \frac{1,2 + 0,3.\alpha}{2} . M_{01} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 5,425 = 3,507 \text{ KN.m.}$$

- Les travées intermédiaires

$$M_{t2} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{02} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 7,902 = 4,318 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t3} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{03} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 10,8 = 5,902 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t4} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{04} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 9,315 = 5,09 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t5} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{05} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 10,8 = 5,902 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t6} = \frac{1 + 0,3.\alpha}{2} . M_{06} = \frac{1 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 7,902 = 4,318 \text{ kN.m.}$$

Résumé des résultats

Tableau III.4.moment en travée et en appuis à état limite service.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	2,9	3,5	4,10	3,8	4,10	3,5	2,9	
$M_0 = \frac{ql^2}{2}$ (kN.ml)	5,425	7,902	10,844	9,315	10,844	7,902	5,425	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient Forfaitaire	0,2	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,2
Moment sur appuis(kN.ml)	1,085	3,951	4,337	4,337	4,337	4,337	3,951	1,085
Moment en travée (C1) (kN.ml)	3,178	4,153	7,049	5,443	7,049		4,153	3,178
Moment en Travée de rive (C2)(kN.ml)	3,507	-	-	-	-	-	-	3,507
Moment en Travée intermédiaire (C2)(kN.ml)	-	4,318	5,902	5,09	5,902	4,318	-	-
M_T (résultat) M_T = max(c₁, c₂)	3,507	4,318	7,049	5,443	7,049	4,318	3,507	

On admet pour le ferrailage : $M_t = 7,049 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$M_a = 4,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

➤ L'effort tranchant :

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; b = L - a ; V_e = 2 \cdot \frac{M_e + M_t}{b}$$

• Travée AB et GH :

$$M_w = 1,515 \text{ KN.m} ; M_e = 5,52 \text{ KN.m} \quad M_t = 4,889 \text{ KN.m} \quad L = 2,9 \text{ m}$$

$$a = \frac{2,9}{1 + \sqrt{\frac{5,52 + 4,889}{1,515 + 4,889}}} = 1,274 \text{ m}, b = 2,9 - 1,274 = 1,626 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{1,515 + 4,889}{1,626} = -7,876 \text{ KN},$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{5,52 + 4,889}{1,626} = 12,803 \text{ KN}$$

• Travée BC et FG :

$$M_w = 5,52 \text{ KN.m} \quad M_e = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_t = 6,033 \text{ KN.m} \quad L = 3,5 \text{ m}$$

$$a = \frac{3,5}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 6,033}{5,52 + 6,033}}} = 1,730 \text{ m}, b = 3,5 - 1,730 = 1,77 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{5,52 + 6,033}{1,77} = -13,054 \text{ KN}, \quad V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 6,033}{1,77} = 13,664 \text{ KN}$$

• Travée CD et EF :

$$M_w = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_e = 6,06 \text{ KN.m} \quad M_t = 9,847 \text{ kN.m} \quad L = 4,10 \text{ m}$$

$$a = \frac{4,10}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 9,847}{6,06 + 9,847}}} = 2,05 \text{ m}, b = 4,10 - 2,05 = 2,05 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{6,06 + 9,847}{2,05} = -15,519 \text{ KN}, \quad V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 9,847}{2,05} = 15,519 \text{ KN}.$$

• Travée DE :

$$M_w = 6,06 \text{ KN.m} , \quad M_e = 6,06 \text{ KN.m} ; \quad M_t = 7,604 \text{ KN.m} ; \quad L = 3,8 \text{ m}$$

$$a = \frac{3,8}{1 + \sqrt{\frac{6,06 + 7,604}{6,06 + 7,604}}} = 1,9m, \quad b = 3,8 - 1,9 = 1,9m$$

$$V_w = -2 \cdot \frac{6,06 + 7,604}{1,9} = -14,383KN.$$

$$V_e = 2 \cdot \frac{6,06 + 7,604}{1,9} = 14,383KN.$$

○ Diagramme de M et T

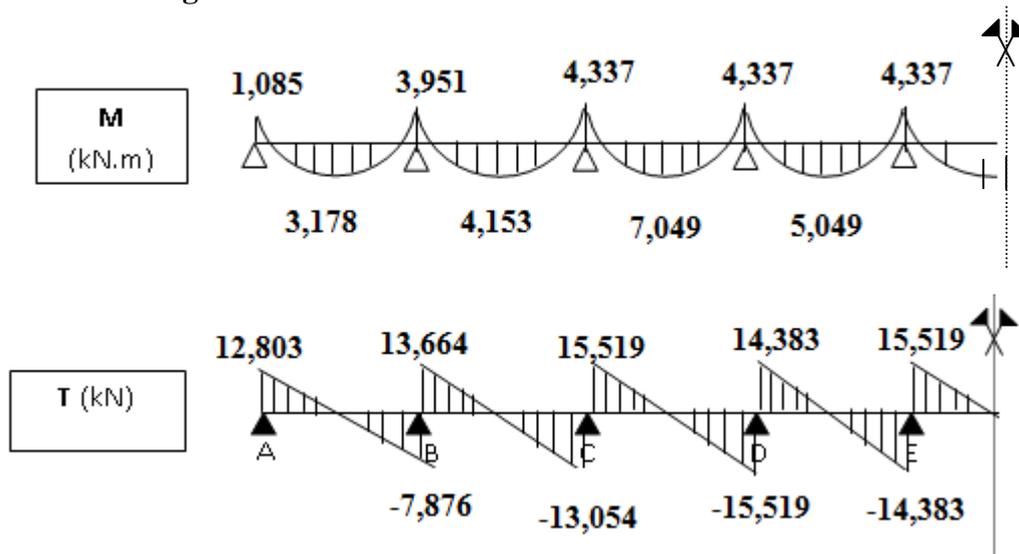


Figure III.13. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

A.2. Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau .III.5. Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max}$ (KN.M)	$M_{a.ser}^{\max}$ (KN.M)	$M_{t.u}^{\max}$ (KN.M)	$M_{t.ser}^{\max}$ (KN.M)	T_u^{\max} (KN.M)
6,06	4,34	9,847	7,049	-15,519

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles de BAEL 91 modifier 99 [2]

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

A.2.1. Ferrailage en travée

$$\sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,16 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 58,90 \text{ kN.m} > M_u = 9,847 \text{ kN.m} .$$

$M_t > M_u \Rightarrow x < h_0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (65×20) cm² en flexion simple.

$$M_{ut} = 9,847 \text{ KN} .\text{m}$$

Les données : $b = 65\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 0,9 h = 18 \text{ cm}$ et $f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,847 \times 10^3}{14,16 \times 65 \times 18^2} = 0,033$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,174 = 0,3367 \times (9,847 \div 7,049) - 0,174 = 0,2963 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0,033 < \mu_{lu} = 0,2963 \text{ MN.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{lu})}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,2963)}) = 0,452.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,147 \text{ m}.$$

$$A_s = (9,847 \times 10^3 / 14,47 \times 348) = 1,955 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0,23 \times b \times d (f_{t28} / f_c) = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ut} , A_{\min}) \Rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

A.2. Ferrailage en appui

$$M_a = 6,06 \text{ kN.m} , \quad d = 18 \text{ cm}.$$

$M < 0 \Rightarrow$ La table se trouve dans la zone tendue, la section en T est calculée comme une section rectangulaire de (12×20)

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6,06 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 18^2} = 0,11 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot d} = \frac{6,06 \times 10^3}{348 \times 18} = 0,98 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\text{Min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 1,8}{400} = 0,22 \text{ cm}^2 < A \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$\text{On prend : } A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Vérifications

➤ Vérification de la contrainte du cisaillement

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($T_U^{\text{max}} = 15,519 \text{ KN} \cdot \text{m}$). Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} = (15,519 \times 10^{-3} / 0,18 \times 0,12) = 0,718 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,718 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

➤ Vérification des contraintes

a)-Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = (M_{\text{ser}} \times y) / I$$

b)-Position de l'axe neutre :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15;$$

$$D = n \times A_s / b$$

$$= 15,39 / 65 = 0,237 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d$$

$$= 2 \cdot 0,237 \cdot 18 = 8,532 \text{ cm}$$

$$Y = -D + \sqrt{D \cdot D + E}$$

$$= -0,237 + \sqrt{0,237^2 + 8,532} = 4,52 \text{ cm}$$

$$Y = 4,52 \text{ cm}$$

c)-Moment d'inertie :

$$I = b/3 \cdot Y^3 + 15 A_s \cdot (d - Y)^2$$

$$= 65/3 \times 4,52^3 + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,52)^2$$

$$= 9340,36 \text{ cm}^4$$

AN:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 4,48 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

➤ **Calcul des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} \times (d-y)/I = 152,60 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots(\text{CV}).$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.6.Vérification des contraintes.

	M_{SER} (KN.M)	A_S (CM ²)	Y (CM)	I (CM ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc} > \bar{\sigma}_{bc}$
Béton	7,049	3,39	4,52	9340,36	4,48	vérifiée
Acier	7,049	3,39	4,52	9340,36	152,60	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- ♦ $h/L \geq 1/16$
- ♦ $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
- ♦ $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 20 / 410 = 0,048 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$3,39 / 12 \times 18 \leq 4,2 / 400 \Rightarrow 0,01569 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL 91 [2] la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \text{ si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \text{ si } L > 5m$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta i}} = 0,16 \dots \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta v}} = 0,39 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas L= 4,10 m.

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = 46587,7 \text{ Cm}^2$$

- Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 2,81 \times 10^4 \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 3,5 \times 10^4 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 2,74 \dots \dots \dots (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i = 1,09 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,015 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0,3 \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} = 165,82 \text{ et}$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 16,49 \text{ Cm}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Tableau .III.7.Vérification de la flèche

M _{SER} (KN.M)	A _S (cm ²)	ρ	Z (cm)	σ _S (MPA)	λ _I	λ _V	μ	I ₀ (CM ⁴)	I _{δI} (CM ⁴)	I _{δV} (CM ⁴)
7,049	3,39	0,015	16,49	165,82	2,81	3,5	0,3	46587,7	0,16	0,39

➤ **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$D'ou: \left. \begin{matrix} \delta_i = 0,16cm \\ \delta_v = 0,39cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,23cm.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0,82cm.$$

$$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.2.7.Calcul des armatures transversales et de l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1.Suivant le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40 \text{ cm}) \end{matrix} \right. \quad K=1 : \text{ pas de reprise de bétonnage .}$$

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,83 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,43 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \end{matrix} \right. \quad \left\{ \begin{matrix} \frac{A_t}{S_t} \geq 8,925 \cdot 10^{-3} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq (40 \text{ cm}) \end{matrix} \right. .$$

2. Suivant le RPA99 [1] :

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

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \text{ mm. On adopte } \phi_l = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_l^2 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right. \quad \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.8. Ferrailage des poutrelles

Ferrailages des poutrelles

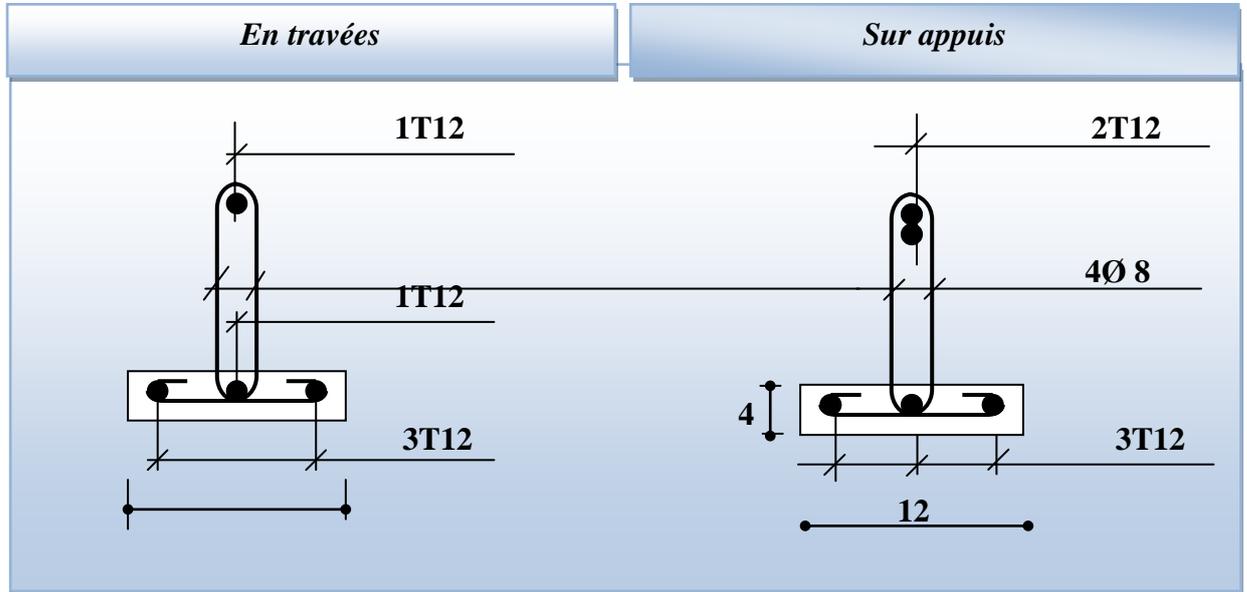


Figure.III.14. Ferrailages des poutrelles.

III.2.9. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait dans les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)[2]:

-Les conditions suivantes doivent être respectés.

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) [2] comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

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

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_c = 520$ MPa quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

et $S_t = 20 \text{ cm}$.

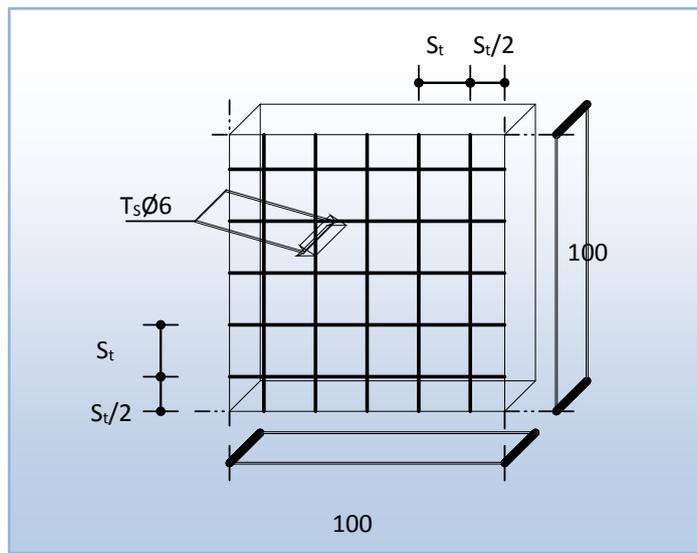


Figure III.15. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Dans Notre structure il y a un seul type d'escaliers : droit à deux volées.

a)-Définition des éléments d'un escalier

- **La volée** : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue 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'embranchement.

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

- L'embranchement : 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'embranchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'embranchement.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

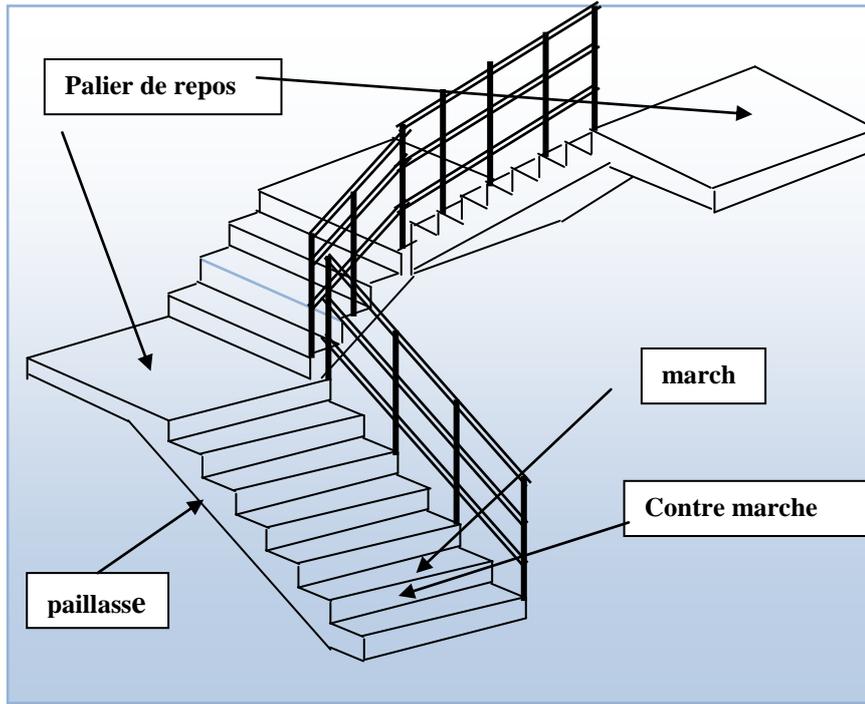


Figure III.16. Dimensions de l'escalier.

b)-Dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante : $59 \leq g + 2h \leq 64$

Dans notre cas

La hauteur Etage courant : 3,06m avec deux volées

➤ Deux volées de hauteur H=1,53 m dites : Volée 01

On utilisé la formule de « blondel »

$2h+g=64$ (1)

$n \times h = H$ (2)

$(n-1) g =L$ (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

c).Pré dimensionnement

- Hauteur de la contre marche $h = 17 \text{ cm}$ ($16 \leq h \leq 18$) cm.
- Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$ ($22 \leq g \leq 34$) cm.

Nombre de contre marches

$$n = H/L = 306/17 = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

- Nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches
- Longueur horizontale de la volée $L = g(n - 1) = 0,30(9 - 1) \Rightarrow L = 2,4$ m

Vérification de la relation de BLONDEL

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$ cm.

❖ Calculer de reculement L_0

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$$

Donc : la largeur de palier $L_p = 420 - 240 = 180$ cm.

❖ Calculer la longueur de la paillasse

$$\tan \alpha = H/L_0 = 153/240 = 0,63 \quad \text{Donc } \alpha = 32,52^\circ.$$

$$lv = 240/\cos \alpha = 284,63 \text{ cm.}$$

La ligne de foulée : $L_T = L_v + L_p = 284,63 + 180 = 464,63$ cm.

❖ Vérification

$$g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

RDC : $3,06 + 0,68 = 3,74$ m avec trois volées comme suit :

- Deux volées de hauteur $H = 1,53$ m dites : Volée 01
- Une petite volée de hauteur de $H = 0,68$ m dite : Volée 02

Type I:

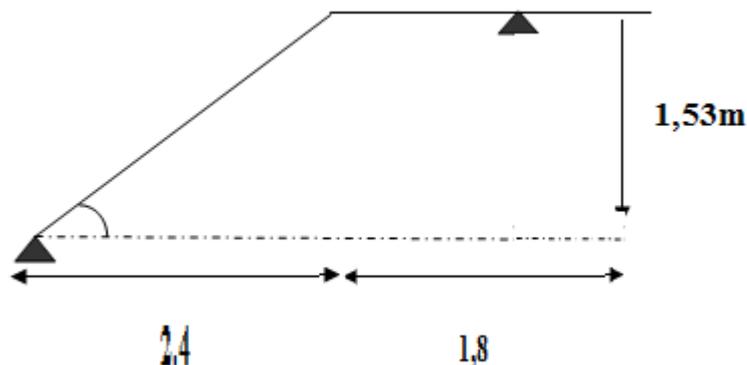


Figure.III.17. Schéma statique de l'escalier.

Pour **Volée 01** : Nombre de contremarches : $n = \frac{153}{17} = 9 \dots\dots\dots$ comme l'étage courant .

Pour Volée 02 : Nombre de contremarches : $n = \frac{68}{17} = 4$

D'où : $H = 0,68m$ et $L = 1,2m$

❖ **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec: } l = l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}$$

$$l_{\text{paillasse}} = \sqrt{1,53^2 + 2,4^2} = 2,84m \Rightarrow l = 2,84 + 1,80 = 4,64m = 464 \text{ cm}$$

$$\frac{464}{30} \leq e_p \leq \frac{464}{20} \Rightarrow 15,466 \leq e_p \leq 23,2cm \quad \text{On choisit : } e_p = 18 \text{ cm}$$

III.3.2. Evaluation des Charges

a)-Charges et surcharges Palliasse

Tableau III.8.Charges et surcharges de Palliasse.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 18cm$)	25	$1 \times 0,18 / \cos 32,52^0$	5,33
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0,17 / 2$	1,87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1,00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		10,08
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2,5

b)-Palier

Tableau III.9.Charges et surcharges de Palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 18cm$)	25	$1 \times 0,18$	4,5
Carrelage ($e = 2cm$)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	$0,02 \times 1$	0,200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5,54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2,5

Volée

Charge permanente : $G = 10,08 \text{ KN/m}^2$

.Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Palier

• Charge permanente : $G = 5,54 \text{ KN/m}^2$

• Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

b).Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

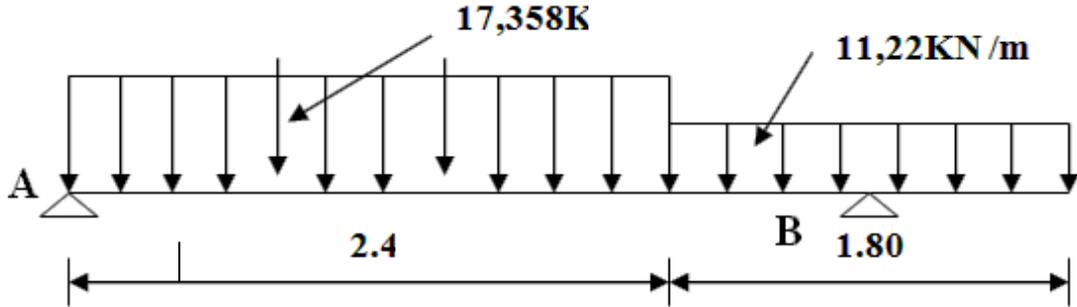
A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

Tableau.III.10. combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	Q _U (KN/M ²)	Q _{SER} (KN/M ²)
Palier	5,54	2,5	11,22	8,04
Paillasse	10,08	2,5	17,358	12,58

III.3.3. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant

a). A L'E.L.U



$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{By} + R_{Ay} - (17,358 \times 2,4 + 11,22 \times 1,8) = 0$$

$$\rightarrow R_{By} + R_{Ay} = 61,855$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$17,358 \times (2,4)^2 / 2 - R_{By} \times (2,4 + 0,9) + (11,22 \times 1,8) \times (2,4 + 0,9) = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 35,34 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 26,51 \text{ KN.}$$

❖ La coupe A-A

$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) - 26,51 + 17,358 \cdot x = 0$$

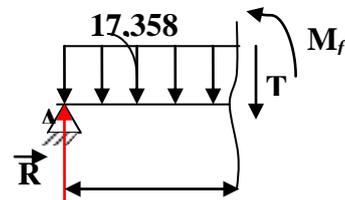
$$\rightarrow T(x) = 26,51 - 17,358 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 26,51 \text{ KN} \\ T(2,4 \text{ m}) = -15,15 \text{ KN} \end{cases}$$

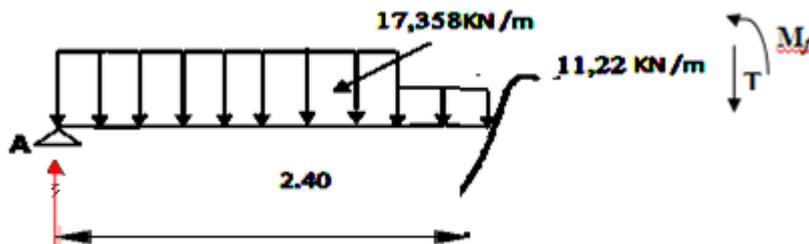
$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 17,358 \times (x^2 / 2) - 26,51 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -17,358 \times (x^2 / 2) + 26,51 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4 \text{ m}) = 13,634 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$



❖ La coupe B-B :



$$2,4 \leq x \leq 3,30\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) - 26,51 + 17,358 \times 2,4 + 11,22 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 26,51 - 17,358 \times 2,4 - 11,22 \cdot (x - 2,4)$$

$$\begin{cases} T(2,4) = -15,15\text{KN} \\ T(3,30\text{m}) = -25,25\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} - 26,51 \times (2,4 + x) + 17,358 \times (2,4/2 + x) + 11,22 \cdot (x^2/2) = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -5,61x^2 + 11,78x + 17,68$$

$$\begin{cases} M(2,4) = 13,634 \\ M(3,3\text{m}) = -4,54\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **La coupe C-C :**

$$0 \leq x \leq 0,9\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) - 11,22 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 11,22 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 \\ T(0,9\text{m}) = 10,10\text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow -M_{f(x)} - 11,22 \times (x^2/2) = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -5,61x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,9\text{m}) = -4,54\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Diagramme de moment**

Calcul de M_{MAX} :

$$T(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 26,51 - 17,358 \cdot x$$

$$\rightarrow x = -1,527 \times 26,51 / -17,358 = 1,527\text{m.}$$

$$M_{f(x)} = -17,358 \times (x^2/2) + 26,51 \cdot x$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = 20,243\text{KN.m}$$

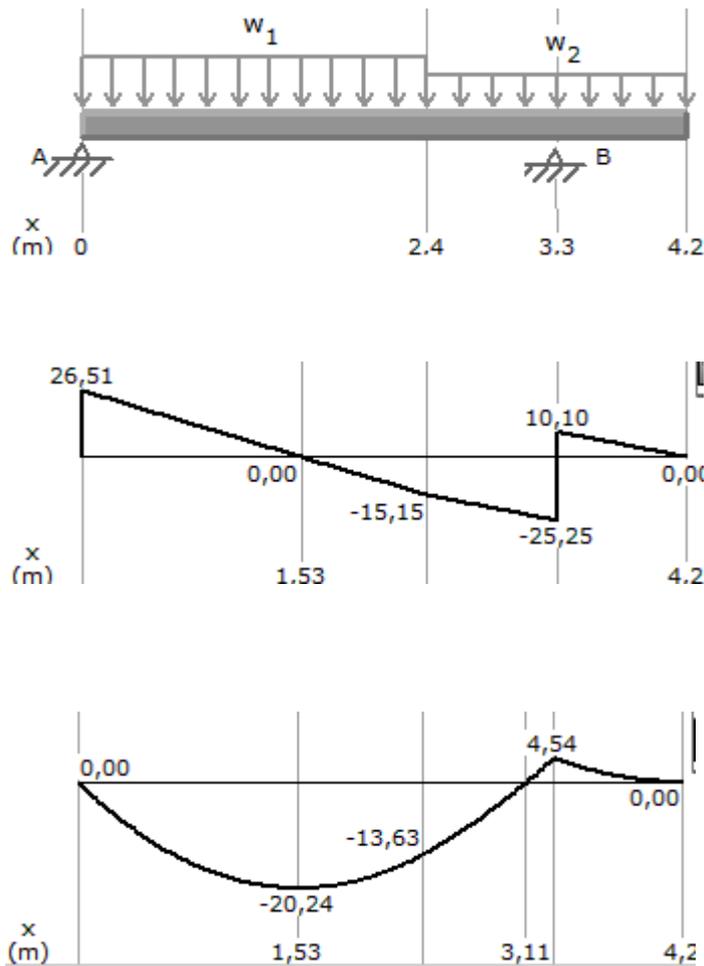
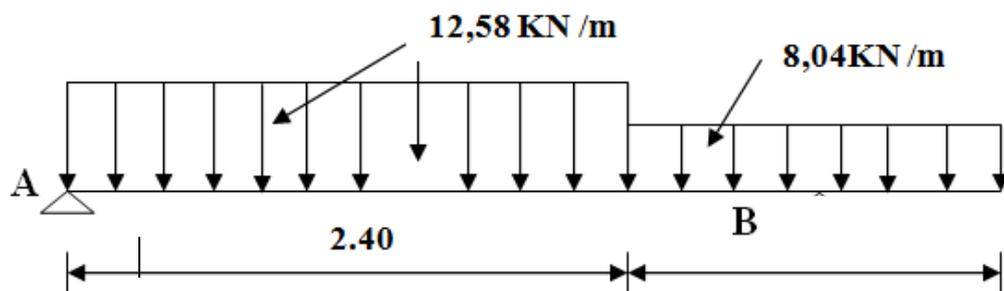


Figure.III.18.Diagrammes des efforts tranchant et moments à ELU.

b). à L'E.L.S



$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BY} + R_{AY} - 12,58 \times 2,4 - 8,04 \times 1,80 = 0$$

$$R_{BY} + R_{AY} = 44,66$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$R_{By} \times 3,30 - 8,04 \times 1,80(1,8/2 + 2,4) + 12,58 \times 2,4(2,4/2)$$

$$\rightarrow R_{By} = 25,45 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 19,21 \text{ KN}$$

❖ **La coupe A-A :**

$$0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) - 19,21 + 12,58 \cdot x = 0$$

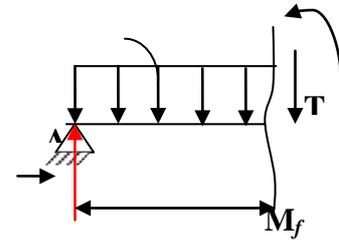
$$\rightarrow T(x) = 19,21 - 12,58 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 19,21 \text{ KN} \\ T(2,4\text{m}) = -10,98 \text{ KN} \end{cases}$$

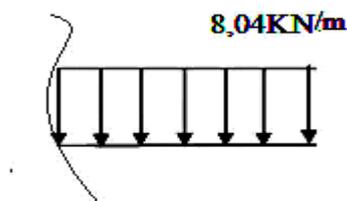
$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + 12,58 \times (x^2/2) - 19,21 \cdot x = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -12,58 \times (x^2/2) + 19,21 \cdot x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,4\text{m}) = 9,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$



❖ **La coupe B-B :**



$$0 \leq x \leq 0,9\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) - 8,04 x = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 8,04 x$$

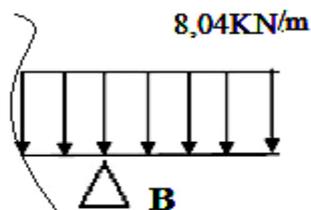
$$\begin{cases} T(0\text{m}) = 0 \text{ KN} \\ T(0,9\text{m}) = 7,24 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} - 4,02 \cdot x^2 = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = 4,02 \cdot x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0,9\text{m}) = -3,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **La coupe C- C :**



$$0,9\text{m} \leq x \leq 1,8\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow T(x) + 8,04 x - 25,45(x - 0,9) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 17,41 x - 22,905$$

$$T(0,9\text{m}) = -18,21\text{KN}$$

$$T(1,8\text{m}) = -10,98\text{KN}$$

$$\sum M_{/y} = 0 \rightarrow M_{f(x)} + (8,04 x^2 / 2) - 25(x - 0,9) = 0$$

$$\rightarrow M_{f(x)} = -4,02 x^2 - 25x - 22,5$$

$$\begin{cases} M(0,9) = -3,25 \\ M(1,8\text{m}) = 9,87\text{KN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

- **Calcul de M_{MAX}**

$$T(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 19,21 - 12,58x$$

$$\rightarrow x = -19,21 / -12,58 = 1,527\text{m}$$

$$M_{f(x)} = -12,4 \times (x^2 / 2) + 22,06x$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = -12,58 \times (x^2 / 2) + 19,21x$$

$$\rightarrow M_{\text{MAX}} = 14,667\text{KN}$$

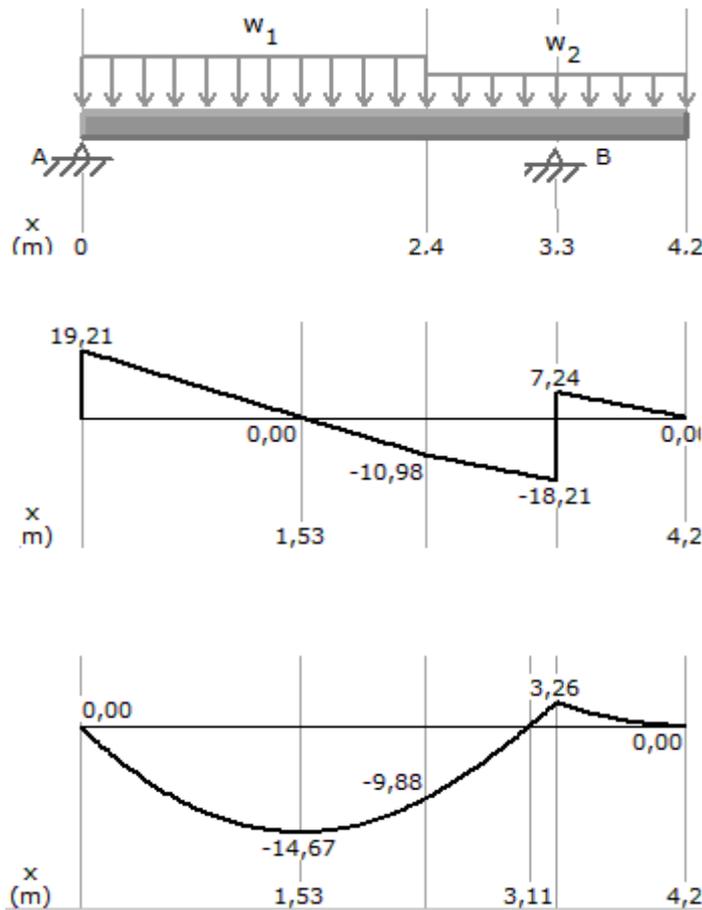


Figure.III.19.Diagrammes des efforts tranchant et moments à ELS.

III.3.4. Ferrailage de l'escalier

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b = 100\text{cm.} \quad e = 18 \text{ cm.} \quad d = 0,9 \times e = 16,2\text{cm.} \quad d' = 0,1 \times e = 1,8 \text{ cm}$$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = (0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Tableau. III.11.Caractéristiques géométriques et mécaniques.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	b (cm)
25	2,1	1,5	1,15	16,2	14,17	348	400	100

a). Calcul des sections des armatures à l'E.L.U**1. Calcul des sections d'armature dans la travée****- Moment en travée**

A L'E.L.U :

$$M_t = 0,85 \times M_{MAX} = 20,243 \text{ KN.m.}$$

A L'E.L.S :

$$M_t = 0,85 \times M_{MAX} = 12,466 \text{ KN.m.}$$

D'après le BAEL 91 [2], on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$D'où : \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,088 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1,623$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \delta - 0,1711 = 0,375$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,104$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 15,52 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_u / (3 \times \sigma_s) = 3,74 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c \} = 1,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

- Choix des barres

$$A_t = 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2.$$

-L'espacement

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

On prendre : $S_t = 12 \text{ cm.}$ **-Armatures de répartition**

$$A_r = A_t / 4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

- on prend:

$$A_r = 8T8 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

-L'espacement

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (72 \text{ cm}, 45 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.} \quad \text{On prendre : } S_t = 12 \text{ cm.}$$

-Calcul de la section d'armature sur appuis

$$b = 100 \text{ cm; } \quad d = 16,2 \text{ cm; } h = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm.}$$

- Moment sur appui

A L'E.L.U :

$$M_u = 0,2 \times M_{MAX} = 4,04 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S:

$$M_{ser} = 0,2 \times M_{MAX} = 2,93 \text{ kN.m.}$$

D'après le BAEL 91[2], on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$D'ou: \mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1,378.$$

$$\mu_{tu} = 0,3367 \delta - 0,1711 = 0,292 > \mu_{bu} = 0,017 \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,021.$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 16,06 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_u / (3 \times \sigma_s) = 1,02 \text{ cm}^2.$$

-Condition de non fragilité

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 1,96 \text{ cm}^2 \text{CNV.}$$

Donc on choisit

$$A_a = A_{min} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

-Choix des barres

$$A_a = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

- L'espace

$$S_a \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_a \leq 33 \text{ cm.}$$

On prendre : $S_t = 25 \text{ cm.}$ **-Armatures de répartition**

$$A_r = A_a / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Choix des barres} \quad A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

-L'espace

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (72 \text{ cm}, 45 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm. On prendre : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Vérification à l'effet tranchant**On doit vérifier**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$T_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{26,51 \times 10}{100 \times 16,2} = 0,163 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 3,33\text{MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

-Les Armatures transversales

D'après le C.B.A 93 [3], il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046 f_{c28} = 1,15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK.}$
2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage. OK.

Conditions vérifiées donc n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

b). Calcul les sections des armatures à l'E.L.S

1. Calcul sections d 'armature dans la travée

- Position de l'axe neutre

$$A = A_s = 5,34\text{cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0,801\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 25,95\text{cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,36\text{cm}$$

- Position de l'axe neutre

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

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=15,30\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

$$I = 13991,6 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14,667 \times 10^3}{13991,6} = 1,40\text{MPa} / \text{cm}$$

a). Calcul des contraintes

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1,40 \times 4,36 = 6,10\text{MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 1,40 \times (16,2 - 4,36) = 248,64\text{MPa}$$

b) .Vérifications

▪ Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 5,49 \text{ Pa} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

2. Calcul les sections d 'armature Sur appuis

$$M_s = 2,93 \text{ Kn.m}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre

-Equation s'écrit

$$by^2 + 30(A)y - 30(A)d = 0$$

-Solution

$$y = \frac{15(A)}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.A)}{7,5(A)^2}} \right]$$

$$= \frac{15 \times 2,01}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{100 \times 16,2 \times 2,01}{7,5 \times 2,01^2}} \right] = 2,84 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d-y)^2] = \frac{100 \times 2,84^3}{3} + 15 \times [4,52 \times (16,2 - 2,84)^2] = 6145 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2,93 \times 10^3}{6145} = 0,47 \text{ MPa / cm}$$

a) Calcul des contraintes

• Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0,47 \times 2,84 = 1,33 \text{ MPa}$$

• Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,47 \times (16,2 - 2,84) = 94,188 \text{ MPa}$$

b) Vérifications

• Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 1,33 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

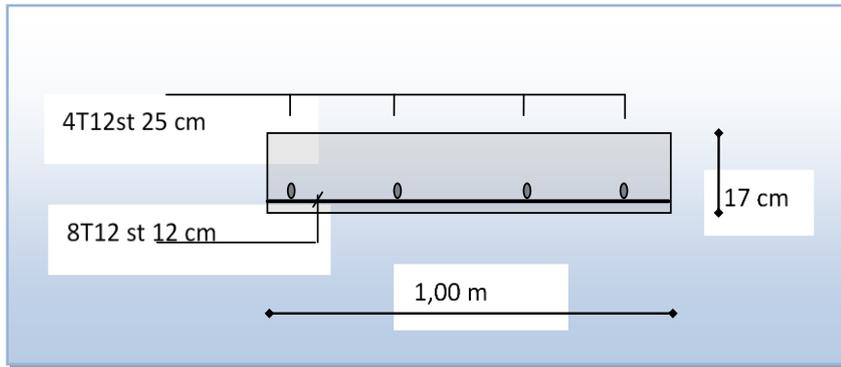


Figure III.20. Ferrailage de l'escalier en travée

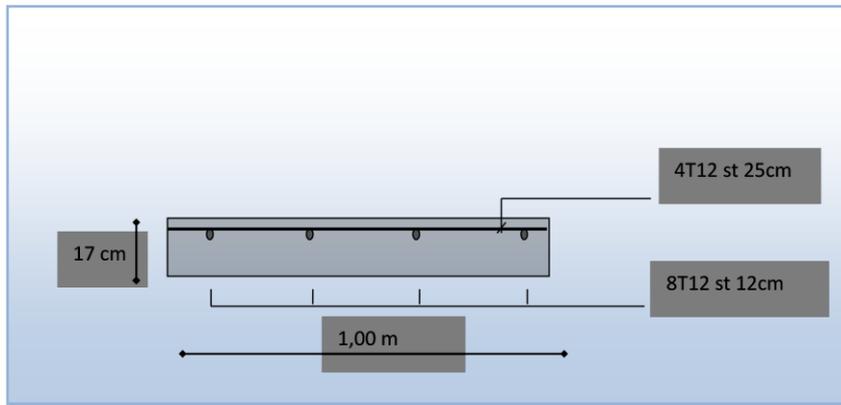


Figure III.21. Ferrailage de l'escalier sur appuis

III.3.5. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,80 m, son schéma statique est le suivant :

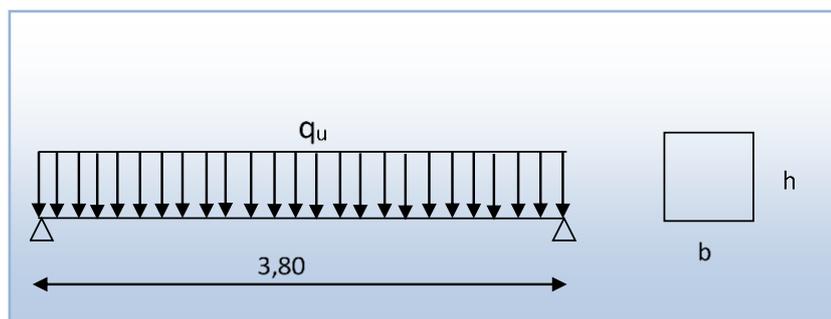


Figure III.22. Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.5.1. Pré dimensionnement

On a: $L=3,80\text{m}$ $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10}$$

$25,33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$ On prend $h = 30\text{cm}$

- la largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$ on prend : $b = 30\text{cm}$.

-Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 [1]

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

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

$h / b < 4\text{ cm}$ (c.v)

Donc, la section de la poutre palière est de $(b \times h) = 30 \times 30\text{ cm}^2$

III.3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$.

Poids propre de murs extérieure = $3,64\text{ KN/ml}$.

Poids propre de palier = $5,54\text{ KN/ml}$

A E.L.U : $\frac{RB_y}{L} = \frac{35,34}{3,80} = 9,3\text{ kn/ml}$

A E.L.S : $\frac{RB_y}{L} = \frac{25,45}{3,80} = 6,697\text{ kn/ml}$

III.3.5.3. Sollicitations

• **E.L.U :** $P_u = 9,3 + 1,35 \times 2,25 = 12,337\text{kn/ml}$

• **E.L.S :**

$P_s = 6,697 + 2,25 = 9,197\text{kn/ml}$

III.3.5.4. Déterminations des efforts

➤ **Etat limite ultime**

Moments aux appuis : $M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{12,337 \times (3,80)^2}{12} = 14,84\text{KN. ml}$

Moments en travée : $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{12,337 \times (3,80)^2}{24} = 7,422\text{KN. ml}$

Effort tranchant : $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{12,337 \times 3,80}{2} = 23,44\text{KN}$

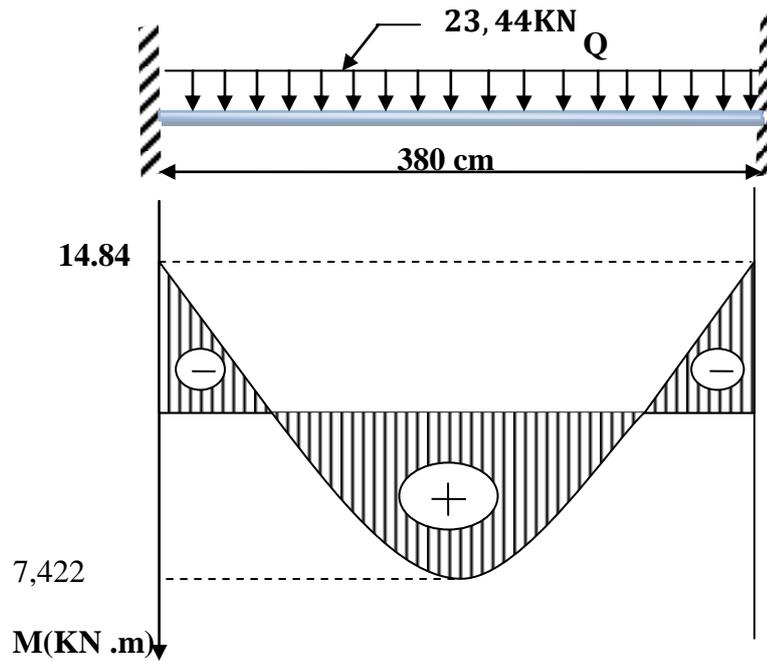


Figure.III.23 : diagramme des moments de poutre palière à ELU.

Etat limite de service

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_s \times L}{12} = \frac{9,197 \times (3,80)^2}{12} = 11,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{9,197 \times (3,80)^2}{24} = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{9,197 \times 3,80}{2} = 17,47 \text{ KN.m}$$

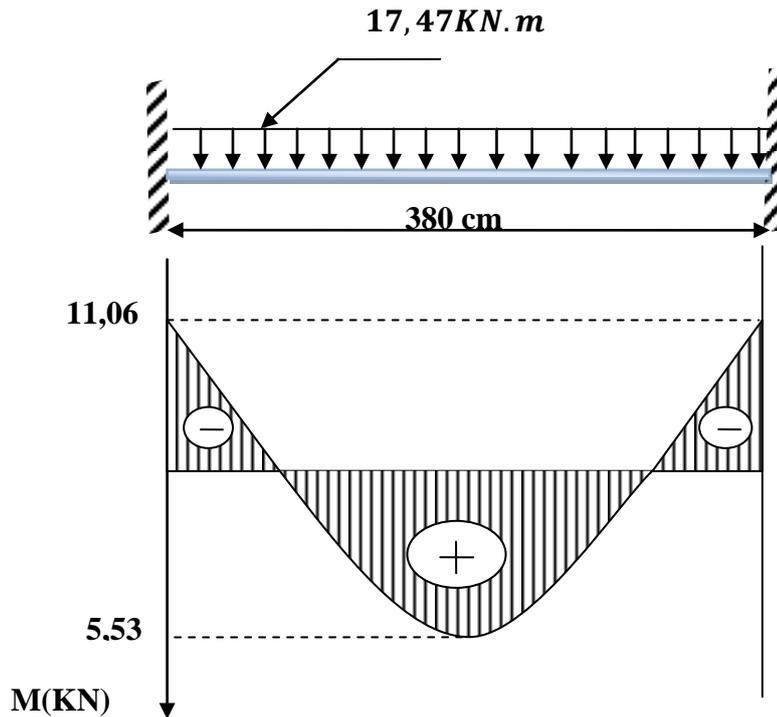


Figure.III.24. diagramme des moments de poutre palière à état limite de service.

III.3.5.5. Armatures longitudinales

à E.L.U

1. Sur appuis

➤ Armatures longitudinales

$$M_u = 14,48 \text{ kN.m}$$

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

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

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

$$M_{ser} = 11,06 \text{ kN.m}$$

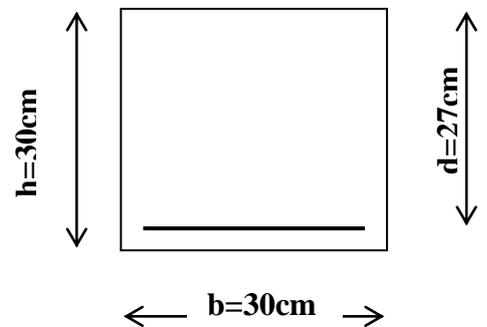
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14,48 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14,17} = 0,046$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,48}{11,06} = 1,30$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$



$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,266$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,266$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,06$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,069) = 0,26 \text{ m}$$

$$Z = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{14,48 \times 10^3}{347,8 \times 260} = 2,60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,60 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

On choisit 3T12 soit : 3,39 cm²

2. En travée

$$M_u = 7,422 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 27 \text{ cm}$$

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

$$M_{ser} = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7,422 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \cdot 14,17} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < 0,186$$

⇒ Pivot "A"

$$\mu_{lu} = 0,3367 \gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7,422}{5,53} = 1,34$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,43 - 0,1711 = 0,310$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < \mu_{lu} = 0,310$$

Donc: $A' = 0 \Rightarrow$ (pas d' Armatur comprimé)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,57$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,27(1 - 0,4 \times 0,034) = 0,20$$

$$Z = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,046 < 0,186 \text{ donc } \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{7,422 \times 10^3}{347,8 \times 20} = 3,066$$

Condition de non fragilité

$$A^s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{30 \times 30}{1000}, 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,066 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on prendre $A_s = 3,066$

On choisit : 3T12 soit $3,39 \text{ cm}^2$

III.3.5.6. Armatures transversales

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 23,44 \text{ KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle : τ_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23,44 \times 10}{30 \times 27} = 0,29 \text{ Mpa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle : $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,10 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

- Vérification

$$\tau_u = 0,29 \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Calcul des armatures transversales

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{300}{20}, 12 \text{ mm} \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot A_t = 4 \times 0,502 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

Sur une longueur de 95 cm (0,25.L) on choisit un espacement de 10 cm dans la zone nodale. L'espacement dans la zone courante est pris égal 15 cm

Valeur de τ_0 :

-Il n'y a pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

Donc : $\tau_0 = 0,3 \cdot f_{tj} \cdot k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ Mpa}$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t} = \frac{2,01}{30 \times 10} = 0,06$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_0}{2}, 0,4 \text{ Mpa} \right\} = \frac{1}{400} \cdot \max \left\{ \frac{0,63}{2}, 0,4 \text{ Mpa} \right\} = 0,001$$

- $\rho_t \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.3.5.7. Vérification à E.L.S

1. Sur appuis

$$M_a = 11,06 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A')}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7,5 \cdot (A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 2,36}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{30 \times (27 \times 3,39)}{7,5 \times 3,39}} - 1 \right) = 20,78 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (d' - y)^2] \Rightarrow I = \frac{30 \times 20,78^3}{3} + 15 \times 439,72 = 22457,619 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{11,06 \times 10^3}{22457,619} = 0,49 \text{ Mpa / cm}$$

Calcul des contraintes▪ **Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_b' = K \cdot y = 0,49 \times 20,78 = 10,18 \text{ Mpa}$$

▪ **Contrainte dans les armatures tendues**

$$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 0,49 \times (27 - 20,78) = 45,41 \text{ Mpa}$$

Vérifications**-Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b' = 10,18 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

2. En travée

$$M_t = 5,53 \text{ kn.ml} \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$y = 20,78$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = 22457,619 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{5,53 \times 10^3}{22457,619} = 0,25 \text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes****Contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_b' = K \cdot y = 0,25 \times 20,78 = 5,195 \text{ Mpa}$$

Contrainte dans les armatures tendues

$$\text{➤ Vérifications } \sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 0,25 \times (27 - 20,78) = 23,325 \text{ Mpa}$$

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b' = 5,195 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(C.V)$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

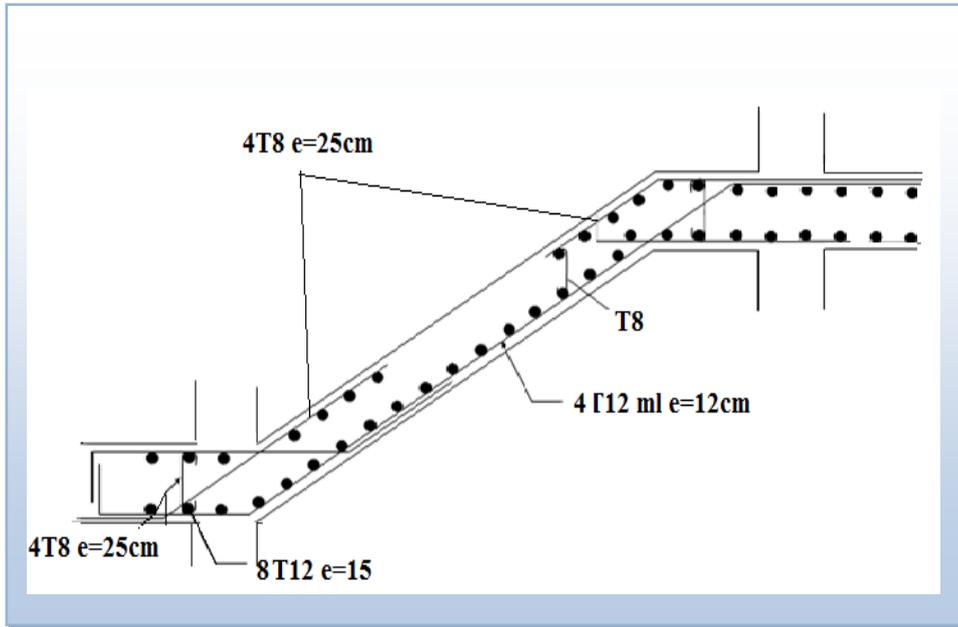


Figure III. 25. Ferrailage en travée et en appuis.

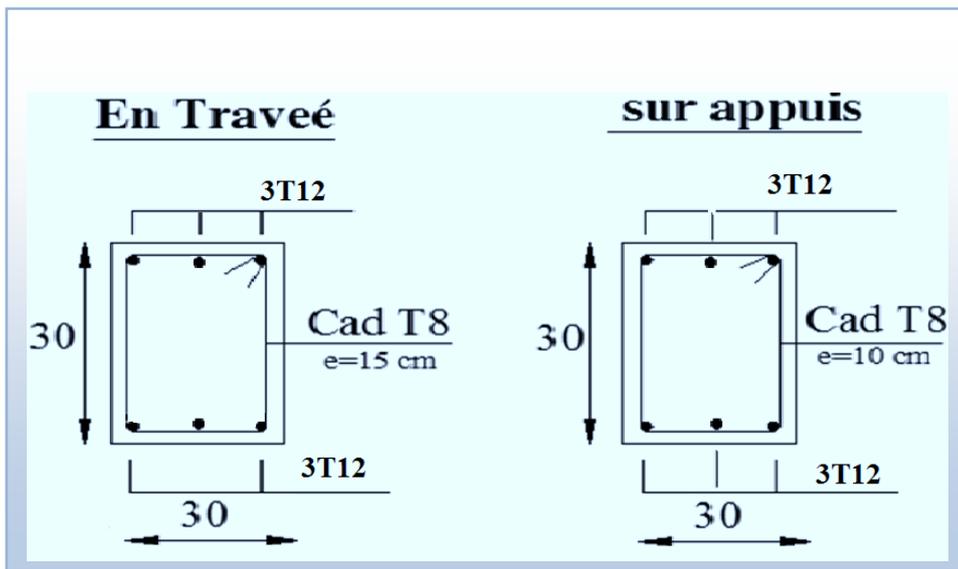


Figure III. 26. Ferrailage de la poutre palière.

III.4. Balcons

III.4. 1.Introduction

Le balcon est un élément décoratif dans les bâtiments à usage d'habitation. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans une poutre. Le balcon est calculé en flexion simple sous l'effet de la sollicitation du 1er ordre (G, Q).

Notre structure comporte un seul type de balcon Ce type de balcon est constitué d'une dalle pleine de forme rectangulaire.

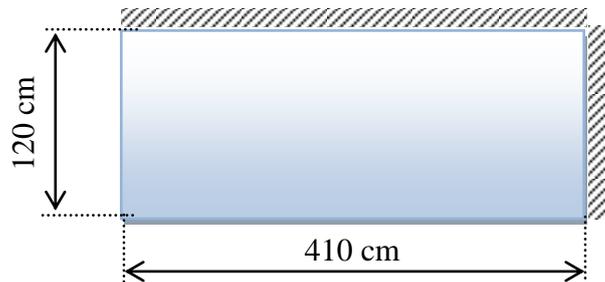


Figure III.27 : balcon rectangulaire

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{410} = 0,292 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.4. 2. Dimensionnement

I. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur d'une dalle est donnée par la formule suivante :

Tableau III.12. L'épaisseur d'une dalle

	Dalle (dans 1 sens)		Dalle (dans 2 sens)	
	simple	Continue	Simple	Continue
M	25 - 35	30 - 40	30 - 40	35 - 45

Panneau isolé simple : $\frac{L_x}{m} \leq h \leq \frac{L_y}{m}$ avec $m=25 \div 35$

$$\frac{140}{35} \leq h \leq \frac{140}{25} \Rightarrow 4cm \leq h \leq 5,6cm .$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 15cm$.

II. Evaluation des charges et surcharges

a)-Charge permanente

1-sur la dalle

- Poids propre de la dalle (e = 15 cm) : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$ kN/ml
- Mortier de pose (e = 3 cm)..... : $18 \times 0,03 \times 1 = 0,54$ kN/ml
- Carrelage (e = 2 cm)..... : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$ kN/ml
- Enduit de ciment (e = 2 cm)..... : $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$ kN/ml

$$G_1 = 5,09 \text{ KN/ml}$$

2-La charge concentrée du garde-corps

- Poids du mur (brique creuse 10 cm) : $0,9 \times 1 = 0,9$ kN/ml
- Enduit de ciment (e = 4 cm)..... : $0,04 \times 1,00 \times 18 = 0,72$ kN/ml

$$G_2 = 1,62 \text{ KN/ml}$$

b)-surcharge d'exploitation

➤ Pour la dalle

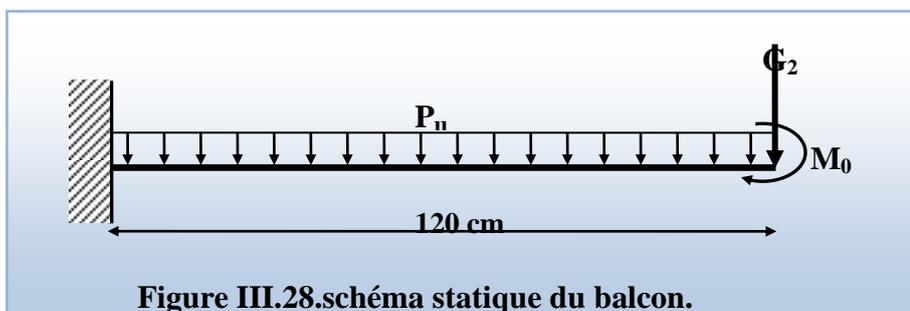
Selon DTR on prend $Q_{\text{balcon}} = 3,5$ KN/m.

➤ Pour la main courante

Selon DTU 99 on prend $Q_m = 1,00$ KN/m.

-Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.



a)E.L.U

$$q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5 Q_{\text{balcon}} \Rightarrow 1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 3,5 = 12,12 \text{ kN/ml}$$

$$P_{u1} = 1,35G_2 \cdot L \Rightarrow 1,35 \times 1,62 \times 1 = 2,1 \text{ kN/ml}$$

b)E.L.S

$$q_{s1} = G_1 + Q \Rightarrow 5,09 + 3,5 = 8,59 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s2} = G_2 \cdot L \Rightarrow 1,62 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = Q_m \cdot h_{gc} = 1 \text{ KN.m}$$

III.4. 3. Calcul des efforts dans le balcon

- **Moment fléchissant**

$$M_U = \left(\frac{q_{u1} \cdot L^2}{2} + 1,35G_2 \cdot L + 1,5M_0 \right) = \left(12,12 \times \frac{(1,0)^2}{2} + 2,1 + 1,5 \right) = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$M_S = \left(q_s \frac{L^2}{2} + G_2 \cdot L + M_0 \right) = \left(8,59 \times \frac{(1)^2}{2} + 1,62 + 1 \right) = 6,915 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

a)-ELU

$$V_s = q_{u1} \times L + 1,35 \times G_2$$

$$V_s = 12,12 \times 1 + 1,35 \times 1,62$$

$$V_s = 26,50 \text{ KN}$$

b)-ELS

$$V_s = q_{s1} \times L + p_{s2}$$

$$V_s = 8,59 \times 1 + 1,62$$

$$V_s = 10,21 \text{ KN}$$

Tableau III.13.les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

	Q (KN/M ²)	M _{MAX} (KN.M)	V _{MAX} (KN)
ELU	12,12	9,66	26,50
ELS	8,59	6,915	10,21

III.4. 4. Ferrailage du balcon (E.L.U)

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul Pour une bande de 1 ml

$$b=100 \text{ cm} \quad ; \quad h=15 \text{ cm} \quad ; \quad d=13 \text{ cm} \quad ; \quad c=2 \text{ cm} \quad ; \quad M_u = 8,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot (d) \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,66 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,16} = 0,040$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < 0,186$$

Pivot $\therefore A \therefore$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,66}{6,91} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,39 - 0,1711 = 0,28$$

$$\mu_{bu} = 0,28 < \mu_{lu} = 0,30$$

Donc , Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires . $A' = 0$.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,28}) = 0,420$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,13(1 - 0,4 \times 0,420) = 0,1081 \text{ m} .$$

$$Z = 10,81 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,040 < 0,186 \quad \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{9,66 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,136} = 2,04 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad A_s = 2,04 > A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On choisit : $A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,65 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y^3 + 15 \cdot A (d - y_1)^2 = 8199,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,08 \text{ Mpa/cm}$$

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = 15 \cdot k (d - y_1) = 11,22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right] = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

III.4. 5. Schéma du ferrailage

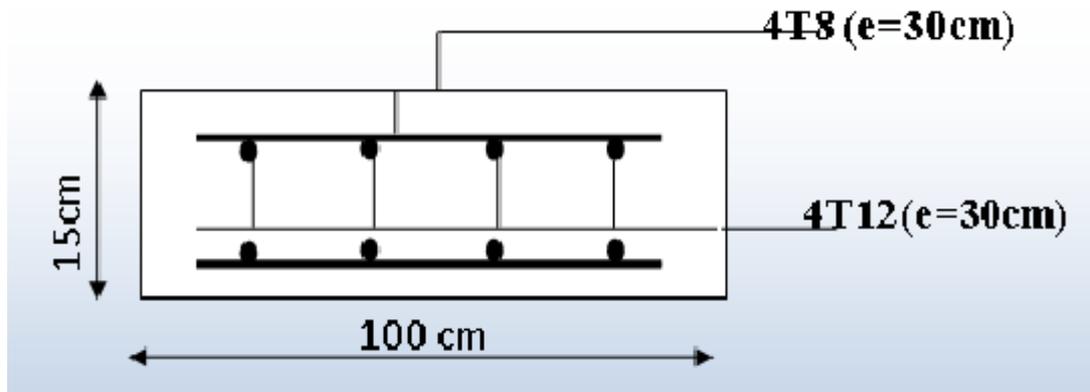


Figure III.29. Schéma du ferrailage du balcon.

III.5. Etude De La Dalle Machine

III.5.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.5.2. pré dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Capacité : petit ascenseur.

400 Kg (5 personnes).

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposants sur 04 cotés.

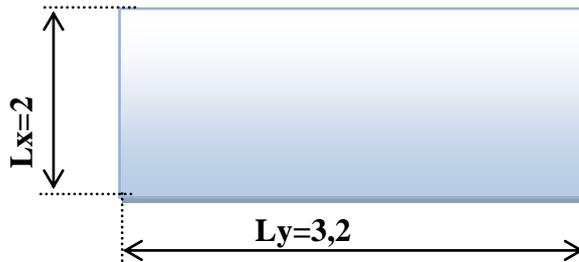


Figure III.30. Dimension de l'ascenseur.

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{320}{40}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 8 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.5.3. Détermination Des Charges Et Surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la machine supportée 50,00kN/m²
- Poids propre de la dalle 0,25x25=6,25kN/m²

$$G = 56,25 \text{ kN/m}^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q=1\text{kN/m}^2$$

III.5.4. Combinaison Des Charges

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=77,438\text{kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=57,25\text{kN/m}^2$$

III.5.5. Calcul Des Efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$\checkmark \text{ Calcul de " } \rho \text{ " : } 0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{3,2} = 0,62 < 1$$

\Rightarrow La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : (μ_x ; μ_y)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \Rightarrow M_x = 25,45\text{kNm} \\ \mu_y = 0,2948 \Rightarrow M_y = 7,50\text{kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=21,63 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=6,37 \text{ kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax}=0,3M_x=7,63\text{kNm}$$

$$M_{ay}=0,3M_y=2,25 \text{ kN.m}$$

$$M_a=\text{Max}(M_{ax} ; M_{ay})=7,63\text{kN.m}$$

III.5.6. Ferrailage De La Dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m , on aura une section $(b \times h)=(100 \times 25)\text{cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.5.6.1. Ferrailage En Travée Dans le sens “ L_x ” et le sens “ L_y ”

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=0,9h=22,5cm$; $c=2,5cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Espacement

$$d=d_x-\phi_x=21cm$$

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x et L_y)

		M	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm^2)	$A_s^{cal}(cm^2)$	choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	Esp (cm)	
Sens(x-x)	M_{Tx} (kN.m)	25,45	0,12	0	0,16	21,06	2,85	4T10	3,14	25
Sens(y-y)	M_{Ty} (kN.m)	6,375	0,035	0	0,04	22,14	0,83	5T8	2,51	25

III.5.6.2. Ferrailage Sur Appuis

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau III.15 .Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(kN.m)$	M	$A'_s(cm^2)$	A	z(cm^2)	$A_s^{cal}(cm^2)$	choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	esp(cm)
7,63	0,042	0	0,053	22,02	0,99	5T8	2,51	25

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

III.5.6.3 Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 38,715 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,625 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 51,62 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{51,62 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,229 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.7.4 Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,952 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{kN} / \text{m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \Rightarrow M_x = 18,82 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,294 \Rightarrow M_y = 5,53 \text{kNm} \end{cases}$$

-Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 15,9 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,7 \text{kNm}$$

-Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max}(0,3M_x ; 0,3 M_y) = 5,646 \text{ kNm}$$

1- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 .Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

		$M_t(\text{kN m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	15,9	3,14	4,16	11734,1	2,83	vérifiée	187,11	vérifiée
	(y-y)	4,7	3,14	4,00	19083,51	2,42		153,92	
Appuis		5,64	2,51	3,76	14989,6	0,707		52,88	

b. Vérification de la condition de non fragilité

$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,05 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,952 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis : $A_x = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,05 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,05 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : $A_y = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,00 \text{ cm}^2$ vérifiée

c -Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,125 > 0,0279 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,00139 < 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.8 Schéma de ferrailage

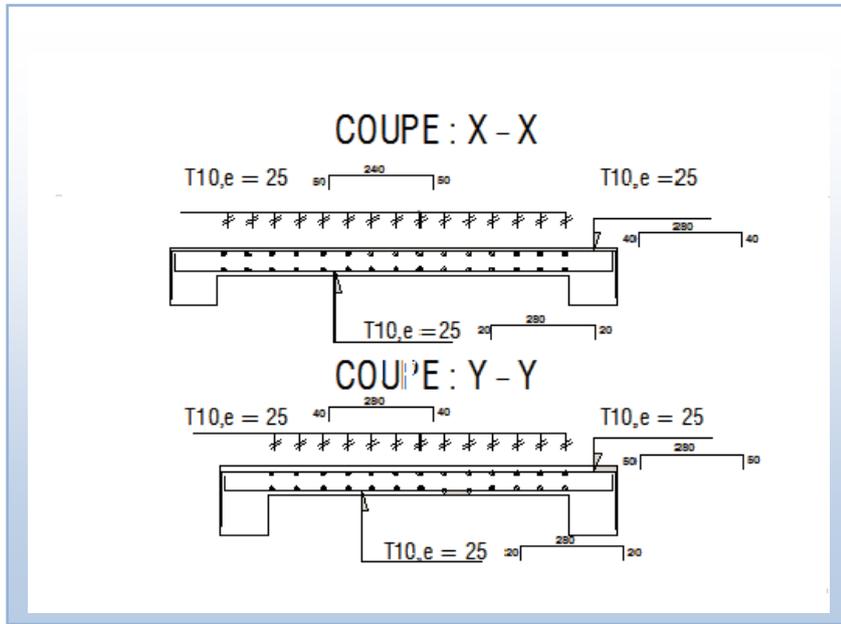


Figure III.32. Ferrailage de la dalle machine.

IV.1. Introduction

L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde des vies humaines pour une secousse donnée. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants.

En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit permettre de limiter les destructions et, voire, les pertes économiques.

IV.2. Etude de la structure en VLNA

IV.2.1. Principe de la modélisation

On peut considérer comme oscillateur multiple toute structure à comportement élastique linéaire, modélisée à l'aide de barres ou d'éléments finis et comportant une masse associée à chacun des nœuds, les masses réparties sur les barres sont dans ce cas supposées concentrées sur les nœuds les plus voisins.

Dans un but de simplification, le dessin des figures est généralement effectué pour une console verticale uniquement.

Le modèle ainsi représenté et possédant un nombre fini de DDL doit refléter les paramètres du système original ayant un nombre infini de DDL et qui sont : La masse, la rigidité, et l'amortissement.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}$, $\{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$: matrice masse de la structure.

$[K]$: matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Où :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\det [[K] - \omega^2[M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les (n) solutions ($\omega^2_1, \omega^2_2, \dots, \omega^2_n$) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ ou forme modale.

IV .3 Modélisation de la structure

L'équation du mouvement de la structure a plusieurs inconnus, l'analyse de notre structure serait impossible sans l'aide de l'outil informatique.

Pour ce faire nous avons opté pour le logiciel de calcul ETABS (version 9.7.1).

IV .3.1. Modélisation de la rigidité

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6.p$.

IV .3.1.1. Les planchers

a- Définition du diaphragme

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé diaphragme.

b- Son rôle

1. Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

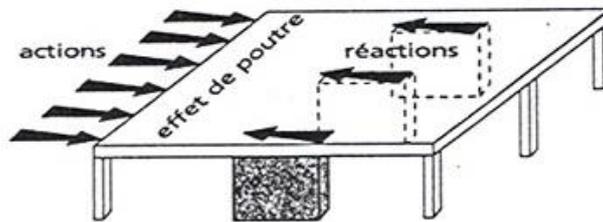


Figure IV.1. Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.

2. Raidir le niveau.

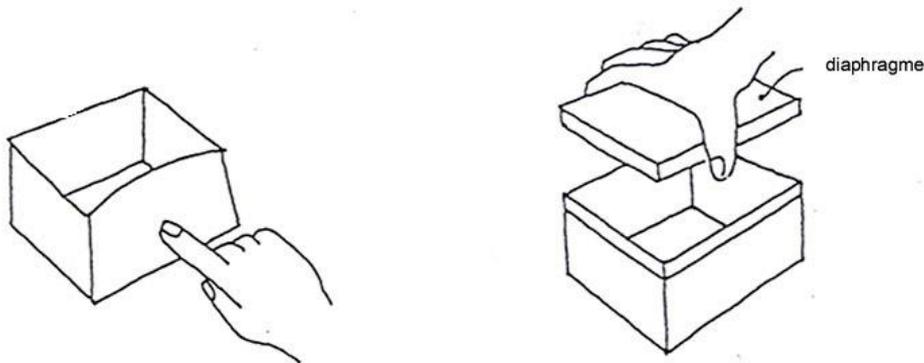


Figure IV.2. Le rôle du diaphragme.

3. Coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

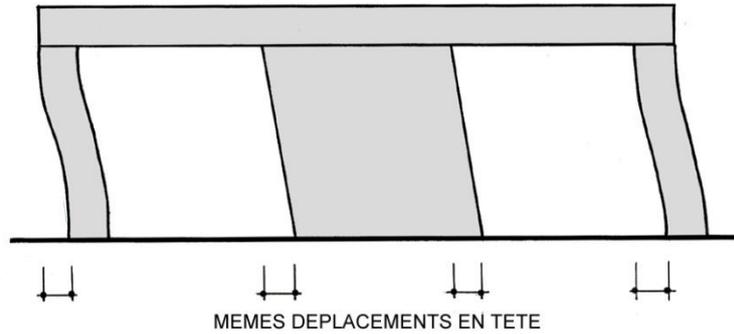


Figure IV.3 .L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.

c- Classification des diaphragmes en fonction de leur rigidité

Si $a < 0.5b$ Diaphragme rigide

Si $0.5b < a < 2b$ Diaphragme semi-rigide

Si $a > 2b$ Diaphragme flexible

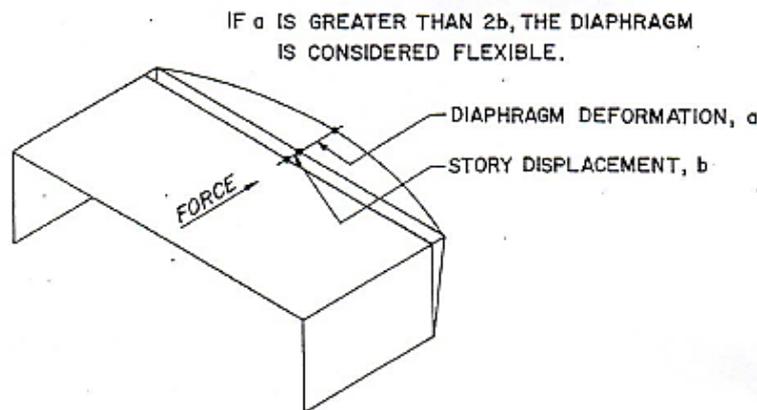


Figure IV.4 .Classification des diaphragmes.

d-Quel type de diaphragme doit-on utiliser ?

-les diaphragmes rigides sont préférables aux diaphragmes flexibles, car ils distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction de leur rigidité latérale.

-Leur rotation sous charges horizontales entraîne une torsion d'ensemble du niveau sous-jacent.

-les diaphragmes flexibles distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction des masses qu'ils portent en tête, correspondant aux aires des planchers dont ils reçoivent la charge.

Ils n'imposent aucune torsion au niveau sous-jacent. Celui-ci subit des déformations différentielles en fonction des charges et de la déformabilité de chaque file porteuse.

La rigidité d'un diaphragme dépend

- du type de l'ouvrage : les planchers en béton armé constituent en général des diaphragmes rigides, les charpentes des diaphragmes flexibles
- de sa forme en plan : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles.

D'après les informations ci-dessus, nous concluons que nous devons modéliser les planchers de notre structure par des diaphragmes rigides.

Les planchers ont été modélisés par des éléments de membrane, et étant donné qu'ils sont en corps creux, on devait choisir l'option (use one spécial way) pour montrer le sens des poutrelles.

IV .3.1.2. Les éléments de portique

Les poteaux et les poutres de la structure ont été modélisés par des éléments de portique (frame éléments).

IV .3.1.3. Les voiles

Les voiles ont été réalisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds.

A-Leur rôle

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

b-Nombre d'éléments de contreventement vertical

Contreventement isostatique

Minimum 3 éléments verticaux de contreventement par niveau, disposés de manière à ne pas être tous parallèles ou tous concourants.

Contreventement hyperstatique (à préférer)

Plus de 3 éléments verticaux de contreventement par niveau, disposés de manière qu'il existe au moins 3 éléments non parallèles et non concourants.

c- Conception du contreventement vertical

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV .3.2 Modélisation de la masse

- Les balcons et les escaliers ont été modélisés par des éléments de coque (shell éléments).
- La masse de l'acrotère a été distribuée sur la périphérie du plancher terrasse.
- Les masses des murs extérieurs ont été distribués sur les périmètres des étages courants.
- En choisissant l'option (Mass source / from loads), ETABS calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule $(G+\beta Q)$ imposée par les RPA99 v2003.

$T_q : \beta=0,2$

IV .4. Résultat de l'analyse dynamique

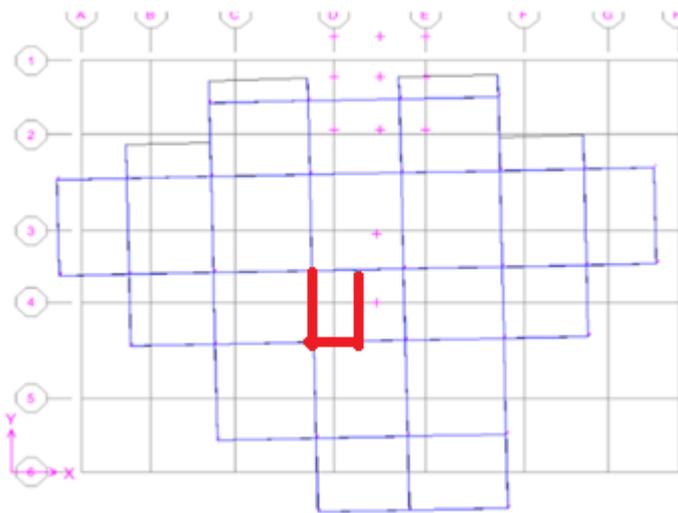


Figure IV. 5 : Modèle initial.

Tableau IV.1. Dimensions des éléments verticaux.

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
RDC+2étages	Poteau	50x50
	Voile	20
3+4	Poteau	45 x45
	Voile	20
5+6	Poteau	40 x40
	Voile	20
7+8	Poteau	35 x35
	Voile	20

IV.4.1 Les résultats à partir du fichier de sortie de l'ETABS

Tableau IV.2.résultats de l'analyse modale du modèle initial

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.668597	31.5767	4.8314	0	31.5767	4.8314	0
2	0.598381	30.1922	11.9546	0	61.769	16.786	0
3	0.566795	15.5033	59.1468	0	77.2722	75.9328	0
4	0.211657	3.5487	0.6718	0	80.8209	76.6046	0
5	0.192946	6.3753	1.2421	0	87.1962	77.8467	0
6	0.169033	2.3513	11.4659	0	89.5475	89.3126	0
7	0.118181	0.1999	0.0992	0	89.7474	89.4118	0
8	0.112836	3.3846	0.3775	0	93.132	89.7893	0
9	0.09207	0.1072	1.2536	0	93.2393	91.043	0

Remarque

Ce modèle initial ne comporte que les voiles du la censeur.

IV.4.2. Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale : $T = 0,668$ s.

- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 9^{ème}.
- Le mode 01 est un mode de torsion
- Le mode 02 est un mode de torsion
- Le mode 03 est un mode de translation parallèlement à l'axe principal YY.

La figure ci-après montre les 03 premiers modes que prend la structure lors des VLNA.

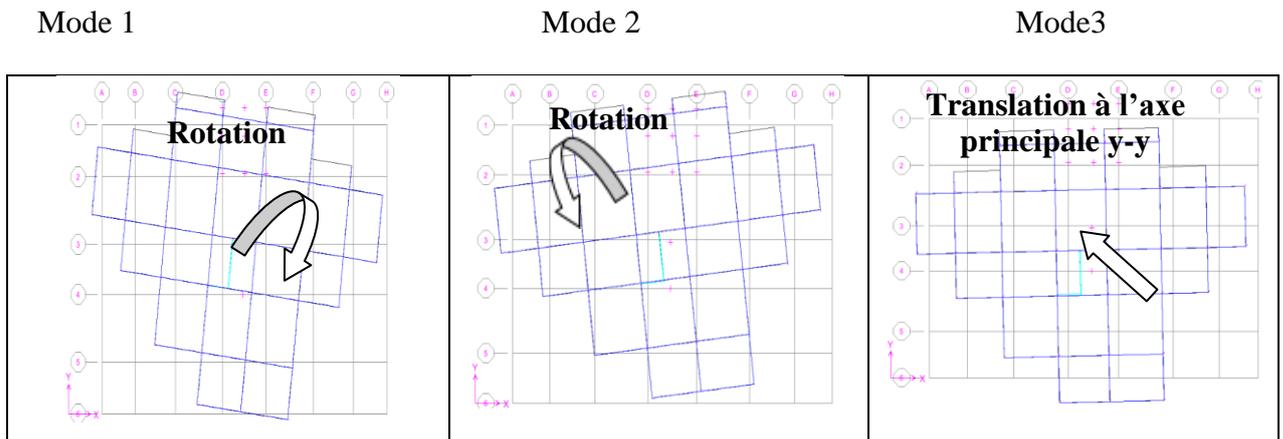


Figure IV.6. Les 03 premiers modes du Modèle initial.

IV.5. Etude sismique

IV.5.1. Introduction

Les secousses qui agissent sur un bâtiment provoquent des contraintes et déformations qu'il faut contrôler en comprenant bien le comportement des Éléments de la construction, ainsi le calcul de ces derniers vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrés lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul ETABS (ver 9.7.1).

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basé sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. Stratégie du calcul sismique

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de

l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

➤ **Analyse temporelle (transitoire)**

A partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps, l'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogramme.

➤ **calcul dynamique, analyse modale spectrale**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale à un instant donné.

➤ **Calcul statique équivalent**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

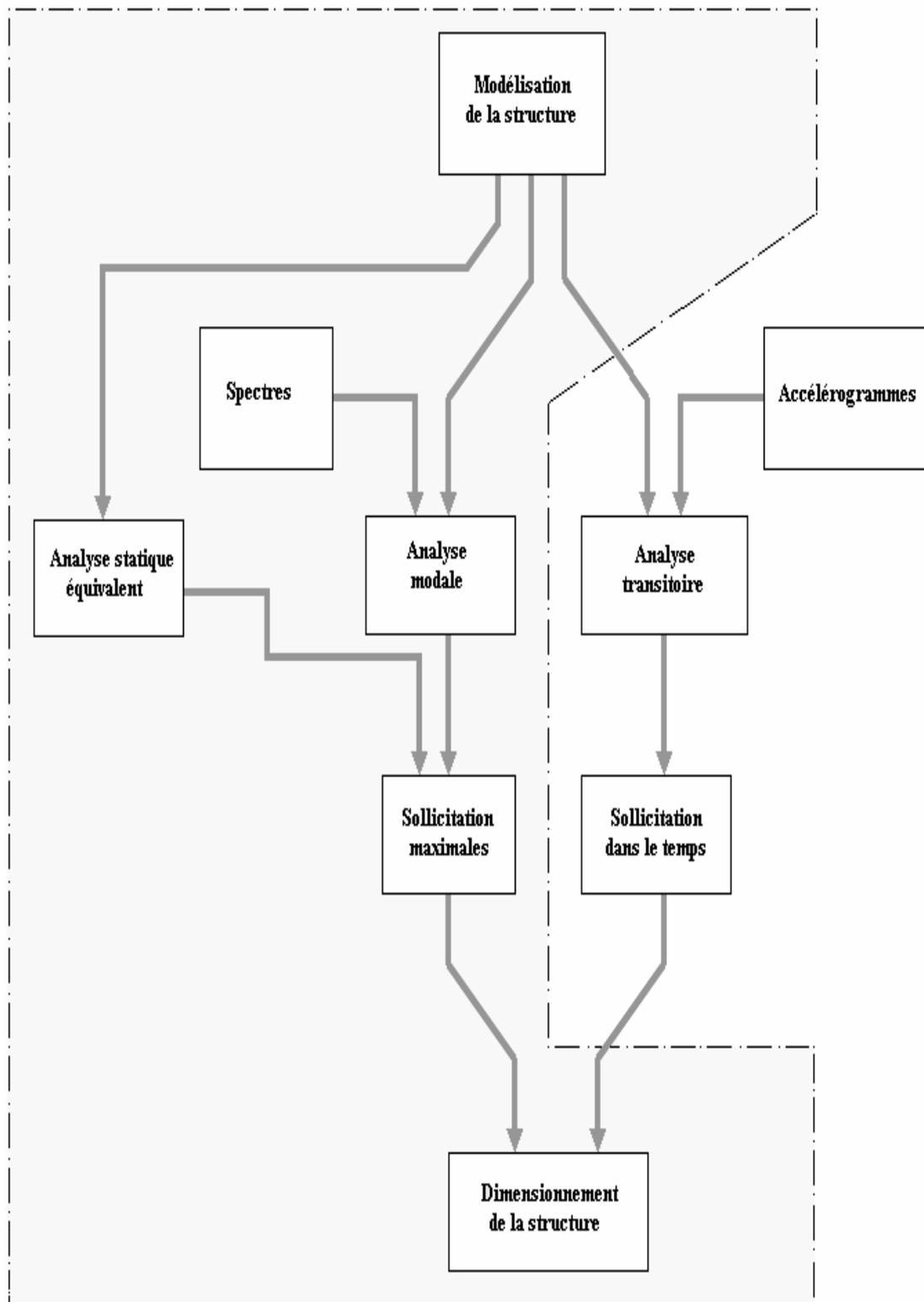


Figure IV.7. Les étapes du calcul sismique.

IV.5.3. Choix de la méthode de calcul

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire [1].
- les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées vu son irrégularité en plan et sa hauteur qui dépasse les 17 m.
- Alors, la méthode que nous pouvons utiliser dans le cadre de notre projet de fin étude est la méthode d'analyse modale spectrale qui, d'après [1] peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.5.4 .Méthode dynamique modale spectrale

Introduction

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

Objectifs de l'analyse spectrale.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres, ainsi que les efforts et les déplacements quadratiques.

Les calculs spectraux se font suivant les étapes du schéma ci-après :

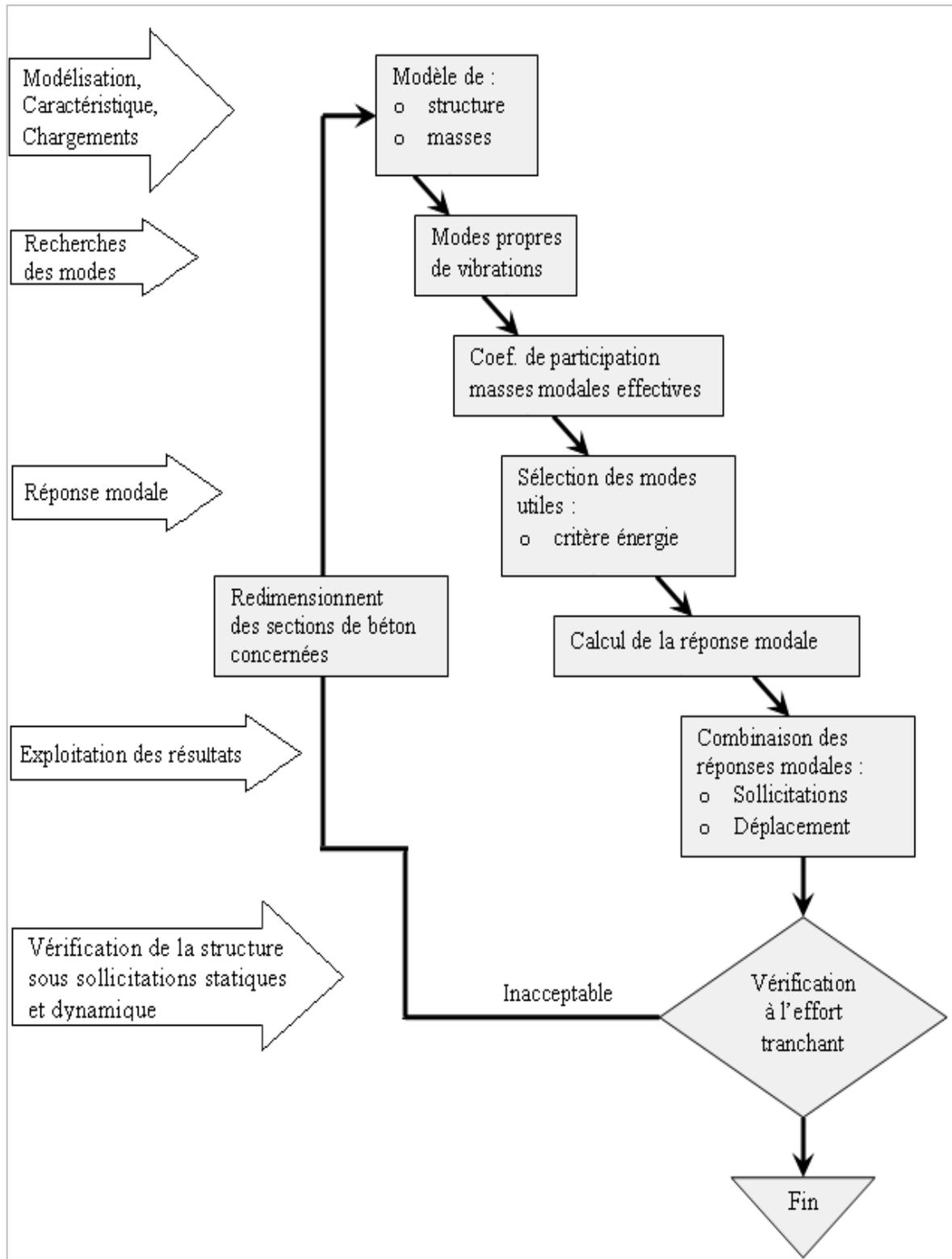


Figure IV.8. Méthodologie de calcul par la MMS.

IV.5.5. Décomposition modale des équations du mouvement

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \dots \dots \dots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est une vectrice colonne unitaire.

$[M]$, $[c]$ et $[K]$: Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$ et $\{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements

relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolu directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vu de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

Où :

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M] [\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c] [\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K] [\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

Y_K : Est la $k^{ième}$ coordonné modale.

$$\xi_K : \text{Est le facteur d'amortissement modale donné par : } 2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

$$W_K : \text{Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : } W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$$

γ_K : Est le facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Est le vecteur propre du $k^{ième}$ mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral

de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max(Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

IV.5.6. Détermination de la réponse physique

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "K" comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du $k^{\text{ième}}$ mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de

combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par ETABS pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure). ETABS combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

IV.5.7. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du " groupe2 " (bâtiment à usage commercial et habitation dont la hauteur est inférieure à 48m).

Le structure sera implanté à El Attaf (zone III).

Donc : $A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,76$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=10\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=4$ (Système de contreventement assuré par des voiles (4.a).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,50s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,30$).

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 conditions minimales sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3 Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	-	0,05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
Σ	0,30		0,30	

IV.5.8. Résultante des forces sismiques de calcul

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 déterminée par la méthode statique équivalente.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 1534,02 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 2262,3 \text{ kN.}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

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

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

Avec :

W : poids totale de la structure

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement global de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :

W = 29366,2 KN (calculs automatiques).

A = 0,25 (groupe 2 , zone III).

Q = Q_x = Q_y = 1,30

R = 5

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.

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003", nous choisirons la formule la plus pénalisante; soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{Où :}$$

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 28,22$ m

Sens x-x : $L_x = 24,80m \Rightarrow T_x = 0,51s$

Selon y-y : $L_y = 19,60m \Rightarrow T_y = 0,570s$

$$\text{Site 03} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

$$2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$\Rightarrow D_x = 1,87$$

$$D_y = 1,74$$

A.N

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (1,87) \cdot (1,30)}{5} 29366,2$$

$$V_x = 4461,82 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (1,74) \cdot (1,30)}{5} 29366,2$$

$$V_y = 4151,64 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 1534,04 \text{ kN} < 0,8V_x = 3569,45 \text{ kN} \\ V_{ty} = 2262,3 \text{ kN} < 0,8V_y = 3321,31 \text{ kN} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 2,32 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,46 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 2,32 \\ r_y = 1,46 \end{cases}$$

Remarque

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient (r_x ou r_y) selon la direction.

IV.5.9. Vérification des déplacements latéraux inters étage

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle initiale

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	observation
28,22	28,2	13,6	112,8	54,4	2,2	4,8	30,6	Vérifié
25,16	26	12,4	104	49,6	2	5,6	30,6	Vérifié
22,1	24	11	96	44	1,8	6,4	30,6	Vérifié
19,04	22,2	9,4	88,8	37,6	3,2	6,8	30,6	Vérifié
15,98	19	7,7	76	30,8	3,8	7,2	30,6	Vérifié
12,92	15,2	5,9	60,8	23,6	4,2	6,8	30,6	Vérifié
9,86	11	4,1	44	16,4	4,3	6	30,6	Vérifié
6,8	6,7	2,4	26,8	9,6	4	7,2	30,6	Vérifié
3,74	2,7	0,9	10,8	3,6	3,6	0,4	40,8	Vérifié

Remarque

On remarque que nous avons une rotation et translation pour les autres deux modes

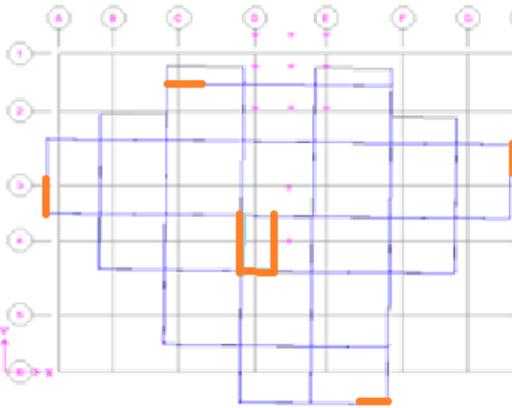
La solution

Renforcer l'ossature du bâtiment, en augmentant la rigidité des éléments de contreventement vertical par le nombre des voiles.

IV.6. Renforcement de l'ossature du bâtiment

Il est bien recommandé de disposer les voiles de manière symétrique afin d'éviter la torsion dans le premier mode.

Présentation des résultats

a-Modèle01**a-1 Dessin de disposition des voiles****Figure IV.9. Modèle 01.****Tableau IV.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 01**

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.60364	59.0203	10.2591	0	59.0203	10.2591	0
2	0.553029	9.8814	64.4296	0	68.9017	74.6888	0
3	0.518779	7.3522	0.3208	0	76.2539	75.0096	0
4	0.185633	9.696	1.8256	0	85.9499	76.8351	0
5	0.161877	2.3466	11.3877	0	88.2965	88.2229	0
6	0.155509	0.1133	0.2763	0	88.4098	88.4991	0
7	0.103037	3.2134	0.3166	0	91.6232	88.8157	0
8	0.089319	0.7058	0.9253	0	92.329	89.741	0
9	0.081826	1.0933	3.2131	0	93.4223	92.954	0

a-2 calcul de la force sismique

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 2237,47 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 2845,34 \text{ kN}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

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

Pour ce modèle :

$$W = 30197,8 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,3 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

$$2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$\Rightarrow D_x = 1,87$$

$$D_y = 1,74$$

A.N :

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (1,87) \cdot (1,30)}{5} 30197,8$$

$$V_x = 4588,17 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (1,74) \cdot (1,30)}{5} 30197,8$$

$$V_y = 4269,21 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 2237,47 \text{ kN} < 0,8V_x = 3670,53 \text{ kN} \\ V_{yx} = 2845,34 \text{ kN} < 0,8V_y = 3415,36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,64 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,64 \\ r_y = 1,2 \end{cases}$$

Il faut augmenter les déplacements dans la vérification suivante dans le rapport $0,8V/V_t$.

Tableau IV.6 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 02

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	observation
28,22	29,1	25,1	116,4	100,4	8,8	10	30.6	Vérifié
25,16	26,9	22,6	107,6	90,4	10,4	8,8	30.6	Vérifié
22,1	24,3	20,4	97,2	81,6	12,8	11,2	30.6	Vérifié
19,04	21,1	17,6	84,4	70,4	15,2	12,8	30.6	Vérifié
15,98	17,4	14,4	69,6	57,6	16	13,6	30.6	Vérifié
12,92	13,4	11	53,6	44	16,8	14	30.6	Vérifié
9,86	9,2	7,5	36,8	30	16,4	13,6	30.6	Vérifié
6,8	5,1	4,1	20,4	16,4	13,6	11,2	30.6	Vérifié
3,74	1,7	1,3	6,8	5,2	6,8	5,2	40.8	Vérifié

a.3 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0,603$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 9^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode translations de l'axe YY et de l'axe XX.
- Le mode 02 est un mode de translations de l'axe YY et de l'axe XX.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

La figure ci-après montre les 03 premiers modes que prend la structure lors des VLNA.

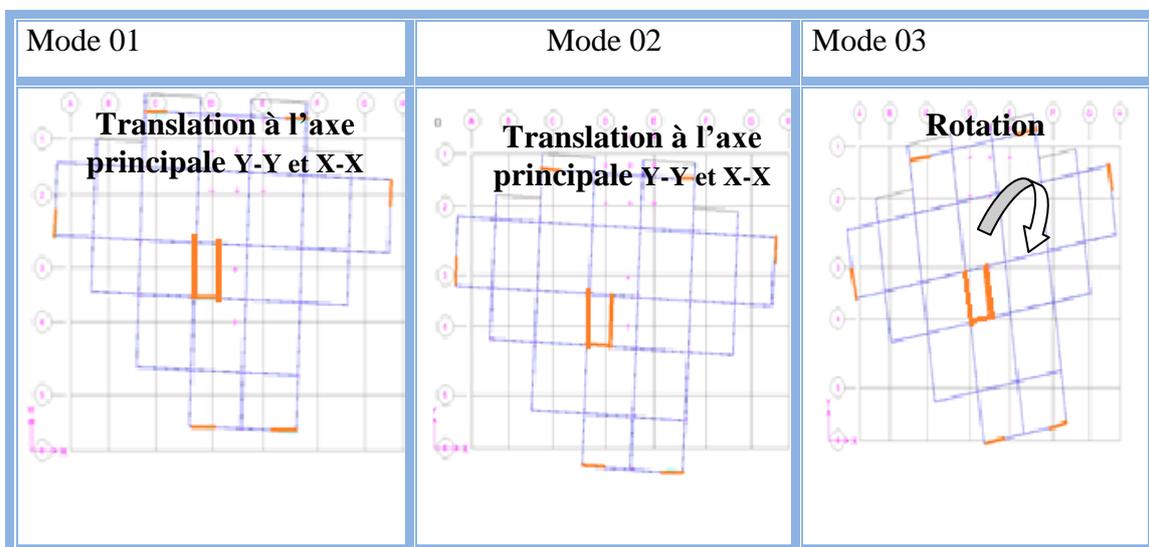


Figure IV.10 : Les 03 premiers modes du Modèle 01.

Remarque

On remarque que le déplacement dépasse la valeur limite dans certain étage et nous avons une rotation.

Solution

Pour ce cas nous allons faire un changement de disposition des voiles et le nombre.

b.Modèle02

b.1 Dessin de disposition des voiles

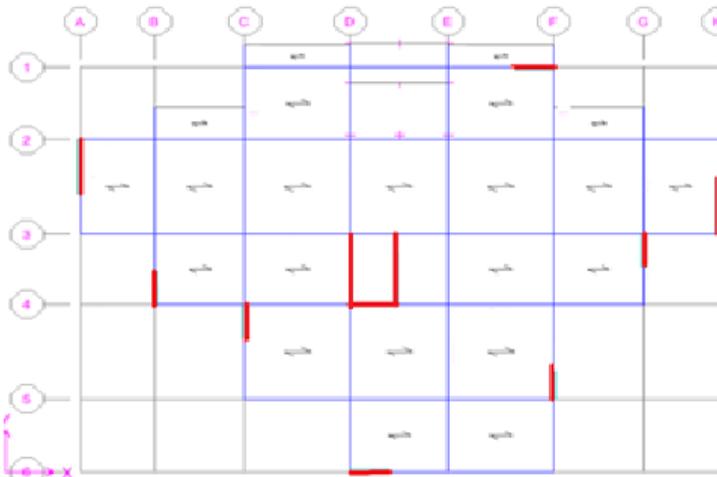


Figure IV.11.Modèle 02.

Tableau IV.7 : Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 02

Etages	Poteau (cm)	voile (cm)
RDC ,1et2	50*50	20
3 ^{ème} +4 ^{ème}	45*45	20
5 ^{ème} +6 ^{ème}	40*40	20
7 ^{ème} +8 ^{ème}	35*35	20

b.2.caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.8 : période et facteur de participation massique du modèle 02

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.600775	72.2544	2.9041	0	72.2544	2.9041	0
2	0.514521	1.5829	66.6021	0	73.8373	69.5062	0
3	0.477162	2.6476	4.8555	0	76.4849	74.3617	0
4	0.185668	11.5024	0.5032	0	87.9873	74.8648	0
5	0.149054	0.5011	12.463	0	88.4884	87.3278	0
6	0.141222	0.1815	0.9512	0	88.6699	88.2791	0
7	0.103544	3.476	0.097	0	92.1459	88.376	0
8	0.088839	1.2702	0.1245	0	93.4161	88.5005	0
9	0.074578	0.3372	4.5865	0	93.7533	93.087	0

b.3.calcul de la force sismique

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 2775,38 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 3012,19 \text{ kN}$$

- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE

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

Pour ce modèle :

$$W = 31306,6 \text{ KN (calculs automatiques).}$$

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

$$R = 5$$

$$D_x = 1,87$$

$$D_y = 1,74$$

A.N :

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (1,87) \cdot (1,30)}{5} \cdot 31306,6$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (1,74) \cdot (1,30)}{5} \cdot 31306,6$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 2775,38 \text{ kN} < 0,8V_x = 3805,31 \text{ kN} \\ V_{ty} = 3012,19 \text{ kN} < 0,8V_y = 3540,77 \text{ kN} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,37 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,17 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,37 \\ r_y = 1,17 \end{cases}$$

Tableau IV.9 : vérification des déplacements inter-étages du modèle 02

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	\bar{L} (mm)	observation
28,22	26	23	104	92	1,3	2,6	30,6	Vérifié
25,16	24,7	20,4	98,8	81,6	2,5	2,7	30,6	Vérifié
22,1	22,2	17,7	88,8	70,8	3	2,9	30,6	Vérifié
19,04	19,2	14,8	76,8	59,2	3,3	3	30,6	Vérifié
15,98	15,9	11,8	63,8	47,2	3,7	3,1	30,6	Vérifié
12,92	12,2	8,7	48,8	34,8	3,8	2,9	30,6	Vérifié
9,86	8,4	5,8	33,8	23,2	3,7	2,7	30,6	Vérifié
6,8	4,7	3,1	18,8	12,4	3,1	3	30,6	Vérifié
3,74	1,6	0,1	6,4	0,4	1,6	0,1	40,8	Vérifié

b.4.Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,60$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 9^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global X-X.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global Y-Y.
- Le mode 03 est un mode de rotation. .

La figure ci-après montre les 03 premiers mode que prend la structure lors des VLNA.

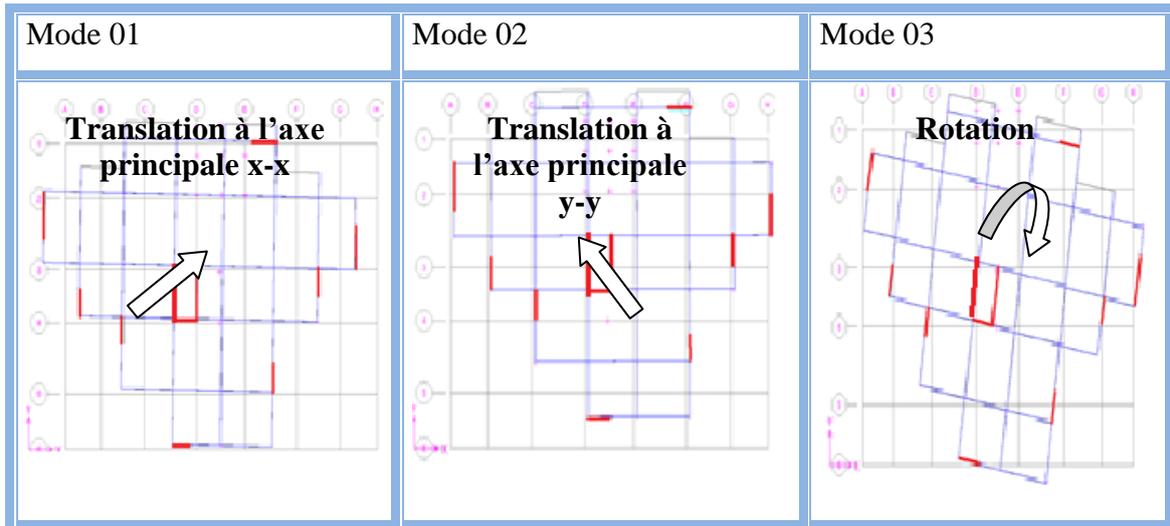


Figure IV.12.les 03 premiers modes du Modèle 02.

Remarque

le déplacement inter-étages est vérifié.

Vérification de la période

La valeur de période obtenue est $T_{\text{Cal}} = 0,60$ sec.

La valeur obtenue par la formule empirique dans RPA 99 V2003.

La valeur T calculée à partir des formules de méthode numérique ne doivent pas dépasser ce la estimées à partir des formule empirique appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{Cal}} = 0,60 \text{ s} < \min 1.30 (T_1, T_x) = 0,66 \text{ s}$$

IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10$.

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens x-x

Tableau IV.10 : justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le sens x

Etage	P_k (kN)	Δ_K (m)	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérification
8 ^{ème}	3618,1	0,022	266,33	3,06	0,0976	<0,1 ok
7 ^{ème}	3417,05	0,020	502,39	3,06	0,0244	<0,1 ok
6 ^{ème}	3417,05	0,018	711,33	3,06	0,0282	<0,1 ok
5 ^{ème}	3417,05	0,015	889,15	3,06	0,0188	<0,1 ok
4 ^{ème}	3417,05	0,013	1037,87	3,06	0,0139	<0,1 ok
3 ^{ème}	3417,05	0,01	1158,37	3,06	0,00964	<0,1 ok
2 ^{ème}	3417,05	0,007	1248,87	3,06	0,00625	<0,1 ok
1 ^{er}	3417,05	0,003	1306,23	3,06	0,00256	<0,1 ok
RDC	3458,35	0,0014	1331,79	3,74	0,000792	<0,1 ok

Sens y-y

Tableau IV.11 : justification vis-à- vis de l'effet P- Δ dans le sens y

Etage	P_k (kN)	Δ_K (m)	V_k (kN)	h_k (m)	θ	vérification
8 ^{ème}	3618,1	0,016	314,55	3,06	0,0109	<0,1 ok
7 ^{ème}	3417,05	0,014	589,08	3,06	0,0265	<0,1 ok
6 ^{ème}	3417,05	0,012	819,12	3,06	0,0163	<0,1 ok
5 ^{ème}	3417,05	0,010	1015,43	3,06	0,0109	<0,1 ok
4 ^{ème}	3417,05	0,008	1176,65	3,06	0,0075	<0,1 ok
3 ^{ème}	3417,05	0,006	1301,57	3,06	0,0051	<0,1 ok
2 ^{ème}	3417,05	0,004	1394,71	3,06	0,0032	<0,1 ok
1 ^{er}	3417,05	0,002	1455,45	3,06	0,0015	<0,1 ok
RDC	3458,35	0,0008	1479,58	3,74	0,00049	<0,1 ok

IV.8.Conclusions

1. Les déplacements inter étages sont tous vérifiés.
2. On constate d'après le Tableau IV.14 et IV.15 que la structure étudiée est justifiée vis à vis l'effet $P-\Delta$,

Alors, ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.

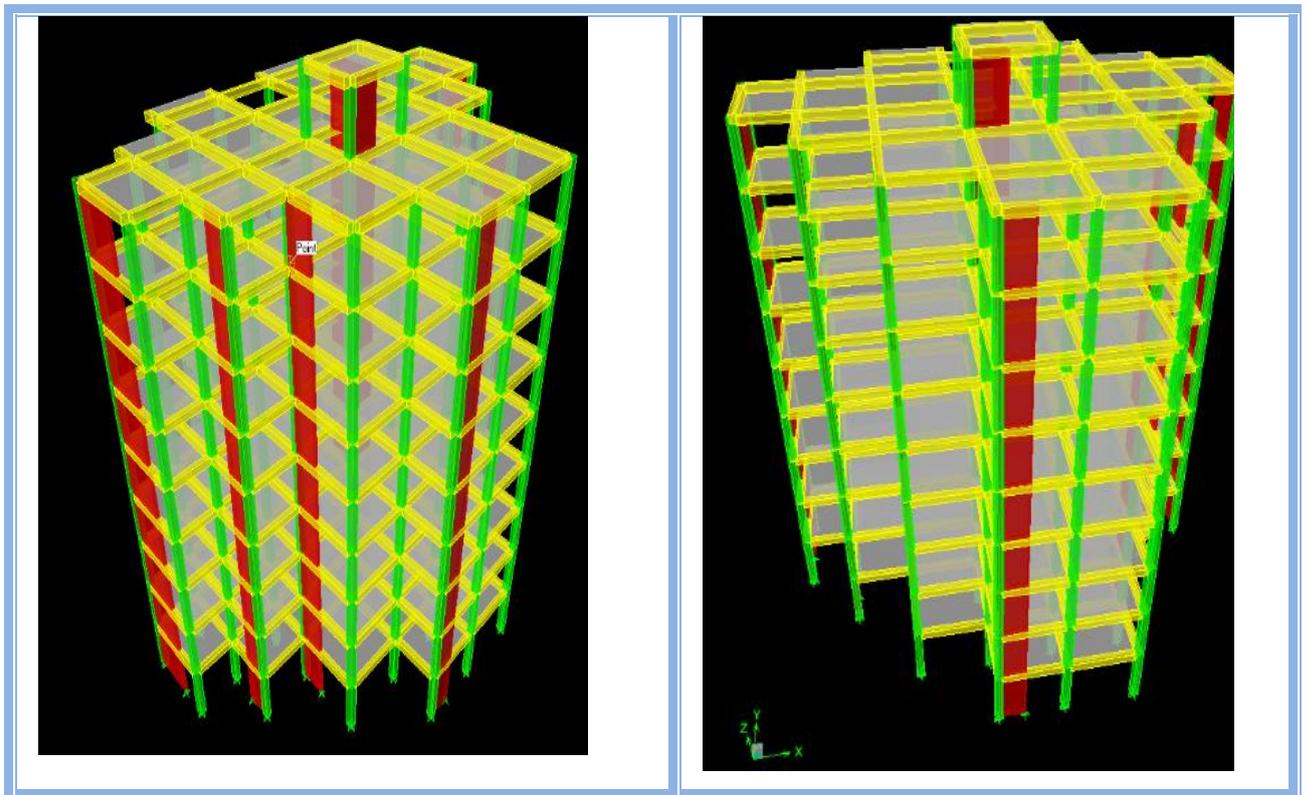


Figure IV.13 : Modèle final en 3d.

V .1.Ferrailage des poteaux

La section des armatures des poteaux doit être calculée en flexion composée.

V.1 .1. Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

Selon [2] :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \text{ B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

Selon [1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \text{ (Zone courante)}$$

$$0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50Φ en zone III.
- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

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

h_e : la hauteur d'étage

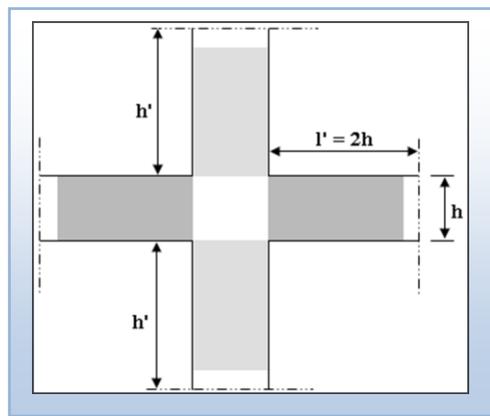


Figure V.1. Zone nodale.

V.1 .2. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

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 ($d = h - c$).

V.1 .3 Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon [2] :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentale} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentale} \end{cases} \quad \text{Selon [1] :}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

V.1 .4.Élancement λ

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{\ell_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

V.1 .5.Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_\ell \quad \varnothing_\ell : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

1. Situation durable

- Béton $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- Acier $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

2. Situation accidentelle

- Béton $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- Acier $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

V.1.6. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Selon [2] :

ELU Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

ELS Situation durable

$$G + Q.$$

Selon [1]

Situation accidentelle

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

$$1- N^{\max}, M^{\text{corr}}$$

$$2- M^{\max}, N^{\text{corr}}$$

1. Situation durable

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

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Tableau V.1. Ferrillages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C34	163,2	15,18	SEC	0	0	11,02
7 ^{ème}	35x35	C34	482,02	28,76	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C34	804,24	24,88	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C34	1123,7	24,83	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C34	1443,81	24,76	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C34	1765,58	24,24	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C34	2089,34	23,57	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C34	2414,27	22,08	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C34	2727,6	16,04	SEC	0	0	22,5

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.2 .Ferrillages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (KN. m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C35	49,93	103,73	SEC	0	0	11,02
7 ^{ème}	35x35	C25	33,79	250,79	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C25	31,8	373,44	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C27	29,06	271,05	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C15	25,75	940,64	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C15	23,19	1132,33	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C35	20,46	1680,3	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C34	17,08	2399,39	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C34	16,65	2709,14	SEC	0	0	22,5

2. Situation accidentelle N° 01

- Combinaison : $G + Q \pm E$

a. (N^{\max} , M^{corr})Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C10	234,39	36,73	SPC	0	0,15	11,02
7 ^{ème}	35x35	C7	391,03	11,56	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C34	609,23	23,58	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C34	872,01	24,78	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C34	1160	33,27	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C34	1467,02	34,28	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C34	1787,92	35,96	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C34	2113,7	41,04	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C34	2403,43	36,92	SEC	0	0	22,5

b. (M^{\max} , N^{corr})Tableau V.4. Ferrillages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C34	53,724	134,58	SPC	0	3,28	11,02
7 ^{ème}	35x35	C15	53,26	325	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C15	61,04	459,45	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C15	67,37	605	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C15	71,5	767,66	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C15	72,76	947,02	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C15	69,72	1142,24	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C15	61,85	1350,7	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C27	36,92	2403,43	SEC	0	0	22,5

3. Situation accidentelle N° 02

- Combinaison : 0,8G ± E

a. (N^{\max} , M^{corr})Tableau V.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Sections (cm ²)	N°	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C10	165,3	27,44	SEC	0	0	11,02
7 ^{ème}	35x35	C7	266,02	4,85	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C34	394,2	16,114	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C34	568,16	17,36	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C34	752,36	18,37	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C34	945,59	18,88	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C34	1144,58	18,695	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C34	1341,3	17,09	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C34	1511,34	12,617	SEC	0	0	22,5

b. (M^{\max} , N^{corr})Tableau V.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Etage	Sections (cm ²)	N°	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
8 ^{ème}	35x35	C27	36,4	78,48	SPC	0	2,23	11,02
7 ^{ème}	35x35	C15	39,69	178,44	SEC	0	0	11,02
6 ^{ème}	40x40	C15	47,44	246,75	SEC	0	0	14,4
5 ^{ème}	40x40	C15	45,26	326,33	SEC	0	0	14,4
4 ^{ème}	45x45	C15	59,31	421,23	SEC	0	0	18,22
3 ^{ème}	45x45	C15	61,98	530,55	SEC	0	0	18,22
2 ^{ème}	50x50	C15	60,86	652,28	SEC	0	0	22,5
1 ^{ère}	50x50	C19	55,95	610,54	SEC	0	0	22,5
RDC	50x50	C35	34,84	669,75	SEC	0	0	22,5

g. Choix des armatures

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison (0,8G±E).

1. poteaux

Tableau V.7.Choix des armatures des poteaux

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)
8 ^{ème}	35x35	3.28	11,02	36,75	73,5	4T16+4T14	14,2
7 ^{ème}	35x35	0	11,02	36,75	73,5	4T16+4T14	14,2
6 ^{ème}	40x40	0	14,4	48	96	4T16+8T14	20,36
5 ^{ème}	40x40	0	14,4	48	96	4T16+8T14	20,36
4 ^{ème}	45x45	0	18,22	60,75	121,5	4T16+8T14	20,36
3 ^{ème}	45x45	0	18,22	60,75	121,5	4T16+8T14	20,36
2 ^{ème}	50x50	0	22,5	75	150	12T16	24,12
1 ^{èr}	50x50	0	22,5	75	150	12T16	24,12
RDC	50x50	0	22,5	75	150	12T16	24,12

Remarque

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.

h- Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissible sont données par :

- Béton

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

- Acier

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

Fissuration très préjudiciable.....

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right) \text{ Avec :}$$

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 240MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. (N_{\max}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$)

Tableau V.8. Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{\max}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$).

Etage	Sections (cm ²)	M _{ser} (KNm)	N _{ser} (KN)	Sollicitatio	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	35x35	27,44	165,3	SEC	15	240	1,44	15	vérifier
7 ^{ème}	35x35	4,85	266,02	SEC	24,13	240	2,55	15	vérifier
6 ^{ème}	40x40	16,11	394,2	SEC	27,37	240	3,32	15	vérifier
5 ^{ème}	40x40	17,36	568,16	SEC	39,45	240	3,58	15	vérifier
4 ^{ème}	45x45	18,37	752,36	SEC	41,29	240	1,66	15	vérifier
3 ^{ème}	45x45	18,88	945,59	SEC	51,89	240	4,72	15	vérifier
2 ^{ème}	50x50	18,695	1144,58	SEC	50,87	240	0,81	15	vérifier
1 ^{èr}	50x50	17,09	1341,3	SEC	59,61	240	0,74	15	vérifier
RDC	50x50	12,617	1511,34	SEC	67,17	240	0,54	15	vérifier

b. ($N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; M_{\max}^{ser})

Tableau V.9. Vérification des contraintes pour les poteaux ($N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; M_{\max}^{ser}).

Etage	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	N _{ser} (kN)	Sollicita on	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	35x35	36,36	78,48	SEC	7,12	240	1,91	15	Vérifier
7 ^{ème}	35x35	31,21	178,44	SEC	16,19	240	1,64	15	Vérifier
6 ^{ème}	40x40	30,58	246,75	SEC	17,13	240	0,63	15	Vérifier
5 ^{ème}	40x40	28,27	326,33	SEC	22,66	240	0,58	15	Vérifier
4 ^{ème}	45x45	25,11	421,23	SEC	23,11	240	0,22	15	Vérifier
3 ^{ème}	45x45	22,04	530,55	SEC	29,11	240	5,52	15	Vérifier
2 ^{ème}	50x50	18,04	652,28	SEC	28,99	240	0,78	15	Vérifier
1 ^{èr}	50x50	15,64	610,54	SEC	27,13	240	0,67	15	Vérifier
RDC	50x50	11,36	669,75	SEC	29,17	240	0,32	15	Vérifier

V.1 .7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

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.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon [2] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très

Préjudiciable.

Selon [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,400$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.10.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	Λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	35x35	53,23	0,49	28,15	0,075	1,0	2,50	OK
7 ^{ème}	35x35	51,81	0,46	28,15	0,075	1,0	2,50	OK
6 ^{ème}	40x40	47,86	0,332	24,36	0,075	1,0	2,50	OK
5 ^{ème}	40x40	48,76	0,338	24,36	0,075	1,0	2,50	OK
4 ^{ème}	45x45	52,18	0,28	21,89	0,075	1,0	2,50	OK
3 ^{ème}	45x45	55,92	0,30	21,89	0,075	1,0	2,50	OK
2 ^{ème}	50x50	59,65	0,26	19,7	0,075	1,0	2,50	OK
1 ^{er}	50x50	64,28	0,28	19,7	0,075	1,0	2,50	OK
RDC	50x50	58,03	0,25	24,08	0,075	1,0	2,50	OK

2. Ferrailage transversal des poteaux

Selon [1] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur 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 V.11.Espacements maximales selon RPA99 [1].

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (mm)	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{ème}	35x35	4T16+4T14	14	10	15
7 ^{ème}	35x35	4T16+4T14	14	10	15
6 ^{ème}	40x40	4T16+8T14	14	10	15
5 ^{ème}	40x40	4T16+8T14	14	10	15
4 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
3 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	14	10	15
2 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
1 ^{ère}	50x50	12T16	16	10	15
RDC	50x50	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Section (cm ²)	Etage	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)
35x35	8 ^{ème}	2,142	6,12	2,5	53,23	N	10	0,95	4T8	2,01
						C	15	1,42	4T8	2,01
35x35	7 ^{ème}	2,142	6,12	2,5	51,81	N	10	0,92	4T8	2,01
						C	15	1,38	4T8	2,01
40x40	6 ^{ème}	2,142	5,35	2,5	47,86	N	10	0,74	4T8	2,01
						C	15	1,12	4T8	2,01
40x40	5 ^{ème}	2,142	5,35	2,5	48,76	N	10	0,76	4T8	2,01
						C	15	1,14	4T8	2,01
45x45	4 ^{ème}	2,142	4,76	3,75	52,18	N	10	1,08	4T8	2,01
						C	15	1,63	4T8	2,01
45x45	3 ^{ème}	2,142	4,76	3,75	55,92	N	10	1,16	4T8	2,01
						C	15	1,74	4T8	2,01
50x50	2 ^{ème}	2,142	4,28	3,75	59,65	N	10	1,11	4T8	2,01
						C	15	1,67	4T8	2,01
50x50	1 ^{er}	2,142	4,28	3,75	64,28	N	10	1,20	4T8	2,01
						C	15	1,80	4T8	2,01
50x50	RDC	2,618	5,23	2,5	58,03	N	10	0,72	4T8	2,01
						C	15	1,08	4T8	2,01

V.1 .8.Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_l$ en zone III.

Pour :

T16 $L_r = 80$ cm.

T14 $L_r = 70$ cm.

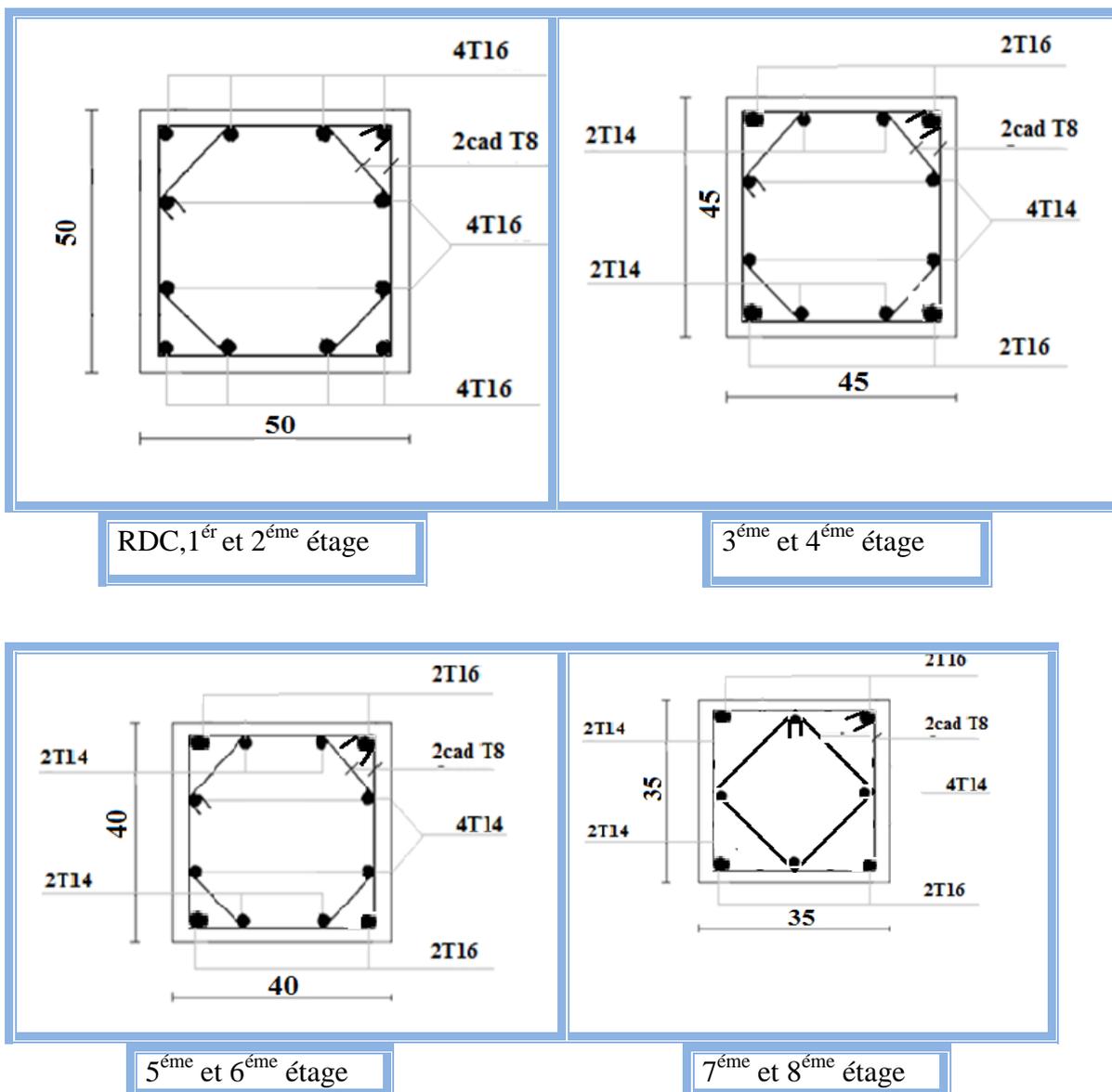


Figure V.2.Ferrailage des poteaux.

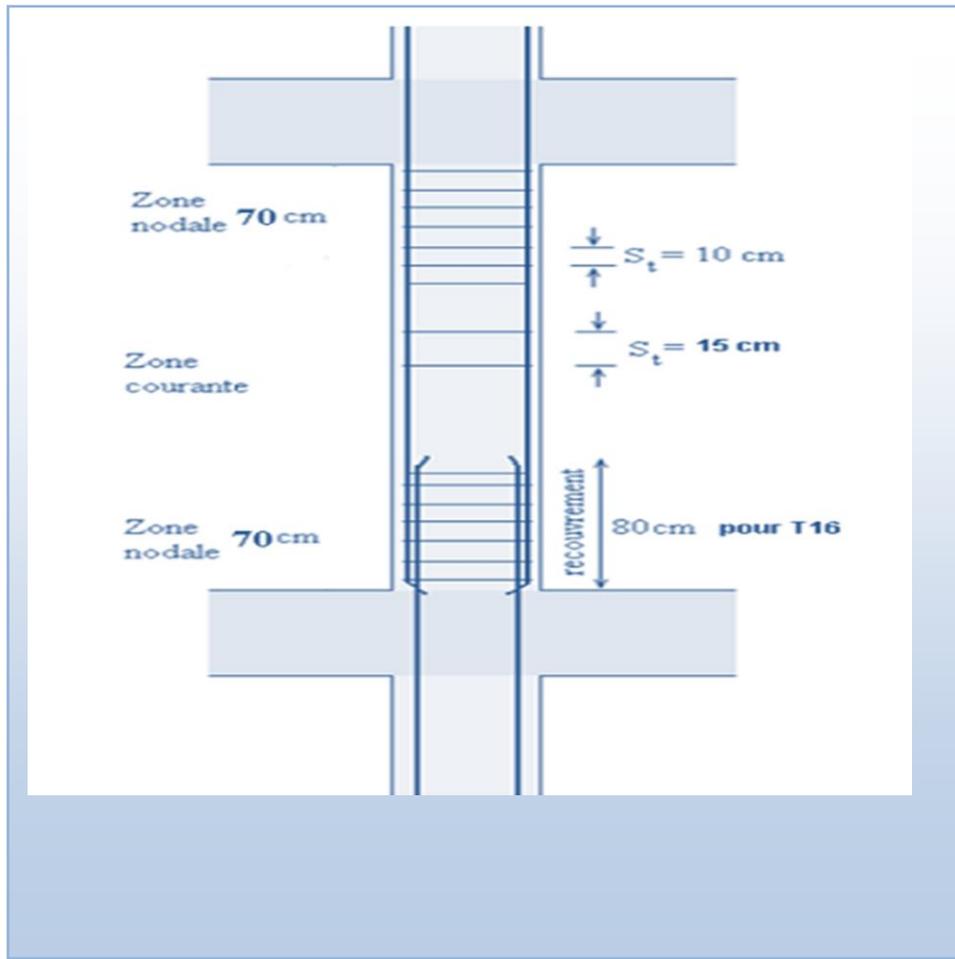


Figure V.3. Disposition constructives.

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.2.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Pour le ferrailage en utilise la combinaison : $1,35G + 1,5Q$ et $G + Q + E$

Pour la vérification en utilise la combinaison : $G + Q$

- ✓ Calcul de la section d'armatures
- ✓ Etat limite ultime (ELU)
- ✓ armatures longitudinales
- ✓ Condition de non fragilité

V.2 .3. Recommandations des règlements

Selon [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 50Φ (zone III).

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 : $A_t = 0,003 S_t . b$

B : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les poutres sont ferrillées 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:

1. Situation durable

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

2. Situation accidentelle

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2 .4.Calcul du ferrailage

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 :

1- Sens porteur

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.13. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage couran	30x45	Travée	B13	78,17	5,67	0	6,75
		Appui	B13	142,68	10,97	0	6,75
Terrasse	30x45	Travée	B63	83,20	6,06	0	6,75
		Appui	B63	112,59	7,77	0	6,75

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q+E

Tableau V.14.Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage couran	30x45	Travée	B13	129,55	8,32	0	6,75
		Appui	B13	171,37	11,34	0	6,75
Terrasse	30x45	Travée	B63	63,54	3,92	0	6,75
		Appui	B63	122,17	8,51	0	6,75

c. Situation accidentelle N° 02 : 0,8G±E

Tableau V.15. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x45	Travée	B21	64,92	4,28	0	6,75
		Appui	B21	107,10	7,35	0	6,75
Terrasse	30x45	Travée	B21	72,03	4,78	0	6,75
		Appui	B21	115,94	8,03	0	6,75

2-Sens non porteur

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.16. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x40	Travée	B67	30,26	2,56	0	6,00
		Appui	B67	107,33	8,72	0	6,00
Terrasse	30x40	Travée	B67	30,82	2,61	0	6,00
		Appui	B67	114,18	9,37	0	6,00

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.17. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x40	Travée	B 67	48,73	3,67	0	6,00
		Appui	B67	108,87	8,86	0	6,00
Terrasse	30x40	Travée	B67	96	7,67	0	6,00
		Appui	B67	118,36	9,68	0	6,00

c. Situation accidentelle N° 02 : 0,8G±E

Tableau V.18. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{s,RPA} ^{min} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x40	Travée	B 67	48,98	3,69	0	6,00
		Appui	B67	91,29	7,25	0	6,00
Terrasse	30x40	Travée	B67	57,01	4,33	0	6,00
		Appui	B67	97,77	7,83	0	6,00

V.2 .5 Choix des armatures

1-Sens porteur

Tableau V.19. Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{s,RPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x45	Travée	54	81	6,75	8,32	3T16+5T14	13,97
		Appui				11,34	3T16+5T14	13,97
terrasse	30x45	Travée	54	81	6,75	7,67	3T16+6T14	15,51
		Appui				8,51	3T16+6T14	15,51

2-Sens non porteur

Tableau V20. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

Etage	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{s,RPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC+ étage courant	30x40	Travée	48	72	6,00	3,67	3T16+3T16	12,06
		Appui				8,86	3T16+3T16	12,06
terrasse	30x40	Travée	48	72	6,00	3,92	3T16+3T16	12,06
		Appui				9,68	3T16+3T16	12,06

V.2 .6 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [2] \quad \text{Avec :}$$

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau V.21. Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x45	9,04	1,467	OK
30x40	7,26	1,304	OK

a- Vérification à l'ELS

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$\sigma = E.\alpha.\Delta T$(5) Le règlement CBA93 [3] exige une vérification par une

étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164,20MPa$).

Donc : $\sigma=32164,20.10^{-5}.20=6,43MPa$

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{cases}$$

1- Sens porteur : (30×45)

Tableau V.22.Vérification des poutres principales à l'ELS

Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{s+σ} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifier
Travée	19,13	2,86	6,43	9,29	15	23,6	38,6	240	Ok
Appui	88,71	5,49	6,43	11,92		64,6	79,6		

2-Sens non porteur : (30×40)

Tableau V.23.Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{s+σ} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifie
Travée	11,50	2,26	6,43	8,69	15	26,7	41,7	240	Ok
Appui	56,65	3,36	6,43	9,79		62	77		

V.2 .7.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

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 maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.24. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Etage	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC+ étage courant	30x40	70,17	0,086	2,5	OK
	30x45	107,75	0,133	2,5	OK
Terrasse	30x40	65,9	0,081	2,5	OK
	30x45	102,22	0,126	2,5	OK

V.2 .8. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance $FeE400$ ($f_e=400\text{MPa}$).

a. Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

b. Selon [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.25. Calcul des armatures transversales.

Sens	T _u (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	107,75	0, 0,133	36,45	11,25	22,5	10	20	1,14	4T8
Non porteur	65,9	0, 0,086	32,40	10,00	20,00	10	20	1,14	4T8

V.2 .9 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}.$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}.$

V.2 .10. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. Appuis intermédiaires

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1]

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

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un

effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right).$

Tableau V.26. Vérification de la section d'armatures

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
RDC+ étage courant	30x40	70,17	108,87	597,36	<0
	30x45	107,7	171,37	940,30	<0
Terrasse	30x40	65,9	118,36	649,43	<0
	30x45	102,2	122,17	670,34	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1]

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}. \quad \text{Avec :}$$

$$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d).$$

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$).

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Tableau V.27. Vérification de la compression de l'aire d'appui

Etage	Section (cm ²)	a'(cm)	a(cm)	T _u (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC+ étage courant	30x40	25	25	70,17	0,70	9,35	Vérifiée
	30x45	25	25	107,75	0,12		
Terrasse	30x40	25	25	65,9	0,65	9,35	Vérifiée
	30x45	25	25	102,22	0,10		

a.3 Vérification de la flèche [2]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$\text{Avec : } f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{\max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=10721,40\text{MPa}$).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

1- Sens porteur (L=4,5m)

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0,5 = 0,95cm$$

Logiciel développé par 	Fleche - Version 1.01.035	04/05/2017
	verification de la fleche sens porteur	
	V	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

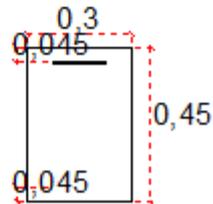
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,5 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,45 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,045 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,045 m
Section des armatures tendues :	2,1 cm ²
Section des armatures comprimées :	12,39 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	171 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	108 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	1,5 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	26,461 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	7,501 mm
Flèche totale :	-26,587 mm
Flèche totale admissible :	9 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



2- Sens non porteur (L=4,1m)

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} cm = 0,82cm .$$

	Fleche - Version 1.01.035	04/05/2017
	verification de la fleche sens non porteur	
	V	Page 1 / 1

Calcul des flèches pour une poutre isostatique de section rectangulaire

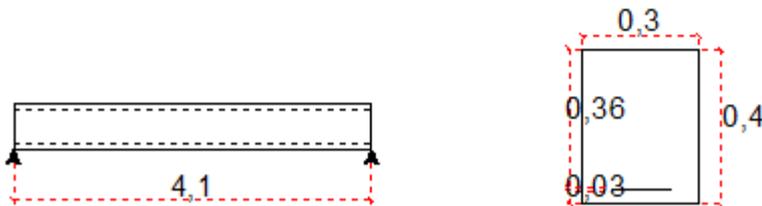
Données saisies :

Portée de la poutre isostatique :	4,1 m
Largeur de la section :	0,3 m
Hauteur de la section :	0,4 m
Position du centre de gravité des armatures tendues :	0,03 m
Position du centre de gravité des armatures comprimées :	0,36 m
Section des armatures tendues :	0,8 cm ²
Section des armatures comprimées :	4,32 cm ²
Contrainte du béton :	25 MPa
Moment dû aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (Mj) :	57,01 kN*m
Moment dû aux charges permanentes totales (Mg) :	97,77 kN*m
Moment dû aux charges permanentes et aux charges d'exploitation (Mp) :	1,5 kN*m

Résultats de calcul

Flèche due aux charges permanentes (fgv) :	11,694 mm
Flèche due aux charges totales (fgq) :	5,762 mm
Flèche totale :	4,294 mm
Flèche totale admissible :	8,2 mm

La vérification de flèche totale est satisfaisante.



a. Arrêt des barres [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :

$L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

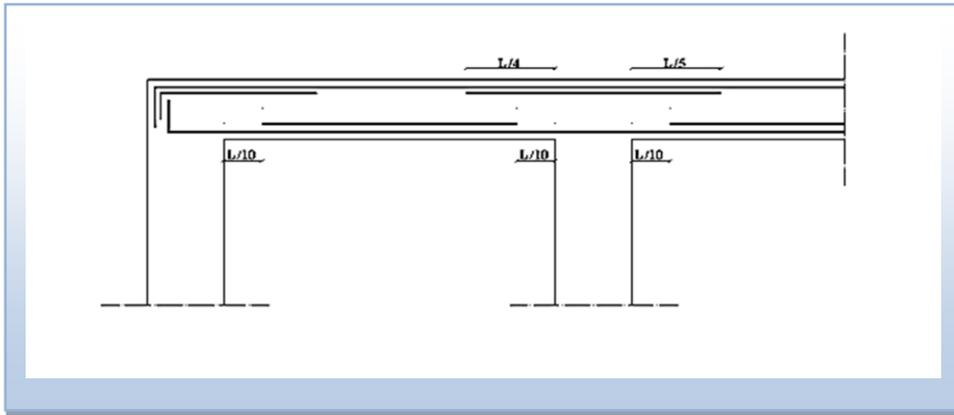
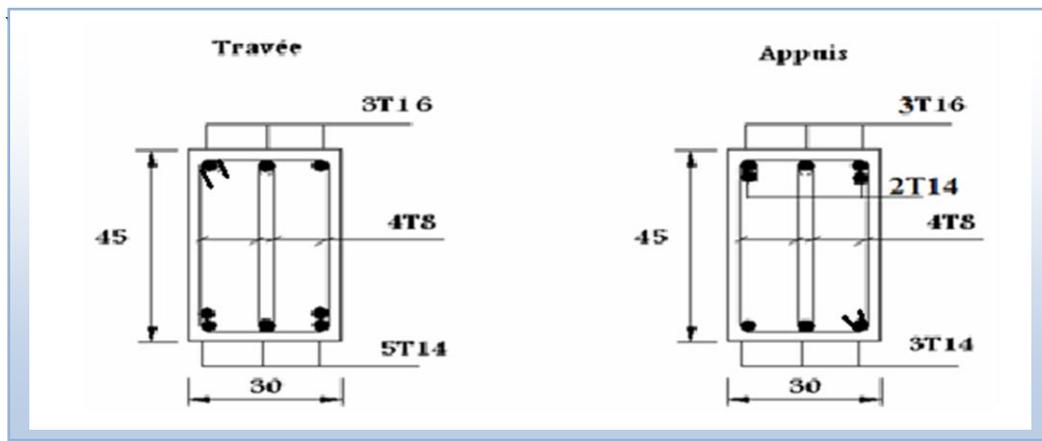
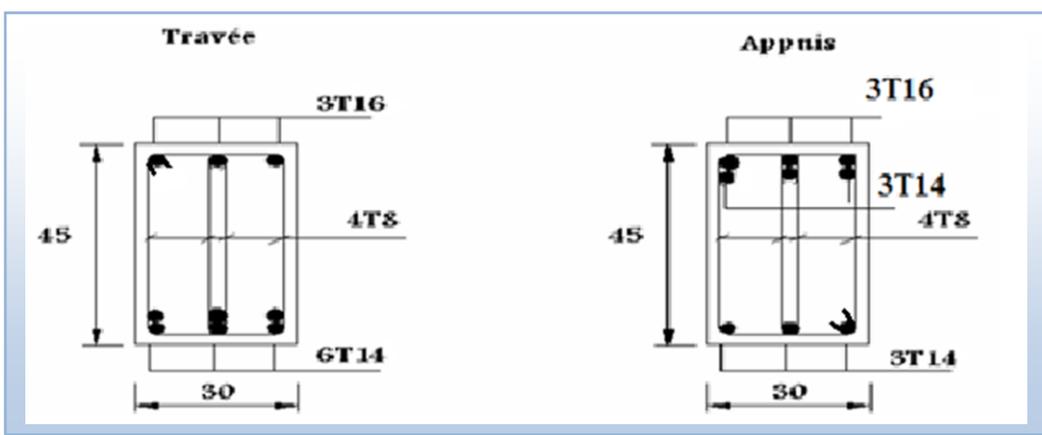


Figure V.4. Arrêt des barres.

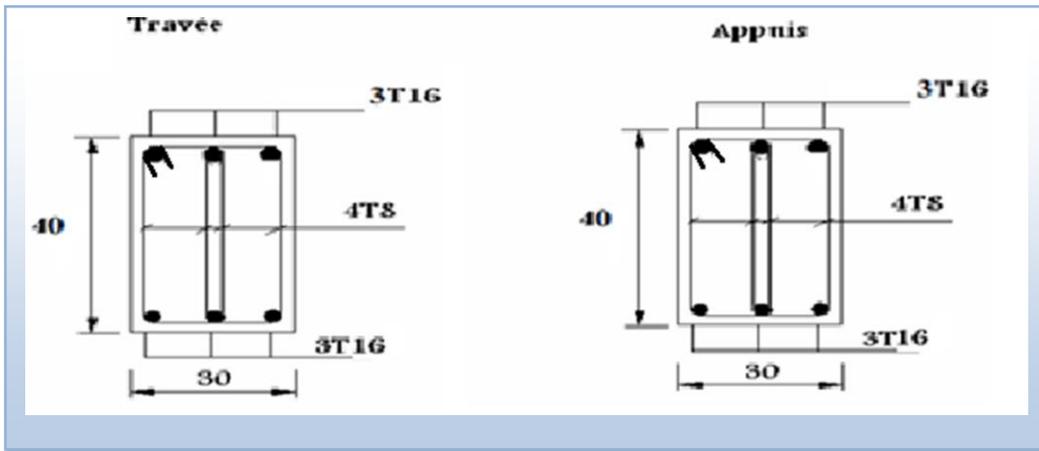


RDC+ étage courant



Terrasse

Figure V.5. ferrailage des poutres porteuses.



RDC+ étage courant +Terrasse

Figure V.6. Ferrailage des poutres non porteuses.

V.3. Ferrailage des voiles

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

Les Armatures verticales.

Les Armatures horizontales.

Les Armatures transversales.

Voile plein (trumeau) (RPA99 article 7.7.4. page 75) [2]

V.3.1. Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiés selon R.P.A 99 sous les efforts N et M_{cor} donnant le ferrailage le plus défavorable,

Pour le ferrailage : $0,8 G \pm E$

Pour la vérification : $G + Q \pm E$

-condition exigée par RPA99mod2003

1- Les armatures verticales

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2- Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3- Condition exigée à l'armature verticale et horizontale

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15 %
- en zone courante 0,1 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s \leq 1,5 a$ et $s \leq 30 \text{ cm}$

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

$20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les efforts tranchants doivent être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{sap} \text{ Effort tranchant du au seisme.}$$

4-Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles par mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

➤ Contrainte limitée de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

b : épaisseur du voile.

d = 0,9.h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

➤ Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

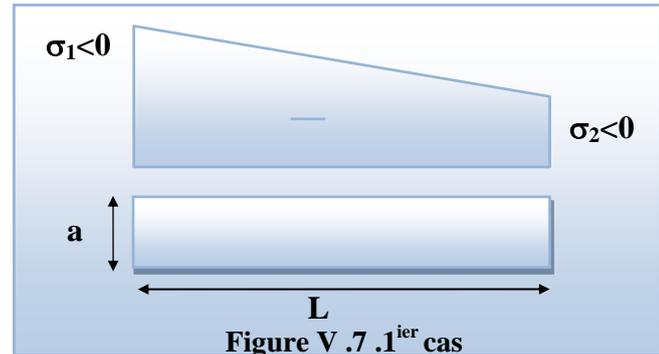
On distingue 3 cas

1^{er} cas :

$$(\sigma_1, \sigma_2) < 0$$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par.....RPA 99 ($A_{min}=0.20\% \cdot a \cdot L$).



2^{ème} Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée)

⇒ On calcule le volume des contraintes de traction F_t

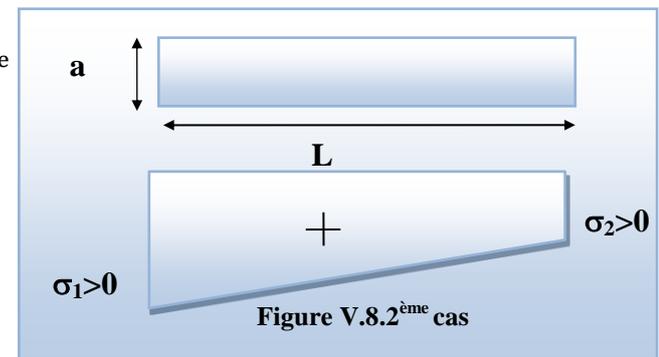
D'ou la section des armatures verticales $A_v = F_t / F_e$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v < A_{min} = 0.20\% \times a \cdot L$

On ferraille avec la section minimale

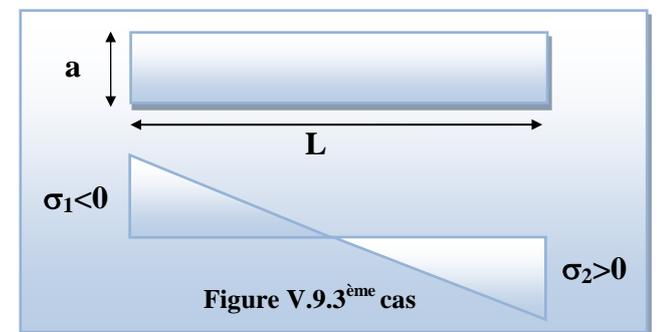
Si : $A_v > A_{min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$ on ferraille avec A_v



3^{ème} cas

(σ_1, σ_2) Sont de signes différents ⇒ la section du voile est partiellement comprimée.

⇒ On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.



V.3.2.Types des voile de notre structure

V.3.2.1.Voile (trumeau+ poteau) (50x50)

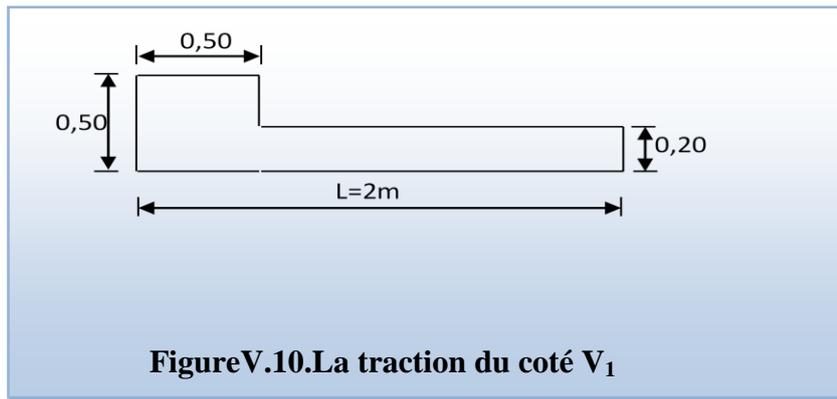
a)-Exemples de calcul

Dans ce cas, on a donné l'exemple d'un voile selon l'axe 1 (voir le plan).

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$d = 0.9 \times L = 0.9 \times 2 = 1,8m$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d} = \tau_b = \frac{1.4 \times 247,67}{0,20 \times 1,8} = 963,16 \text{ KN/m}^2 = 0,96\text{MPa} < 5\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$$



FigureV.10.La traction du côté V₁

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 2m \\ V = 1,2m \\ V' = 0,8m \\ I = 0,1978m^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1228,14\text{KN} \\ M = 2499,9\text{KN} \cdot m \\ T = 247,67 \text{ KN} \\ A=0,559 \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V_1}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 8,96\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -2,31\text{MPa}$$

- **Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1864,68\text{KN} \\ M = 2413,45\text{N} \cdot m \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V_1}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 9,87\text{MPa} < 18.74 \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -1,02\text{MPa} < 18.74 \dots \dots \text{CV}$$

σ_1, σ_2 Sont des signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction :

- Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = 0,79m$$

$$y = L - x = 1,21m$$

x : la longueur de la zone tendue.

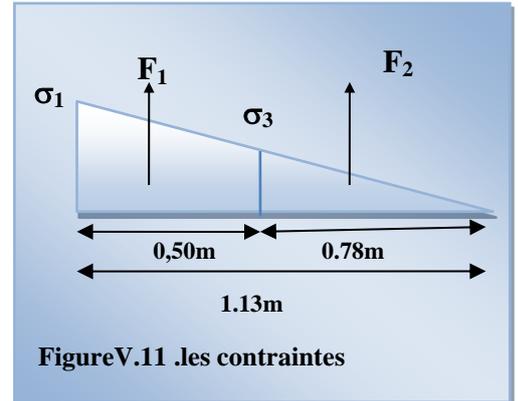
y : la longueur de la zone comprimée.

- Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{4,79 \times (1,27 - 0,50)}{1,27} = 0,84MPa$$

b)-Détermination des armatures verticales

- Partie poteau :
- La force de traction résultante



FigureV.11 .les contraintes

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{2,62 + 1,79}{2} \right) \cdot 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 512,5KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{512,5 \times 10}{400} = 12,81cm^2$$

Le diamètre des armatures ne doit pas dépasser le un dixième l'épaisseur du voile (1/10 e)

Partie rectangulaire :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 \cdot (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \cdot 0,84 \times (0,79 - 0,50) \times 0,20 \times 10^3 = 24,36KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{24,36 \times 10}{400} = 0,60cm^2$$

c)-Calcul de Avj

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 247,67 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{2} = 3,42cm^2$$

d)-Section total d'armature

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 16,83cm^2$$

$A_T > A_{min} \dots \dots \dots CV$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

$$s \leq \min(1.5a, 30\text{cm}) \Rightarrow s \leq 30\text{cm}$$

On prend **10cm** en zone nodale et **20cm** en zone courante.

e)-Détermination des armatures horizontales

- **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 127,12 \times 10}{20 \times 0,9 \times 200} = 0,49\text{MPa}$$

$$\tau_b = 0,49\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 0,49\text{MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025f_{c28} = 0,625\text{MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1\text{m} = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,25\text{cm}^2 \quad S_h = 25\text{cm}$$

N.B : Puisque le séisme peut changer de signe, on considère comme une section tendue les deux extrémités de largeur x.

f)-Ferrailage de la 2^{ème} partie

$$F_3 = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot a \cdot X = \frac{1}{2} \times 2,31 \times 0,20 \times 0,79 \times 10^3 = 182,49\text{KN}$$

$$A_{v3} = \frac{F_3}{f_e} = \frac{182,49 \times 10}{400} = 4,56\text{cm}^2$$

- **Calcul de Avj On a**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 247,67 \times 10}{400} \times \frac{1,27}{4,2} = 2,82\text{cm}^2$$

- **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_{v3} + A_{vj} = 4,56 + 2,82 = 7,38\text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot X = 0,2\% \cdot 0,20 \times 0,79 \times 10^4 = 3,16\text{cm}^2$$

$$A_{Total} = 7,38\text{cm}^2 > A_{\min} = 3,16\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

- **L'espace**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30\text{cm}; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

• Choix d'armature

Le poteau

on prend $A_p = 12T16 = 24,12 \text{ cm}^2$.

la zone voile $\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2(3T10) + 2(2T10) = 7,85 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{v_{\text{extrémité}}} = 2(3T10) = 7,85 \text{ cm}^2 (S_v = 20 \text{ cm.}) \end{cases}$

La zone courante : $A_c = 2(5T10) = 7,85 \text{ cm}^2 (S_c = 20 \text{ cm})$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par

$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (1,21 - 0,79) \times 10^4 = 1,68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$

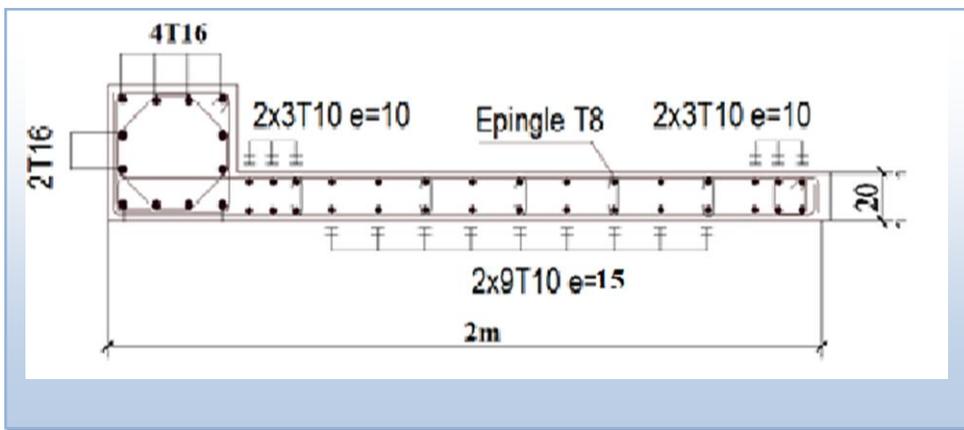


Figure V.12. Schéma de ferrailage de voile en L

V.3.2.2. Voile pleine en U

a)-Exemples de calcul

dans ce cas, on a donné l'exemple d'un voile selon l'axe C-4 (voir le plan)

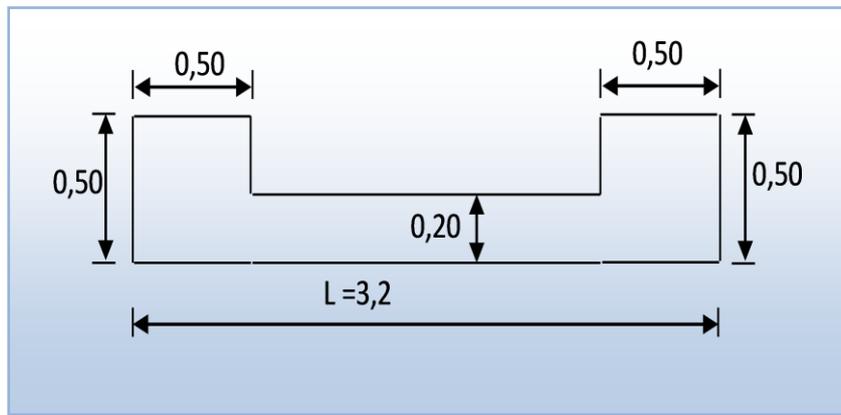


Figure V.13. Vue en plan du voile plein en U

$V = 1,6m$

$V' = 1,6m$

$I = 1,099 m^4$

$N = 1528,49 KN$

$M = 3305,45 KN .m$

$T = 472,75KN$

• **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[\frac{1528,49}{0,94} + \frac{3305,45 * 1,6}{1,099} \right] . 10^{-3} = 6,85MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1528,49}{0,94} - \frac{3305,45 \times 1,6}{1,099} \right] . 10^{-3} = -3,60MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 1507,66KN$

$M = 2536,71KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1507,66}{0,94} + \frac{2536,71 \times 1,6}{1,099} \right] \times 10^{-3} = 5,29MPa$$

$\sigma_1 = 5,29MPa < \bar{\sigma}_b = 14,78MPa$ condition vérifier.

• **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L = \frac{3,60}{3,6 + 6,85} \times 3,2 = 1,10m$$

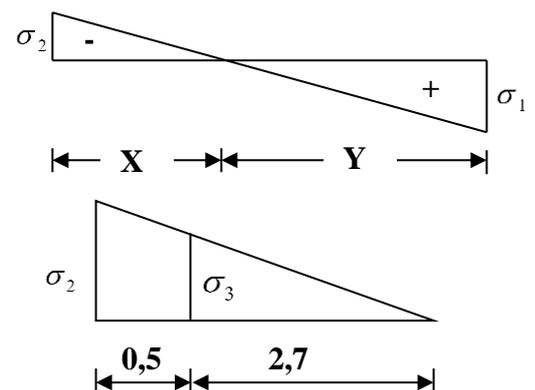
$Y = L - X = 3,2 - 1,10 = 2,1m$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

• **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-3,60 \times (1,1 - 0,50)}{1,1} = -1,96MPa$$



b)-Détermination des armatures verticales

la force de traction résultante.

- Tronçon AB :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{3,6 + 1,96}{2} \right) 0,50 \times 0,50 \times 10^3 = 695 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{695 \times 10}{400} = 17,37 \text{ cm}^2$$

-Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b)a = \frac{1}{2} \times 1,96 \times (1,1 - 0,50) \times 0,20 \times 10^3 = 117,6 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{117,6 \times 10}{400} = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 17,37 + 2,94$$

$$A_t = 20,31 \text{ cm}^2$$

b)-Calcul de Avj : On a

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 472,75 \times 10}{400} \times \frac{1,1}{3,2} = 5,68 \text{ cm}^2$$

• Section total d'armature

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 20,31 + 5,68 = 26 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{Total} = 26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,1 \times 10^4 = 4,4 \text{ cm}^2$$

c)-Détermination des armatures horizontales

• La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4.V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 472,75 \times 10}{20 \times 0,9 \times 3,2} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 0,8 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$$

- L'espaceur

$$S_v \leq \min(1,5a = 30\text{cm}; 30\text{cm}) = 20\text{cm}$$

d)-Choix d'armature

Choix d'armature :

Les poteaux : 12T16 = 24,12 cm²

La zone poteau voile : 2(3T10) = 7,85cm² ; Sv = 10 cm.

2(3T10) = 7,85cm² ; Sv = 20 cm.

La zone courante : 2(9T10) = 9,42 cm² ; Sc = 20 cm

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

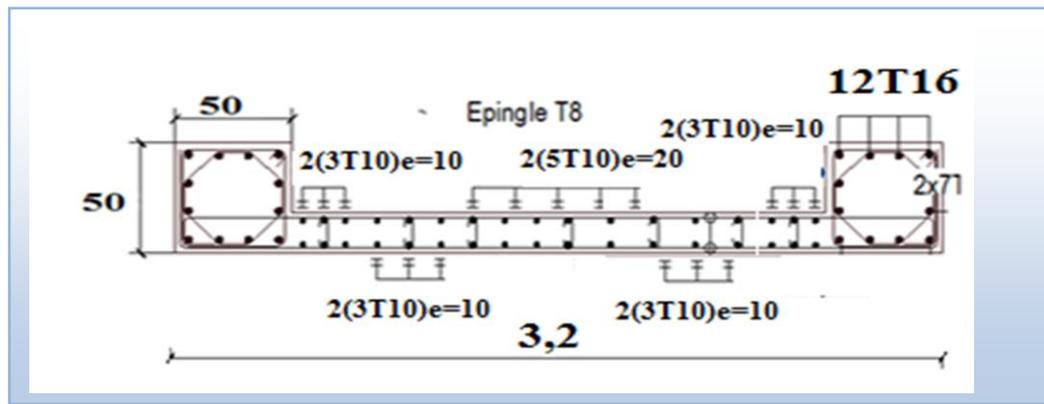


Figure V.14.Schéma de ferrailage

V.3.2.3. Caractéristiques et ferraillage des voiles

a) Sens longitudinal (xx)

1. Caractéristiques et efforts

Tableau V.28. Caractéristique des voiles du sens xx et calcul des contraintes

Voile	L (m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (KN.m)	N(KN)	T(KN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Obs
Vx1 (6-F)	1,5	0,45	0,186	0,92	0,58	1384,86	1212,89	618,56	9,61	-4,22	SPC
Vx2 (4-A)	1,5	0,45	0,186	0,92	0,58	2102,6	1722,26	164,5	14,34	-6,68	SPC

2. Ferraillage

Tableau V.29. Effort et sections d'armature dans les voiles

Voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F1 (KN)	F2 (KN)	Fe (MPa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vx1	9,61	4,22	0,38	0,45	1,04	801,25	118,26	400	2,95	20,03	7,17
Vx2	14,34	6,68	0,32	0,47	1,02	1260	176,8	400	4,42	31,5	7,03

Tableau V.30. Choix d'armature des voiles du sens xx

choix d'armature						
Voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
Vx1	34,45	4,16	12T16	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vx2	27,79	4,08	12T16	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				Es=10cm	Es=10 cm	Es=20cm

b) Sens transversal : (y-y)

1. Caractéristiques et efforts

Tableau V.31 : Caractéristique des voiles du sens y-y et calcul des contraintes.

voile	L (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (KN.m)	N (KN)	T (KN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Obs
Vy1(B-6)	1,5	0,45	0,184	0,92	0,58	1253,41	723,46	247,67	7,87	-4,65	SPC
Vy2(C-3)	1,5	0,45	0,184	0,92	0,58	1460,94	764,95	266,79	9,00	-5,6	SPC
Vy3(C-2)	1,5	0,45	0,184	0,92	0,58	851,05	769,86	257,8	5,96	-2,5	SPC
Vy4(D-8)	2	0,56	0,443	1,2	0,8	2604,66	1144,5	607,68	9,09	-5,01	SPC
Vy5(D-7)	1,5	0,45	0,184	0,92	0,58	1140,42	820,66	302,14	7,52	-3,87	SPC
Vy6(E-1)	2	0,56	0,443	1,2	0,8	2499,9	1228,14	600,09	8,96	-4,57	SPC

NB : On a un seul voile sous forme U, qu'il existe dans l'exemple.

2. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau V.32. Caractéristique des voiles du sens y-y et calcul des contraintes.

voile	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	X (m)	Y (m)	F2 (Kn)	F1 (Kn)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vy1	7,87	4,65	0,47	0,55	0,94	2,67	640	400	0,066	16	3,54
Vy2	9,00	5,6	0,295	0,57	0,92	5,50	791,5	400	0,13	19,78	3,93
Vy3	5,96	2,5	1,48	0,44	1,05	1,05	354,375	400	0,038	8,85	2,96
Vy4	9,09	5,01	1,188	0,71	1,28	31,10	811,25	400	0,777	20,28	8,30
Vy5	7,52	3,87	0,48	1,022	0,99	66,73	492,625	400	0,10	12,31	3,95
Vy6	8,96	4,57	0,071	0,67	1,32	20,82	719,75	400	0,520	17,93	7,80

Tableau V.33.Choix d'armature des voiles du sens y-y.

Voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				coté poteau	Extrémité	
Vy1	19,60	2,22	12T16	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vy2	23,86	2,30	12T16	2(3T10) Es=10cm	2(3T10) Es=10cm	2(2T10)
						Es=20cm
Vy3	11,78	1,79	12T16	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vy4	29,36	2,84	12T16	2(3T10) Es=10cm	2(3T10) Es=10cm	2(9T10)Es=15cm
Vy5	16,26	2,03	12T16	2(3T10)	2(3T10)	2(2T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vy6	26,31	2,70	12T16	2(3T10) Es=10cm	2(3T10) Es=10cm	2(9T10)Es=15cm

Tableau V.34.Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx

voile	L(m)	e(m)	T(KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
Vx1	1,5	0,2	618,56	0,69	5	Ok
Vx2	1,5	0,2	164,5	1,57	5	Ok

Tableau V.35. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens y-y.

voile	L(m)	e(m)	T(KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
Vy1	1,5	0,2	247,67	0,19	5	Ok
Vy2	1,5	0,2	266,79	0,20	5	Ok
Vy3	1,5	0,2	257,8	0,20	5	Ok
Vy4	2	0,2	607,68	0,47	5	Ok
Vy5	1,5	0,2	302,14	0,23	5	Ok
Vy6	2	0,2	600,09	0,46	5	Ok

c. Caractéristiques et ferrailage des voiles d'acineur

1. Caractéristiques et efforts :

Tableau V.36. Caractéristique du voiles et calcule des contrainte.

voile	L (m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V (m)	V' (m)	M (KN.m)	N(KN)	T(KN)	σ_1 (Kg/cm ²)	σ_2 (Kg/cm ²)	Obs .
Vx1	2,3	0,61	0,291	1,37	0,93	1269,02	867,12	302,1	7,27	-4,43	SPC
Vx2	3,00	0,66	0,59	1,58	1,72	2102,6	657,85	164,5	4,66	-2,34	SPC

Tableau V.37. effort et sections d'armature dans les voiles

voile	σ_1 (Kg/cm ²)	σ_2 (Kg/cm ²)	σ_3 (Kg/cm ²)	X (m)	Y (m)	F1 (KN)	F2 (KN)	Fe (Mpa)	Av2 (cm ²)	AV1 (cm ²)	AVJ (cm ²)
Vx1	7,27	4,43	1,88	0,84	1,42	781,85	69,63	400	1,74	19,71	4,40
Vx2	4,66	2,34	1,62	1,64	1,65	415	190,29	400	4,75	10,37	1,72

Tableau V.38. Choix d'armature des voiles du sens xx

choix d'armature						
voile	Atot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
Vx1	21,45	3,48	12T16	2 x (3T10) Es=10cm	2 x (3T10)	2 x (5T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm
Vx2	15,13	6,58	12T16	2 x (3T10)	2 x (3T10)	2(5T10)
				Es=10cm	Es=10cm	Es=20cm

6.6.5. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau V.39. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.

voile	L(m)	e(m)	T(KN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
Vy1	2,3	0,2	302	0,23	5	Ok
Vy2	3,00	0,2	141,2	0,10	5	Ok

VI.1. Introduction

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle Supporte les charges transmises par la superstructure, de façon à assurer sa stabilité.

Avant d'entamer tous calcul des fondations, il faut passer en premier lieu par une étape importante qui consiste à étudier le terrain d'assise.

Mais vu l'absence d'un rapport de sol détaillé contenant les données concernant le sol tel que :

- Aperçue géologique.
- Aperçue hydrologique.
- Les sondages effectués.
- Les essais et analyses de laboratoire.

Donc, il nous est impossible d'effectuer cette étude.

Pour cela, nous allons seulement exposer la méthode qui servira comme référence dans le cas ou un rapport de sol existait.

VI.2. Différents types des fondations

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyés sur une couches résistante ou flotter dans un terrain peu résistant; On mobilise alors les forces de frottement du sol sur les fondations pour soutenir l'ouvrage.

VI.3. Critère de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs critères à savoir :

- Nature du sol
- Nature de l'ouvrage

VI.4. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$,Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.4.1. Etude préliminaire du choix de type de semelle

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,5 bars (cas d'absence des essais RPA Article 3.3.3)

VI.5. choix du type de fondation

VI.5.1. Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

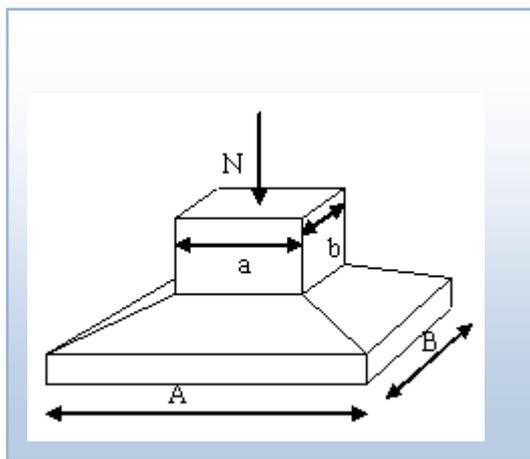


Figure VI.1. Dimensions de la semelle isolée.

$$S = A \cdot B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

✓ Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

Avec :

A, B : dimensions de la semelle

a, b : dimensions du poteau

✓ Pour les poteaux carrés

$$a=b \text{ Donc } A=B \Rightarrow S=A^2$$

$$A = \sqrt{S} \quad ; \quad \sigma_{sol}=1,5\text{bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Sections des semelles isolées.

N	Poteaux	N (KN)	S(m ²)	A (m)	A choisie (m)
28	A-1	528,14	3,52	1,87	2,00
30	A-2	741,21	4,94	2,22	2,50
27	B-1	1269,51	8,46	2,9	3,0
29	B-2	945,94	6,30	2,51	2,5
31	B-3	538,89	3,59	1,89	2,00
42	C-1	1257,06	8,38	2,89	3,00
8	C-2	1640,26	10,93	3,30	3,00
12	C-3	1479,77	9,86	3,14	3,00
13	C-4	827,6	5,51	2,34	2,5
31	C-5	538,89	3,59	1,89	2,0
34	D-1	1936,59	12,91	3,59	4
7	D-2	1804,82	12,03	3,46	3,5
11	D-3	1245,63	8,30	2,88	3,00
14	D-4	844,12	5,62	2,37	2,5
21	D-5	1325,05	8,83	2,97	3,0
20	D-6	540,95	3,60	1,89	2,0
35	E-1	1657,66	11,05	3,32	3,5
6	E-2	1765,17	11,76	3,43	3,5
10	E-3	1413,2	9,42	3,06	3,5
15	E-4	1288,88	8,59	2,93	3,0
32	E-5	1531,19	10,2	3,19	3,5
19	E-6	901,43	6,00	2,45	3,0
43	F-1	727,82	4,85	2,2	2,5
5	F-2	1520,96	10,13	3,18	3,5
9	F-3	1586,12	10,57	3,25	3,5
16	F-4	1213,68	8,09	2,84	3,0
17	F-5	699,03	4,66	2,15	2,5

18	F-6	700,49	4,66	2,16	2,5
22	G-1	1258,54	8,39	2,89	3,0
25	G-2	688,29	4,5	2,14	2,5
26	G-3	565,04	3,76	1,94	2,0
23	H-1	671,77	4,47	2,11	2,5
24	H-2	341,46	2,27	1,50	2,0

Conclusion:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.5.2. Semelles filantes**a)- dimension de semelles filantes**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens x-x

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes dans le sens x-x

Files	N (kN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi} e (m)
1	5579,13	37,19	12,5	2,97	3,0
2	10459,17	69,72	25,3	2,75	3,0
3	5278,21	56,27	25,3	2,22	2,5
4	5278,21	35,18	19,5	1,8	2,0
5	4259,62	28,39	12,5	2,27	2,5
6	2142,87	14,28	8,4	1,7	2,0

Sens y-y

Tableau VI.3 Sections des semelles filantes dans le sens y-y

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B ^{choisi} e (m)
A	1269,35	8,46	4,8	1,76	2,0
B	2754,34	18,36	8	2,29	2,5
C	4268,78	28,45	15,6	1,82	2,0
D	7697,16	51,31	20,3	2,52	3,0
E	8557,53	57,05	20,3	2,81	3,0
F	6448,1	42,98	20,3	2,11	2,5
G	2511,87	16,74	8	2,09	2,5
H	1013,23	6,75	4,8	1,4	1,5

Remarque :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$).

Surface totale des semelles = 471,13 m² (S_s).

Surface total du bâtiment 320,1671 m² (S_b).

Faisons un calcul pour une semelle isolée sous poteaux et une semelle filante sous voiles mais lorsque celles-ci deviennent très larges, elles arrivent à se chevaucher pour l'une des raisons suivantes :

- Charge élevée du bâtiment.
- Rapprochement des poteaux et des voiles.

Alors, on préfère réaliser une fondation unique qui embrasse toute la surface de la construction et qu'on appelle radier général.

b)-Vérification

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{471,13}{320,1671} = 1,51$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50 \%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles elles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2- La réduction des tassements différentiels.
- 3- La facilité d'exécution.

VI.5.3. Radier général

1. Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

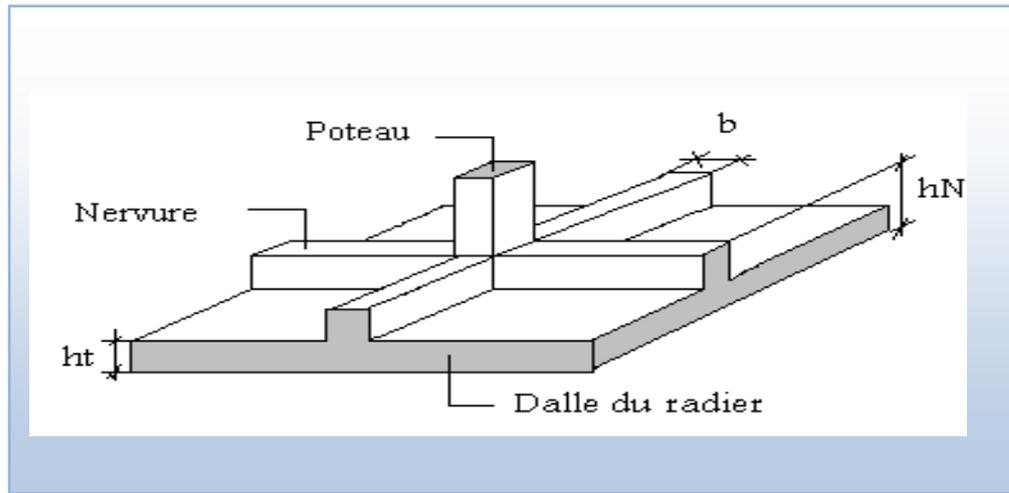


Figure VI.2: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

2. Surface Nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour:
$$\begin{cases} N = 36160,62kN \\ \sigma_{sol} = 1,50 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 241,07m^2$.

La surface des débords : $S_{débtor} = S_{rad} - S_b$

$S_{débtor} = \text{Périmètre} \times l_d$

$$\Rightarrow l_d = 1,00m$$

$$\Rightarrow S_{débtor} = 92,60m^2$$

la surface totale du radier est de $412,76 m^2$

3. Pré dimensionnement du radier

A. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,50m \Rightarrow h_1 \geq 22,5cm$$

Alors :

On prend : $h=30$ cm. pour l'épaisseur de la dalle

b. 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: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164,2$ MPa).

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1$ m).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 39,83cm$$

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4[\text{kg/cm}^3]$

Et $L_{\max} = 4,5$ m. $\rightarrow h_2 = 39,83$ cm.

c).Condition de cisaillement

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$ (superstructure)

$N_u = 50730,76$ KN ; $L=4,5$ m ; $b=1$ m

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 320,5cm$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 32,05cm$$

Conclusion

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 39,83cm$$

On prend : $h=40cm$

B. Nervure

a. Condition de coffrage

- largeur de la nervure

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

On opte pour $b=50cm$

- La hauteur de nervure

b. Condition de poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u=2727,6kN$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c=2[(a+b) + 2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du RDC (50 x 50).

$$N_u \leq 0,045 (4a+4h) h \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 49,34cm$$

c. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,50 m$

$$\Rightarrow 30cm < h < 45cm \quad \text{On prend } h_2 = 40 cm$$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \text{max}(h_1 ; h_2) = \text{max}(49,34 ; 40) cm^2.$$

On prend : $h=55cm$.

2. Largeur de la nervure

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 55 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 50 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

4. Caractéristiques géométriques du radier

- Position du centre de gravité:

$$X_G = 2,39 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,47 \text{ m}$$

- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 8087,9420 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 10318,2844 \text{ m}^4$$

5. Les vérifications nécessaires**a- Vérification au poinçonnement**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

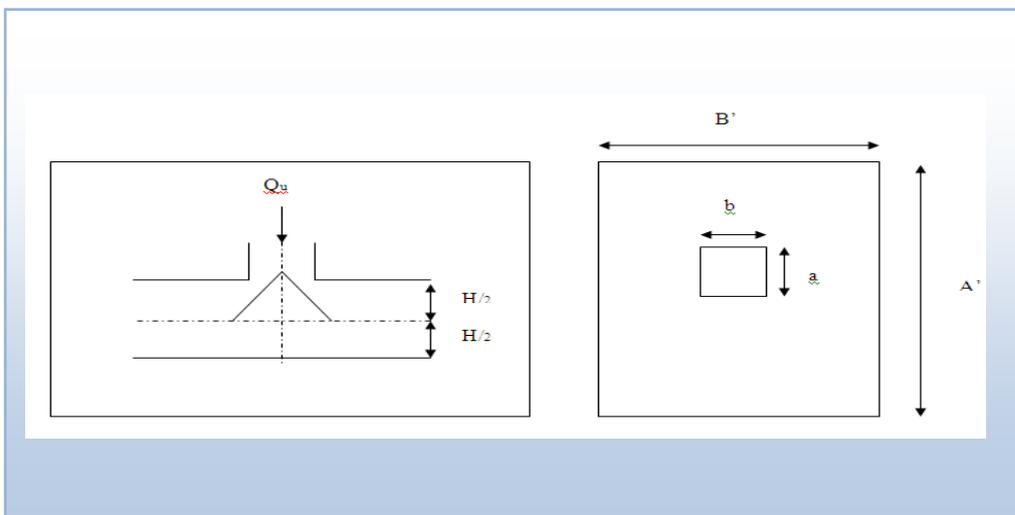


Figure VI.3. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

A l'ELS :

$$N_{ser}=34877,07\text{kN} \quad ; \quad S = 412,76\text{m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150\text{kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VI.4. Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	123,30	45,69	103,89
Sens y-y	88,30	80,68	86,40
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$ =225	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$ =199,5

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens (xx – yy) donc pas de risque de soulèvement

- Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes

ELU:

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 121,61 \text{ kN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 103,89 \text{ kN/m}^2$$

6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier CBA93 annexe F [3]

a .1. Détermination des efforts

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de 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 encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Panneau de rive

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$

$$M_{ty}=0,85M_y$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x \quad (\text{appui de rive}).$$

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x \quad (\text{autre appui}).$$

➤ Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$

$$M_{ty}=0,75M_y$$

- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2. Valeur de la pression sous radier

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 121,61 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 103,89 \text{ kN/m}$$

a .3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU

(v=0) On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,1}{4,5} = 0,90 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	4,1	4,5	0,90	0,046	0,778	121,61	94,03	79,92	73,15	62,17	28,20

a .4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (KN/m)	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
	4,1	4,5	0,90	0,046	0,778	103,89	80,3	68,25	62,47	139,14	24,09

a .5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$; $f_c=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=55\text{cm}$; $d=0,9h=49,5\text{cm}$.

Tableau VI.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	94,03	0,051	0,066	35,053	7,71	8T12	9,04	15
	y-y	73,15	0,040	0,051	35,27	5,96	6T12	6,78	15
Appui	x-x	28,20	0,015	0,019	35,72	2,27	4T12	4,52	15
	y-y								

Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(155\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t=15 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t=15 \text{ cm}$

a .6. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 4,34 \text{ cm}^2$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.8. Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	80,3	6,78	6,6	15	99,88	201,63	Vérifié
	y-y	62,47	6,78	4,6	15	77,70	201,63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	24,09	1,94	3,2	15	69,82	201,63	Vérifié

b. Ferrailage des nervures

b .1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

$b=50 \text{ cm}$; $h=55 \text{ cm}$; $d=49,5 \text{ cm}$

- Sens (x-x)

$L=4,1 \text{ m}$; $P=121,61 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 361,97 \text{ kN.m}$

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$; $f_c=400 \text{ MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$

Tableau VI.9.Ferraillage des nervures suivant x-x

	M_u (KN.m)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	307,68	0,1772	0,2456	44,63	19,81	8T16+4T14	22,24
Appuis	181	0,1037	0,137	46,78	11,06	8T16+2T14	19,16

• Sens (y-y)

L=4,8m ; P=121,61 KN/ml, $M_0 = 354,55$ KN .m

$f_{c28}=25$ MPa ; $f_{t28}=2,1$ MPa ; $\sigma_{bc}=15$ MPa ; $f_e= 400$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa

Tableau VI.10. Ferraillage des nervures suivant y-y

	M_u (KN.m)	M	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	301,37	0,1736	0,24	44,747	19,36	8T16+4T14	22 ,24
Appuis	177,28	0,1021	0,1349	46,82	10,88	8T16+2T14	19,16

b.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,99cm^2 < 11,44cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

P=103,89 KN/ml

Sens x-x

$M_0 = 218,29$ KN . m

Sens y-y

$M_0 = 262,97$ KN. m

Tableau. VI.11.vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	185,54	15,63	11,8	15	14,10	240	Vérifié
	y-y	223,52	19,08	12,6	15	14,55	240	Vérifié
Appuis	x-x	109,14	8,99	8,66	15	12,99	240	Vérifié
	y-y	131,48	10,90	9,48	15	13,34	240	Vérifié

Tableau VI.12. Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	185,54	8T16	16,72	11,5	15	13,37	240	Vérifié
	y-y	223,52	10T16	20,9	11,3	15	13,57	240	Vérifié
Appuis	x-x	109,14	6T14	9,24	7,53	15	12,70	240	Vérifié
	y-y	131,48	6T16	12,54	7,38	15	11,90	240	Vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{121,61 \times 4,5}{2} = 276,98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{276,98 \times 10^3}{500 \times 550} = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales

- CBA93 article A.5.1.2.2

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,76\text{MPa}$$

- RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5,33\text{mm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 1,26 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 50\text{cm} ; d = 49,5\text{cm}$$

On trouve :

Tableau VI.13. Espacement des armatures transversales

	Section (cm ²)	Zone	S _t RPA99 (cm ²)	S _t BAEL91 (cm ²)	S _t choisit (cm ²)
Nervure Sens x-x	50×55	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	50×55	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15

Tableau VI.14. Choix des armatures transversales

	Section (cm ²)	Zone	S _t (cm ²)	Ø _t	A _t calculée (cm ²)	A _t choisit (cm ²)	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50 × 55	Courante	20	10	1,969	3,14	4T10
		Nodale	10		1,477	3,14	4T10
Nervure Sens y-y	50 × 55	Courante	20	10	1,969	3,14	4T10
		Nodale	10		1,477	3,14	4T10

5. Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,40 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,256 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 1,674 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

6. Ferrailage des nervures :

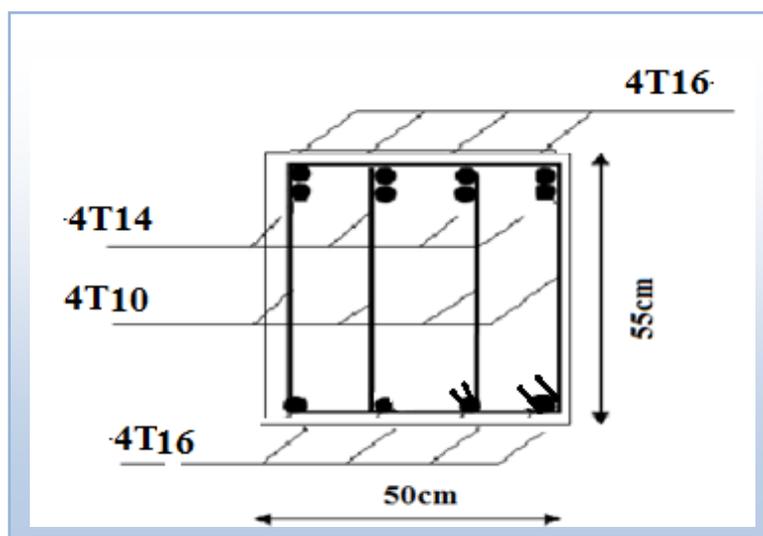


Figure VI.4. Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y

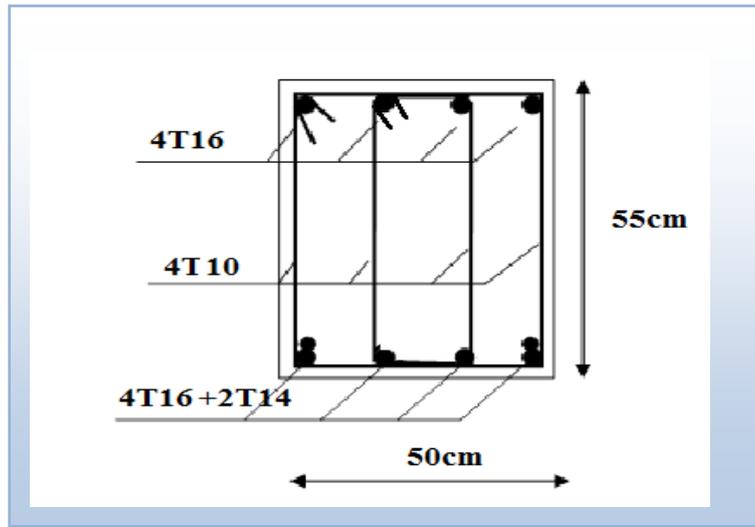


Figure VI.5. Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y

8T12 avec $S_t=15\text{cm}$ sens xx et 6T12 avec $S_t=15\text{cm}$ sens yy en travée

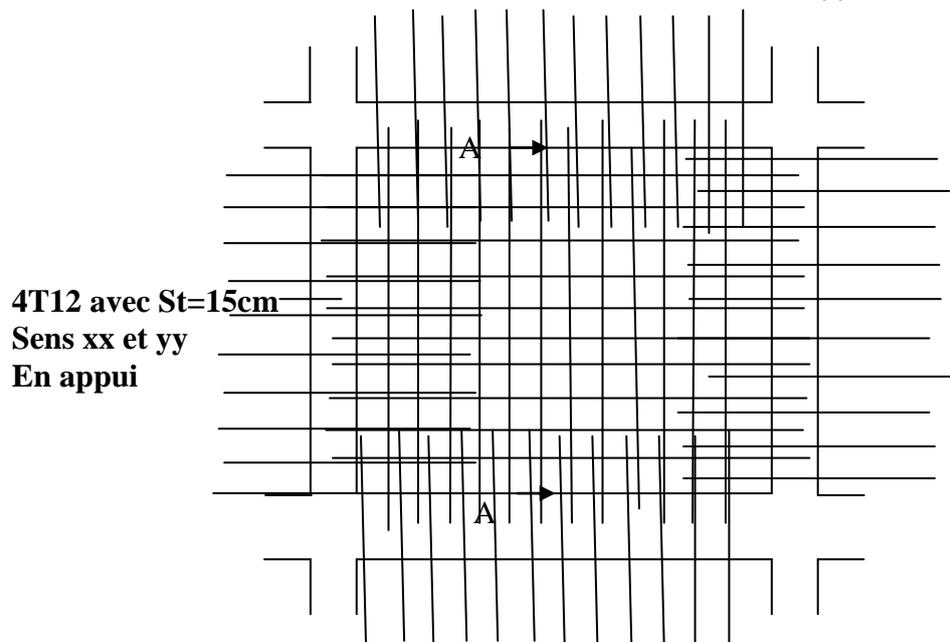


Figure VI.6. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

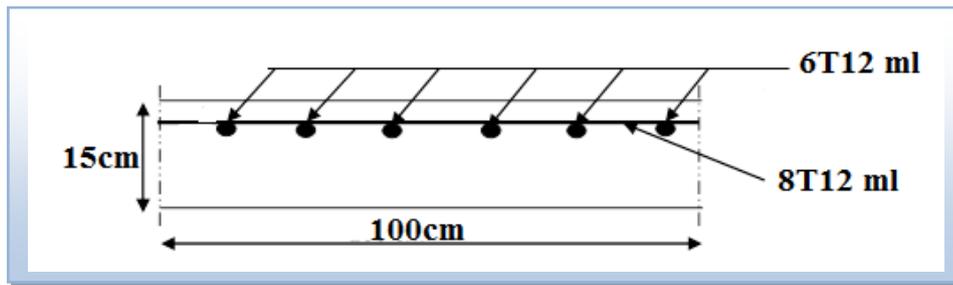


Figure VI.7. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y en travée

VI.6. Voile périphérique

Selon le règlement RPA2003[1] les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.6.1 Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

VI.6.2. Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$
- Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

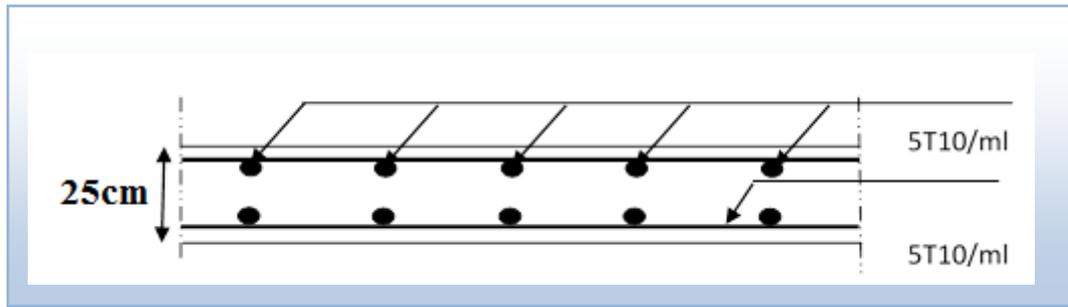


Figure VI.8. coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

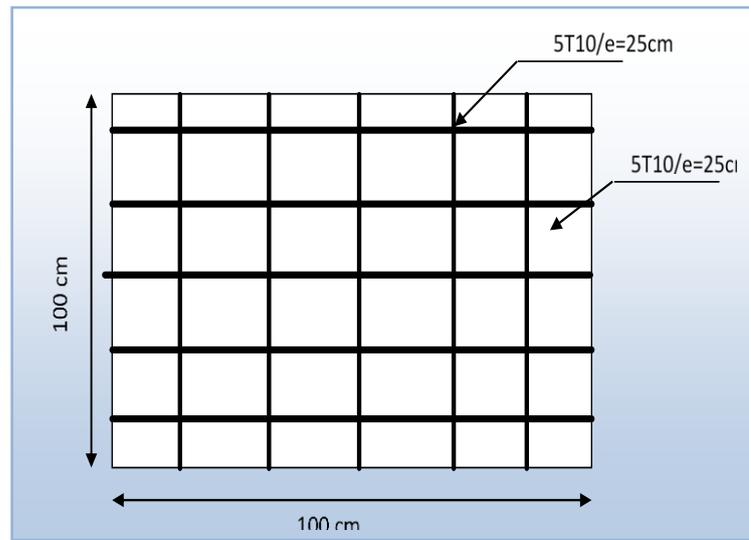


Figure VI.9.ferrailage du voile périphérique

VI.7. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1,00\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

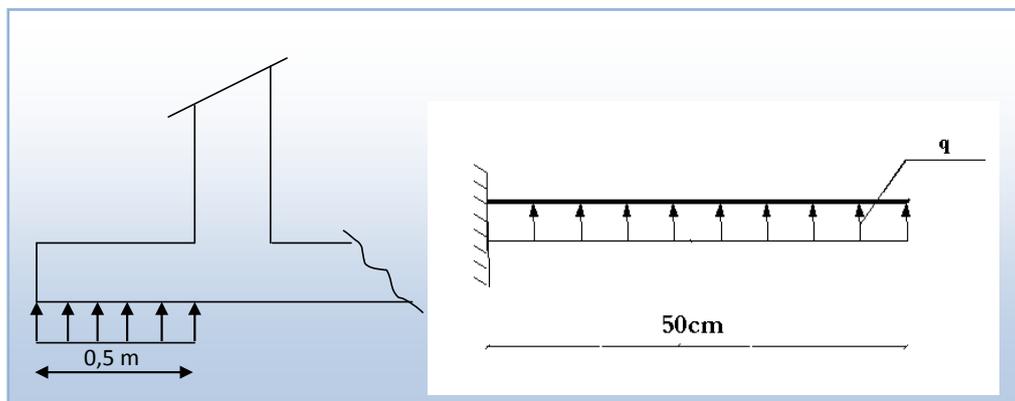


Figure VI.10.représentation du débord du radier.

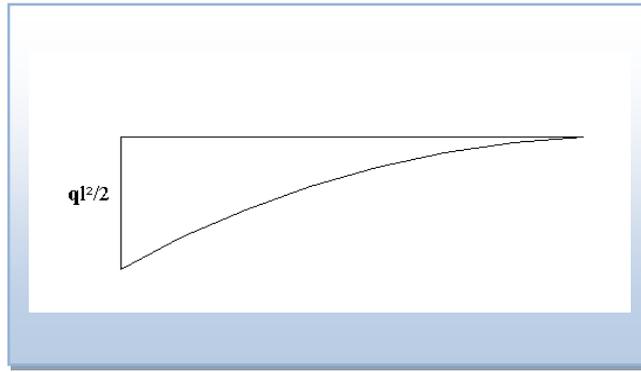


Figure. VI.11. Diagramme des moments.

-Calcul de ferrillage

$q_u = 121,61 \text{ kN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 1231,30 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,069$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0906$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 21,068 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2$$

On adopte: $2(4T12) = 9,05 \text{ cm}^2$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

-Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2,26 \text{ cm}^2$$

On adopte $8T8 = 4,02$, $S_t = 25 \text{ cm}$

-Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{ser} = 103,89 \text{ kN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 10,51 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.15 . Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
10,51	9,05	11,47	5208	11,1	15	173,1	240	OK

-Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :CBA article B.5.6

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,00996 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,25 \geq 0,0295 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

-Effort tranchant

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{267,98 \times 10^3}{1000 \times 250} = 1,07MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.8. Calcul de la longrine

D'après (RPA99version 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 de la longrine

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$
Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN \quad \text{Avec :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site

(Pour une zone III et un site de catégories S2 on a $\alpha = 10$)

$$N_{U\text{ sap}} = 3125,53kN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3125,53}{10} = 312,55kN \geq 20kN \dots\dots\dots C.V$$

b- Ferrailage de la longrine

• Etat limite ultime de résistance

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \longrightarrow A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{312,55}{348 \times 10^{-1}} = 8,98cm^2$$

- Condition de non fragilité :(B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 cm^2$$

- Condition exigée par RPA99 : (RPA99 version 2003)

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4cm^2$$

On prend: $A = 6T14 = 9,24 cm^2$

• Etat limite de Service

$$N_s = 2272,95kN$$

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{2272,95}{10} = 227,29kN$$

• Etat limite d'ouverture des fissures :(.BAEL91 modifié 99.)[2]

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots\dots\dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67MPa, \max(200MPa; 201,63MPa) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$A_s \geq \frac{F_s}{\overline{\sigma}_s} = \frac{227,29}{201,63 \times 10^{-1}} = 11,27cm^2$$

Donc $A = 6T16 = 12,27cm^2$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

- Armatures transversales:

On prend un diamètre de $\phi 8$ pour les cadres.

- Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(20, 15 \times \phi_L) \text{ cm} = \leq \min(20, 24) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

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

c- Schéma de ferrailage

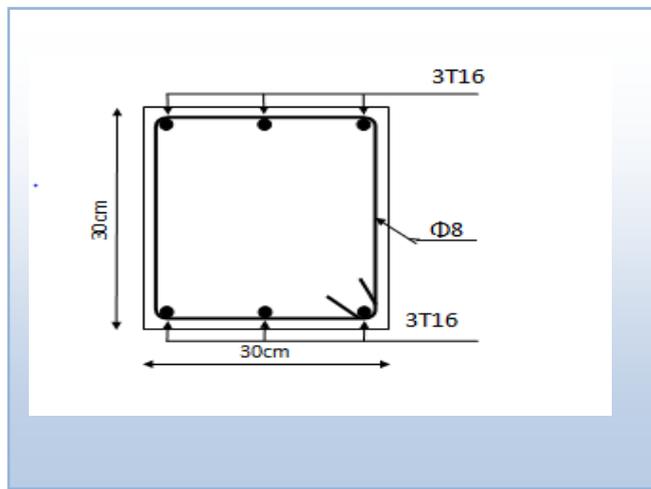


Figure VI .12 .Ferrailage de la longrine.

Conclusion generale

De multiples raisons d'ordre structural et économique poussent à promouvoir l'utilisation des structures comportant des voiles en BA en zone sismique.

Plus le nombre des voiles est important, plus l'effort à transmettre est réduit et les dispositions constructives sont moins contraignantes, et la bonne distribution de ceux-ci en plan sert à éviter ou limiter les torsions d'axe vertical.

Les caractéristiques propres déduites par l'analyse modal sont bien celles de la structure modélisée, et ne peuvent être celles de la structure réelle que si la première reflète avec une bonne précision les paramètres essentiels du système dynamique de la dernière à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement, et nous nous rappelons ici qu'un modèle compliqué est un modèle mal conçu.

Le génie civil n'est pas une science exacte et les résultats finaux dépendent des décisions des calculateurs, parmi ces derniers il y a ceux qui sont pessimistes et songent à vérifier la sécurité en premier lieu quel que soit le coût final du projet, par contre il y a ceux qui songent en terme d'économie et de sécurité en parallèle, dont nous étions peut être en choisissant un coefficient de comportement global de la structure ($R=5$).

Dans le cadre de notre PFE, nous avons présenté la structure en un seul bloc, et cela était juste pour mieux comprendre le comportement des structures de telle forme vis-à-vis de l'action sismique.

L'outil informatique a tellement aidé l'ingénieur et facilité sa tâche, mais il ne pourra jamais le remplacer ; l'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le développement informatique et parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du construction, et tout en respectant les exigences de la réglementation en vigueur.

Et n'oublions pas que la réglementation est une convention à un moment donné de l'évolution du savoir technique et de la société, donc c'est un consensus en évolution constante.