



الجمهورية الجزائرية ديمقراطية شعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université Abbés Laghrour Khenchela
Faculté des sciences et technologie

جامعة عباس لغرور خنشلة
كلية علوم و تكنولوجيا

N ° de série :

Département de génie civil
Spécialité Structures

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Thème

*Analyse structurale d'un bâtiment r+4 a usage
d'habitation contreventé par un système mixte
(poteaux-poutres-voiles)*

Réalisé par:

- Barkou Amel

Dirigé par :

Dr Mamen Belgacem

Membres de jury :

-Thabet Mouhamed

-Rafrafi Salah

Année universitaire 2022/2023

Remerciement

Je remercie, tout d'abord, l'unique, le créateur de l'univers, ALLAH de m'avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce modeste travail.

*Je présente mes remerciements les plus sincères à mon promoteur **Dr. Mamen Belgacem** pour ces orientations et conseils tous le longs de mon travail.*

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation et le personnel du Département de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Abbes Laghrour et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Merci à tous .

Dédicace

***A mon merveilleux père qui n'as pas pu voir mon travail.
Ton souvenir reste à jamais gravé dans ma mémoire.***

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère :

*A la femme qui ma entourné d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite « **Ma mère Saadoudi Yamina** », que dieu la garde.*

*A mes chères sœurs « **Nabila, Samia, MiMi et Mouna** »*

*et mon seul frère « **Mouhamed Amine** » qui n'ont pas cessés de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.*

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, « **Mon mari Mouhamed Alhadidi** ».*

*A mon beau père « **Mahdi Alhadidi** » et ma tante « **Samia Saadoudi** ».*

*A mes adorables amies : « **Bouchra, Rayane, Ahlem, Mekia et Fatima** » qui savent toujours comment procurer la joie et le bonheur.*

*A l'ami et l'ingénieur « **Bouzana Mouhamed Tahar** » pour m'aider tout au long de ce projet.*

*A mes chères amis « **Saidi Oussama, Amine et Djilani** » pour le soutien moral.*

A mes tantes, mes cousines, cousins et les amis que j'ai connu j'jusqu'à maintenant .

Merci a tous

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق ارضي بالإضافة الى 04 طوابق يتم انجازه في ولاية خنشلة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I .

حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل

(RPA99 version 2003)

هذه الدراسة مكونة من 07 أجزاء

استقرار البناية لكل الحمولات مضمون بواسطة العارضات، الاعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة

الدراسة الحركية تمت باستعمال البرنامج الآلي

(structural analysis robot 2023).

تحديد ابعاد و تسليح عناصر البناية وفق المعايير المعمول بها في الجزائر

(الخ ... BAEL91M 99 ,Rpa99version 2003)

و أخيرا ان دراسة الجزء السفلي للبناية جزء من هذا المشروع.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation de rez-de-chaussée et 04 étages qui sera implanté à la wilaya de Khenchela. Classée en zone sismique I selon le RPA99 version2003.

Cette étude se compose de 07 chapitres.

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

L'étude dynamique été établie par le logiciel Structural Analysis Robot 2023.

Le calcul et le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements (RPA99/version 2003, BAEL91Modifier 99... etc.)

Et enfin l'étude de l'infrastructure fait également partie de ce projet.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential building with ground floor and 04 upper floors to be located in the Wilaya of Khenchela. Classified in seismic zone I according to RPA99 version 2003.

This study comprises 07 chapters.

The columns, beams and walls ensure the stability of the structure.

The dynamic study has been carried out using Structural Analysis Robot 2023 software.

The calculation and pre-dimensioning of the load-bearing elements has been carried out in accordance with the regulations (RPA99/version 2003, BAEL91 Modified 99, etc.).

Finally, the study of the infrastructure is also part of this project.

SOMMAIRE

<u>Remerciement.....</u>	<u>Page I</u>
<u>Dédicace</u>	<u>Page II</u>
<u>Résumé</u>	<u>Page III</u>
<u>Liste des figures</u>	<u>Page IV</u>
<u>Listes de tableaux</u>	<u>Page V</u>
<u>Liste des notations.....</u>	<u>Page VI</u>

<u>Introduction générale</u>	<u>Page 2</u>
------------------------------------	---------------

<u>Chapitre I : Présentation du projet</u>	<u>Page 4</u>
--	---------------

- **Introduction** page 12
- **Présentation de l'ouvrage**Page 12
- **Données du site**Page 13
- **Règles de calcul**Page 13
- **Éléments constituant l'ouvrage**Page 13
- **Hypothèse de calcul**Page 16
- **Caractéristique des matériaux**Page 16

<u>Chapitre II : Pré-dimensionnement</u>	<u>Page 23</u>
--	----------------

- **LES PLANCHERS**Page 24
 - Corps creux
 - Dalle pleine en console
- **L'acrotère**Page 26
- **Les escaliers**Page 26
- **Les poutres**Page 30
 - Les poutres principales type 01
 - Les poutres principales type 02
 - Les poutres secondaires
- **Les poteaux**Page 32
- **Les voiles**Page 33
- **Conclusion**Page 34

<u>Chapitre III : Descente de charge</u>	<u>Page 35</u>
--	----------------

- **Calcul descente de charges**Page 35
 - Charges permanentes et surcharges
 - Loi de dégression des surcharges
 - Vérification des sections adoptées pour les poteaux

- ConclusionPage 49

Chapitre IV : Etude des éléments secondairesPage 50

- IntroductionPage 51
- Étude de L'acrotèrePage 51
- Calcul de la dalle pleine en consolePage 56
- Étude des escaliersPage 67
- Plancher à corps creuxPage 72
- ConclusionPage 88

Chapitre V : Etude sismiquePage 89

- IntroductionPage 90
- Objectif de l'étude dynamiquePage 90
- Méthodes de calculPage 90
- Pourquoi le robot structure analyses ?Page 90
- Étapes de modélisationPage 91
- Données de l'ouvragePage 92
- Vérification de la périodePage 93
- Vérification de l'excentricitéPage 95
- Vérification de l'action sismiquePage 96
- Vérification à l'effort normal réduitPage 100
- Vérification des déplacementsPage 100
- Vérification de renversementPage 100
- Justification de l'effet P.ΔPage 101
- ConclusionPage 102

Chapitre VI : Etude des éléments principauxPage 103

- IntroductionPage 104
- Calcul du ferrailage des poutres principales (35x50)cmPage 104
- Calcul du ferrailage des poutres secondaires (30X40)cm :Page 113
- Calcul du ferrailage des poteauxPage 121
- Ferrailage des voilesPage 127
- ConclusionPage 136

Chapitre VII : Etude fondationPage 137

- Introduction Page 138
- Choix du type de fondation Page 138
- Radier Page 139
 - Calcul radierPage 139
 - PrédimensionnementPage 139
 - Hauteur du radierPage 140
 - La hauteur des nervuresPage 141
 - Epaisseur de la dallePage 141
 - Données relatives aux matériaux, chargementPage 141
 - Etude radier sans nervuresPage 142
 - Etude radier avec nervuresPage 144

- Ferrailage du radierPage 140
- **Conclusion**Page 151

Conclusion généralePage VII

BibliographiePage VIII

ANNEX Page X

Liste de figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I-1 : Plancher à corps creux	14
Figure I-2 : Brique creuse	15
Figure I-3 : diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU (BAEL)	19
Figure I-4 : diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS (BAEL)	19
Figure I-5 : diagramme contrainte – déformation	21

Chapitre II : Prédimensionnement.

Figure II-1 : Section plancher corps creux.....	25
Figure II-2 : Schéma de l'acrotère.....	26
Figure II-3 : Schéma d'un escalier.....	27
Figure II-4 : Escalier à deux volées droit.....	27
Figure II-5 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°01.....	29
Figure II-6 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°02.....	30

Chapitre III : Descente des charges.

Figure III-1 : Poteau central D5.....	41
Figure III-2 : Poteau d'angle A7.....	43
Figure III-3 : Poteau de rive A5.....	45

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Figure IV-1 : Schéma statique de l'acrotère.....	52
Figure IV-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	56
Figure IV-3 : Schéma de balcon.....	56
Figure IV-4 : Schéma statique de balcon.....	57
Figure IV-5 : Schéma de ferrailage de balcon.....	61
Figure IV-6 : schéma de la section.....	63
Figure IV-7 : Schéma de ferrailage d'escalier.....	66
Figure IV-8 : Schéma de la poutre palière.....	67
Figure IV-9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	71
Figure IV-10 : schéma statique des poutrelles.....	73

Figure IV-11: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 01.....	77
Figure IV-12 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 02.....	77
Figure IV-13 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 03.....	78
Figure IV-14 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 04.....	78
Figure IV-15 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 01.....	82
Figure IV-16 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 02.....	82
Figure IV-17 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 03.....	83
Figure IV-18 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 04.....	83
Figure IV-19: schéma de la section.....	84
Figure IV-20 : Schéma de la section en travée.....	85
Figure IV-21 : Schéma de la section sur appuis.....	85
Figure IV-22 : Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.....	86
Figure IV-23 : Ferrailage de la dalle de compression.....	87

Chapitre V : Etude dynamique.

Figure V- 1 : Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyses.....	91
--	----

Chapitre VI : Etude des éléments principaux.

Figure VI-1 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELU.....	107
Figure VI-2 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELS.....	108
Figure VI-3 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres principales à L'ELU.....	110
Figure VI-4 : Ferrailage des poutres principales en travée.....	112
Figure VI-5 : Ferrailage des poutres principales sur appui.....	112
Figure VI-6 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à L'ELU.....	115
Figure VI-7 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à L'ELU.....	117
Figure VI-8 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres secondaires à L'ELU.....	118

Figure VI-9 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.....	121
Figure VI-10 : Ferrailage des poutres secondaires sur appui.....	121
Figure VI-11 : Résultats des efforts normaux pour les poteaux à L'ELU.....	123
Figure VI-12 : Résultats des efforts tranchants pour les poteaux à L'ELU.....	125
Figure VI-13 : Ferrailage des poteaux.....	126
Figure VI-14 : Disposition des voiles de contreventement.....	129
Figure VI-15 : 1er cas (σ_1, σ_2) > 0.....	130
Figure VI-16 : 2ème cas (σ_1, σ_2) < 0.....	131
Figure VI-17 : 3ème cas.....	131
Figure VI-18 : diagramme de répartition des contrainte σ_1, σ_2	132
Figure VI-19 : Ferrailage de voile.....	135

Chapitre VII : Etude des fondations.

Figure VII-1 : Les types des fondations.....	139
Figure VII-2 : vue en plan de radier.....	140
Figure VII-3 : Distribution des contraintes à L'ELS.....	142
Figure VII-4 : Distribution des contraintes à L'ELU.....	142
Figure VII-5 : Vue en plan du radier nervuré.....	144
Figure VII-6 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}	145
Figure VII-7 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}	145
Figure VII-8 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELU.....	146
Figure VII-9 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELS.....	146
Figure VII-10 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELA.....	146
Figure VII-11 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELU.....	147
Figure VII-12 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELS.....	147
Figure VI-13 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELA.....	147
Figure VI-14 : Ferrailage des radiers	151

Liste de tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.....12

Chapitre II : Prédimensionnement.

Tableau II-1 : Récapitulatif de vérification des Conditions du R.P.A.99 version 2003.....32

Tableau II-2 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....33

Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des dimensions des éléments.....34

Chapitre III : Descente de charge.

Tableau III.1: Évaluation des charges d'exploitations par la règle de dégression.....40

Tableau III.2: Calcul de G du poteau central D5.....42

Tableau III.3: Calcul de Q du poteau central D5.I.....42

Tableau III.4: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau central D5.....43

Tableau III.5 : Calcul de G du poteau d'angle A7.....44

Tableau III.6: Calcul de Q du poteau d'angle A7.....44

Tableau III.7: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau d'angle A7.....45

Tableau III.8 : Calcul de G du poteau de rive A5.....46

Tableau III.9: Calcul de Q du poteau de rive A5.....46

Tableau III.10: Calcul des efforts normaux ultimes du poteau de rive A5.....47

Tableau III.11: Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux en KN47

Tableau III.12 : les valeurs de (λ, α) selon les sections des poteaux48

Tableau III.13 : Vérification des sections adoptées pour le poteau centre D5.....48

Tableau III.14: Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle A7.....49

Tableau III.15: Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive A5.....49

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Tableau IV.1 : Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.....52

Tableau IV.2 : Données de vérification l'ELS.....54

Tableau IV.3 : vérification de l'état limite de compression de béton.....54

Tableau IV.4 : vérification d'état limite d'ouverture de fissure.....55

Tableau IV.5 : Données de vérification a l'ELS.....59

Tableau IV.6: vérification de l'état limite de compression de béton.....	59
Tableau IV.7: vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	60
Tableau IV.8: Évaluation des charges du Paillasse.....	61
Tableau IV.9: Évaluation des charges du palier de repos.....	62
Tableau IV.10: données d'évaluation des charges.....	62
Tableau IV.11: Combinaison de charges.....	62
Tableau IV.12: les valeurs des moments.....	63
Tableau IV.13: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage entravée et sur appuis.....	63
Tableau IV.14: Tableaurécapitulatifdesrésultatsdeferrailageentravéeetsurappuis.....	63
Tableau IV.15: Donnés de vérification a l'ELS.....	64
Tableau IV.16: Vérification d'état limite de compression de béton.....	64
Tableau IV.17: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.....	65
Tableau IV.18: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	74
Tableau IV.19: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	74
Tableau IV.20: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	74
Tableau IV.21: Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.....	74
Tableau IV.22 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	74
Tableau IV.23 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	75
Tableau IV.24 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	76
Tableau IV.25 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.....	76
Tableau IV.26 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	76
Tableau IV.27: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	79
Tableau IV.28 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	79
Tableau IV.29 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.....	79
Tableau IV .30 : Valeurs des moments entravées et efforts tranchants à l'ELS.....	79
Tableau IV. 31 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....	80
Tableau IV. 32 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.....	81
Tableau IV .33 : Valeurs des moments entravées et efforts tranchants à l'ELS.....	81
Tableau IV.34 : résultats du calcul des armatures à l'ELU.....	81
Tableau IV.35: Donnés de vérification a l'ELS.....	85

Tableau IV-36 : Donnés de vérification a l'ELS.....	86
--	-----------

Chapitre V : Etude dynamique.

Tableau V.01 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.....	96
Tableau V.02 : Distribution de l'effort Normal.....	98
Tableau V.03 : Vérification à l'effort normal réduit.....	100
Tableau V.04 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.....	100
Tableau V.05 : Vérification de renversement suivant le sens X.....	101
Tableau V.06 : Vérification de renversement suivant le sens Y.....	101
Tableau V.07 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens X.....	102
Tableau V.08 : Justification de l'effet P.Δ suivant le sens Y.....	102

Chapitre VI : Etude des éléments principaux

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	106
Tableau VI.2: Donnés de vérification a l'ELS.....	109
Tableau VI.3: Vérification d'état limite de compression de béton.....	109
Tableau VI.4 : Donnés de verification a l'ELS.....	117
Tableau VI.5: Vérification d'état limite de compression de béton.....	118
Tableau VI.6:Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz).....	123
Tableau VI.7 : résultats des section d'armature calculée pour les poteaux.....	124
Tableau VI.8 : Résultats du ferrailage vertical des voiles.....	135

Chapitre VII : Etude des fondations.

Tableau VII.1 : Données relatives aux matériaux, chargement.....	141
Tableau VII.2 : Données relatives au radier.....	142
Tableau VII.3 : Vérification de non poinçonnement du radier sans nervure.....	143
Tableau VII.4 : Vérification de non poinçonnement du radier nervuré.....	144
Tableau VII.5 : Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes à E.L.U.....	145
Tableau VII.6 : récapitulatif des moments Mxx (KN.m/m).....	146
Tableau VII.7 : récapitulatif des moments Myy (KN.m/m).....	147
Tableau VII.8 : Récapitulatif (résultats de calcul par Expert BA).....	151

Liste des notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

As: Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

ϕ : Diamètre des armatures

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

δ_s : Contrainte de traction de l'acier.

δ_b : Contrainte de compression du béton.

δ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

δ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

δ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V0 : 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, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

fadm: Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser: Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

ρ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Introduction générale

Introduction générale :

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour 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 pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages, tels que :

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

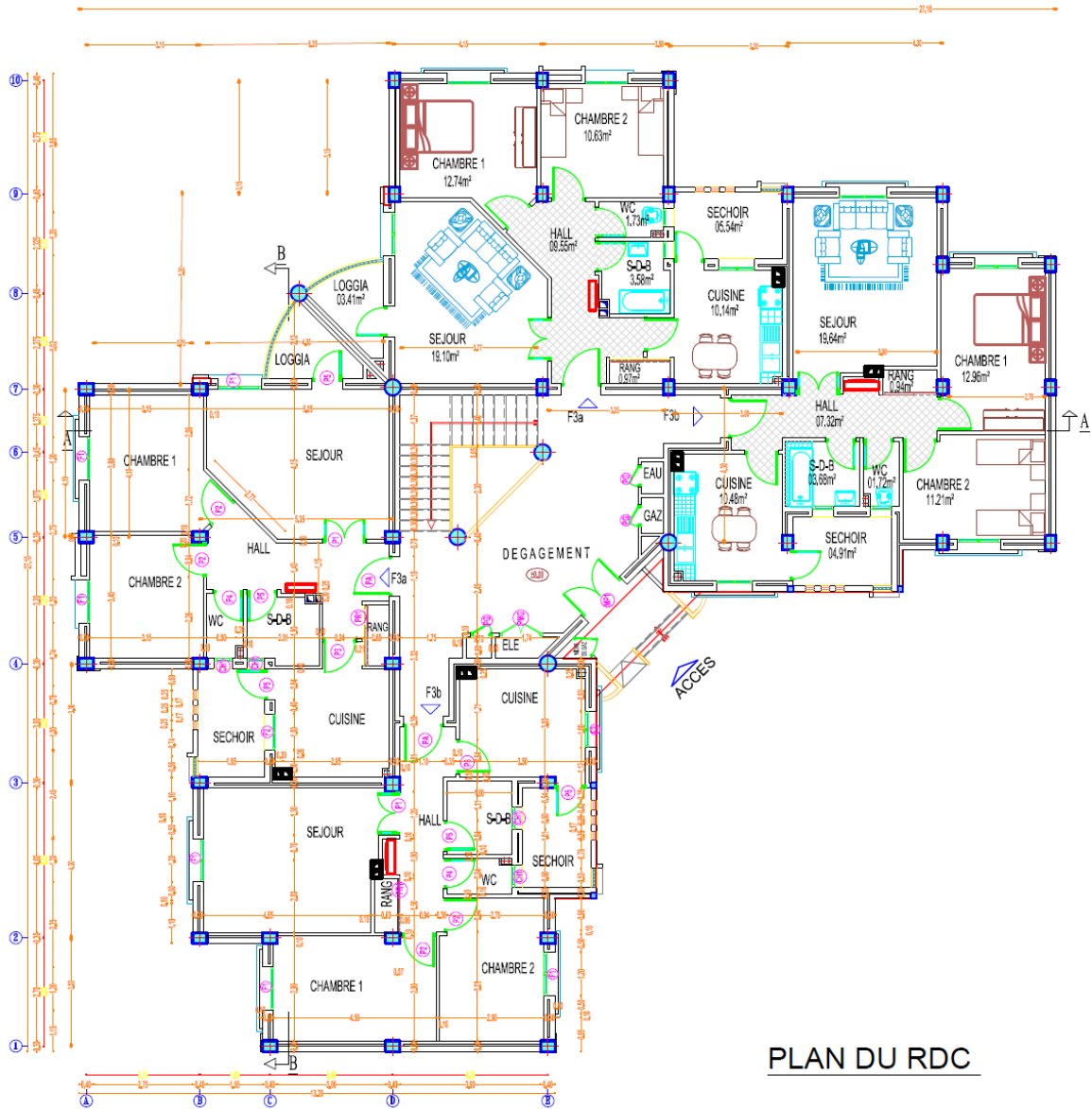
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité faible (zone I), comportant un RDC et 04 étages.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

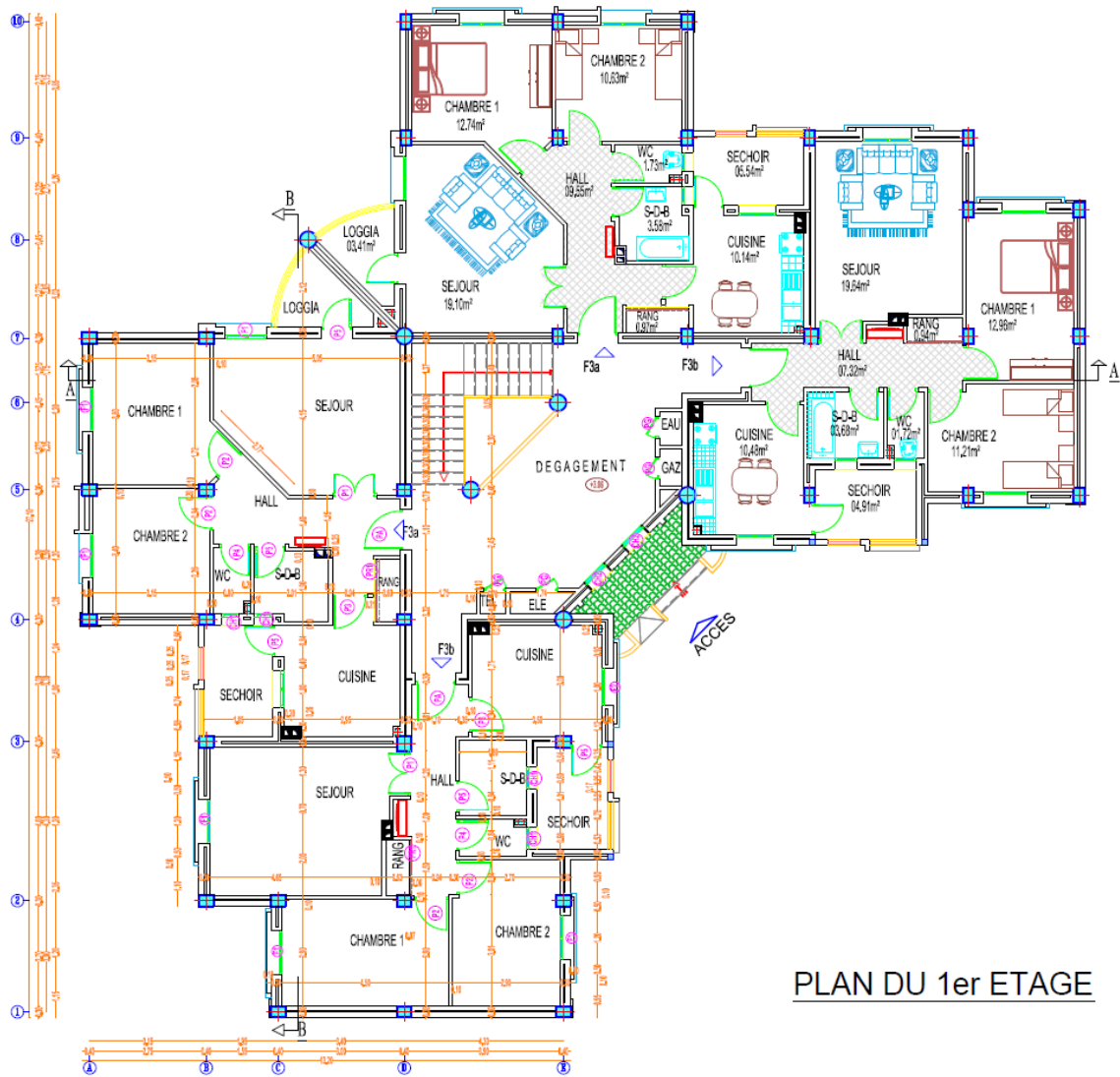
- ❖ Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles).
- ❖ Le 3ème chapitre est consacré au calcul de la descente de charge.
- ❖ Le 4ème chapitre est concerné par le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- ❖ Le 5ème 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 Autodesk Robot Structural analyses Professional version 2018.
- ❖ Le 6ème chapitre portera sur le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018.
- ❖ Pour le dernier chapitre, on présente une étude des fondations avec le choix de type de fondation suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Présentation De L'ouvrage



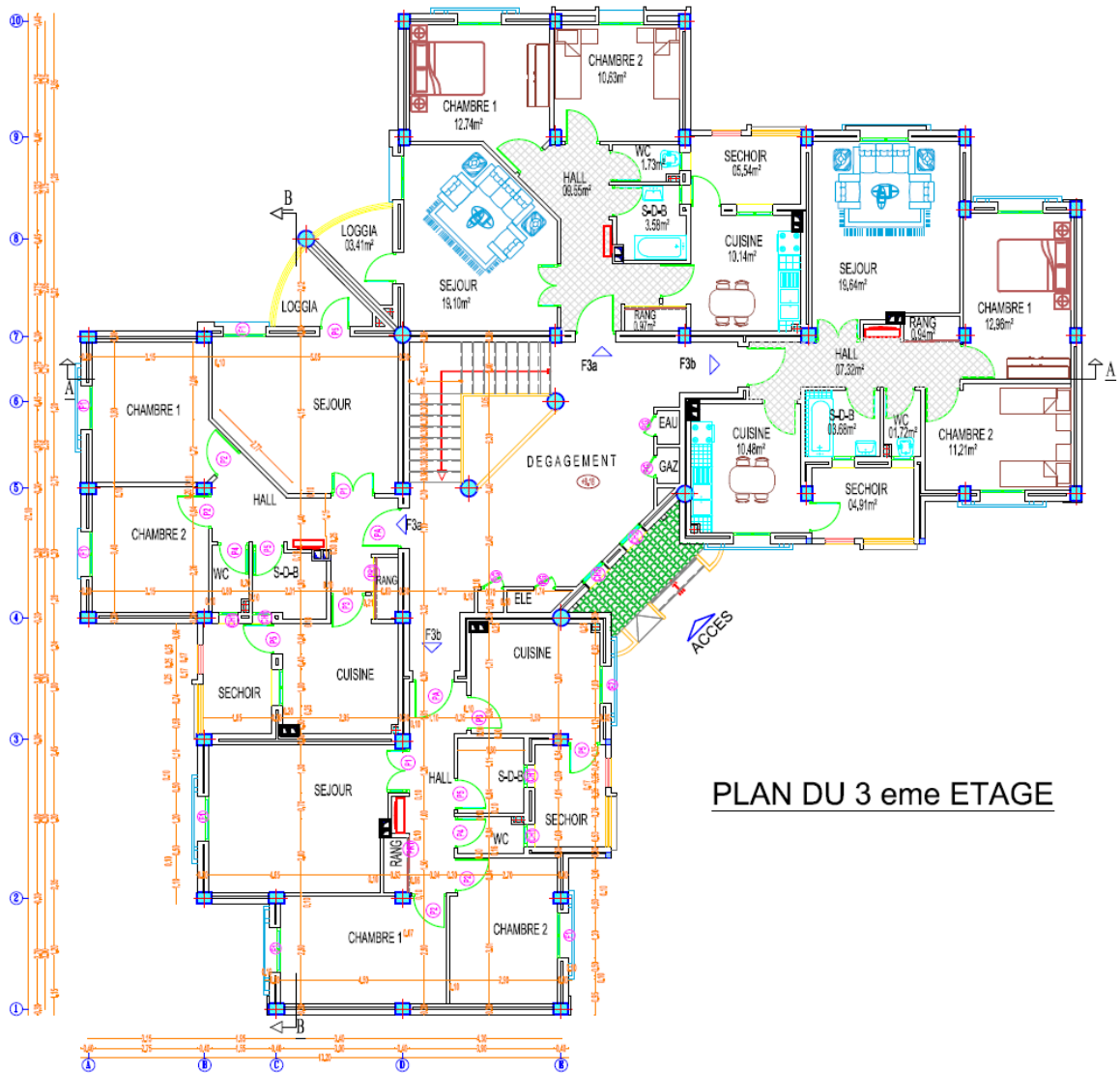
PLAN DU RDC



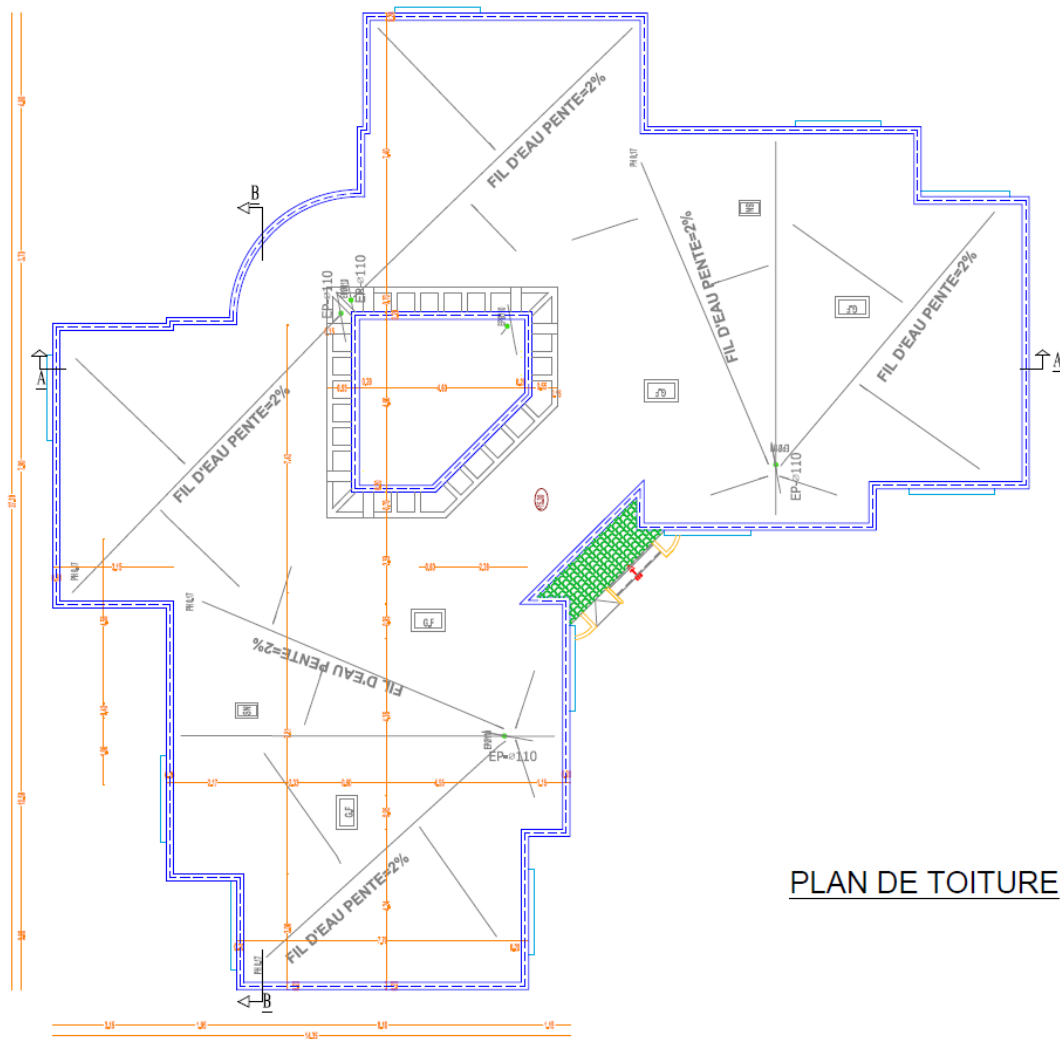
PLAN DU 1er ETAGE



PLAN DU 2eme ETAGE



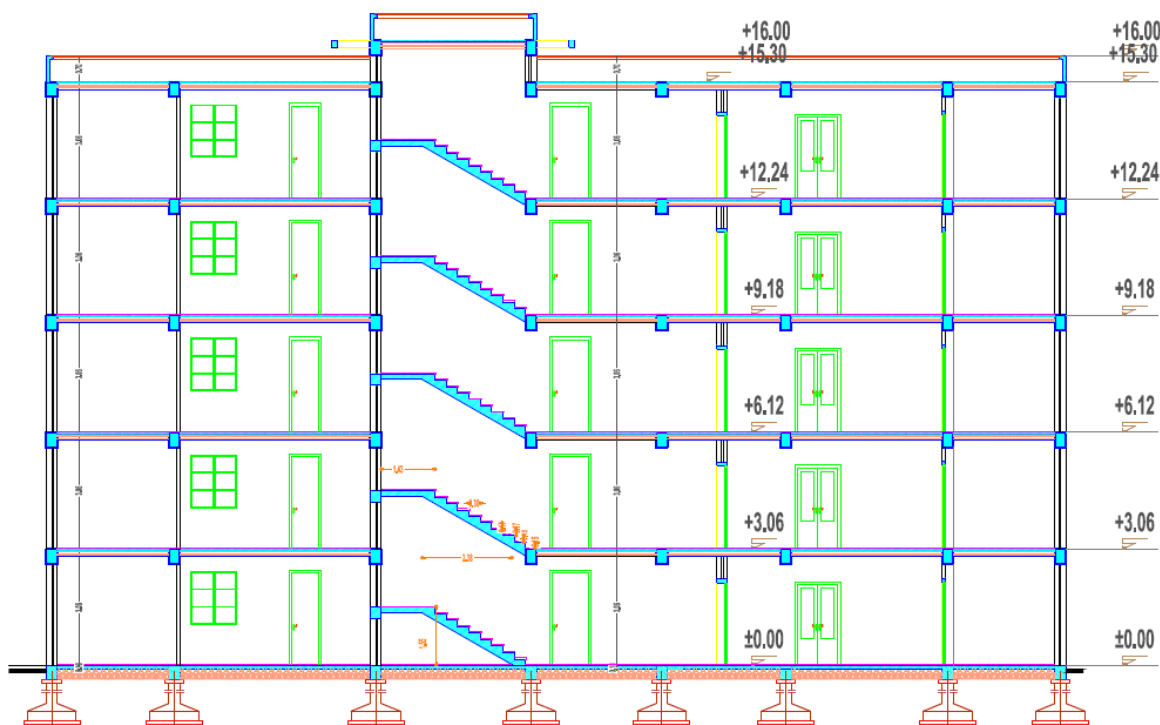
PLAN DU 3 eme ETAGE



PLAN DE TOITURE



FAÇADE PRINCIPALE



COUPE AA

I. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé, et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation :

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autres phénomènes.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et qu'elle ait une durabilité convenable.

II. Présentation de l'ouvrage :

1. Introduction :

L'ouvrage qui est étudié est un bâtiment composé d'un rez-de chaussée et de quatre étages à usage d'habitation. Le bâtiment est situé dans la wilaya de Khenchela.

2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

Longueur en plan (m)	27,10
Largeur en plan (m)	27,10
Hauteur totale (m)	16,00
Hauteur d'étage courant (m)	3,06
Hauteur de R.D.C. (m)	3,06

Tableau I- 1: Caractéristiques géométriques de la structure.

III. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Khenchela classée par les règles RPA 99 /version 2003 comme une zone de sismicité faible (zone I).
- Le bâtiment est à usage d'habitation collective, et sa hauteur ne dépasse pas les 48m donc il appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courants ou d'importance moyenne).
- Sur la base de l'étude de sol, le site est classé comme site meuble (catégorie S₃ selon les RPA99/version 2003).
- La contrainte admissible du sol est 2.0 bars.

IV. Règles de calcul :

Les références pour la conception et le calcul de ce projet sont les règlements suivants :

1. Règle parasismique algérienne (**RPA99 version 2003 : DTR-BC.2.48**).
2. Charge permanentes et charge d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
3. Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91 modifiée 99**).
4. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**Règles CBA93**).

V. Conception de la structure :

La structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance et confort. Le calcul a été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Les charges verticales (Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations).
- Les charges horizontales (dues à l'action du Séisme et Vent).

VI. Eléments constituant l'ouvrage :

1. Ossature de l'ouvrage :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques et de voiles. En ce qui concerne le contreventement de la structure est assuré uniquement par les voiles.

2. Plancher :

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers à dalle pleine.

A. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles bétonnées sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm. Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (Coffrage perdu constitué par le corps creux).

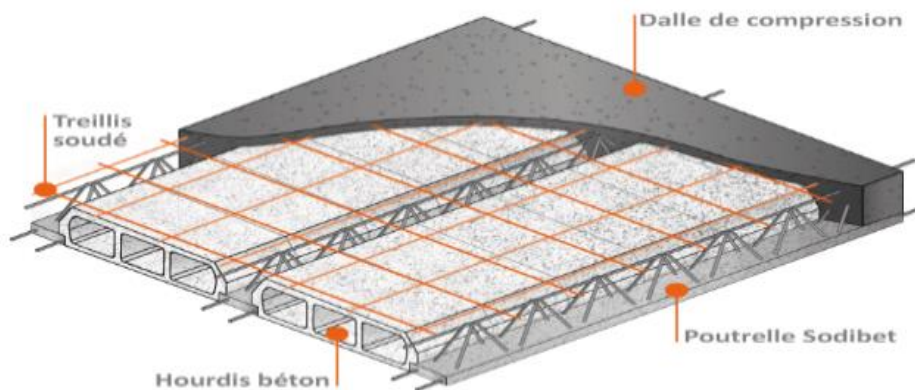


Figure I-1 : Plancher à corps creux.

B. Plancher à dalle pleine :

Pour certaines zones, des dalles pleines sont choisies à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

3. Escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux ou trois volées et un ou deux paliers inter étage, cet élément (escalier) est coulé sur place.

4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Le type de maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : Cloisons de séparation de 10 cm.



Figure I-2 : Brique creuse.

5. Revêtement :

Les différents revêtements du bâtiment sont constitués par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

6. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé

d'une hauteur de 70 cm et de 10 cm d'épaisseur.

7. Fondations :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2,00 bars et la profondeur d'ancrage de 2m dans le sol.

VII. Hypothèse de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance la traction $f_{t28} = 2,1$ MPa
- $E_{vj} = 10819$ MPa
- $E_{ij} = 32164,20$ MPa

VIII. Caractéristique des matériaux :

1. BETON :

Est un matériau hétérogène composé d'un mélange de liant, granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs :

- Qualité du ciment
- Dosage en ciment
- Teneur en eau
- L'âge du béton
- La température
- L'humidité
- La durée de chargement

Composition du béton :

Le dosage d'un béton est composé de :

- 350kg de ciment CPA 25
- 400L DE sable
- 800L de gravillons ($D \leq 25$ mm)
- 175L d'eau

a) Résistance de béton a la compression :

La résistance à la compression des bétons courants est comprise entre 20 et 50 MPA (au-delà de cette résistance on parle de béton à HAUTES PERFORMANCES).

Le béton est défini par sa contrainte qui déterminée à **28** jours d'âge notée f_{c28} . Dans notre projet on prend :

$$\text{➤ } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$\text{➤ } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (4.76 + 0.83j)$$

$$\text{➤ } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } f_{cj} = (j \times f_{c28}) / (1.4 + 0.95j)$$

b) Résistance de béton a la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à « **J** » jours se déduit conventionnellement par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

c) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale

- **Module de déformation instantanée** : la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à **24 h**, à l'âge de **j** jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée** : Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj} = 10\ 819 \text{ MPa.}$$

d) Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

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

e) Modèles de calcul :

❖ **A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette Figure : Figure 1-1

- $0 \leq E_{bc} \leq 2\text{‰}B$ c'est une section entièrement comprimée
- $2\text{‰} \leq E_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec E_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

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

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel
 - $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
 - $\gamma_b = 1,5$ situation courante
- **0,85** devient **0,80** quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :
 - $\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à **24h**.
 - $\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre **1 h** et **24h**.
 - $\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à **1 h**.

A 28 jours on a :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,85}{1 \times 1,5} \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

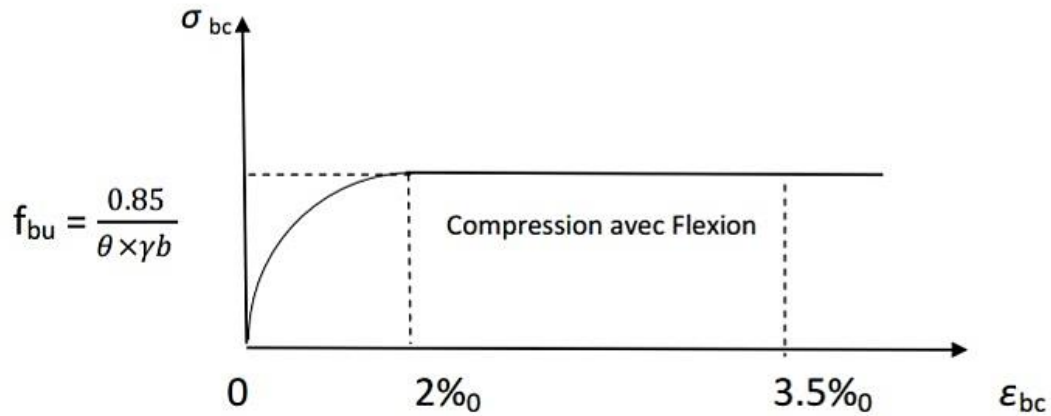


Figure I-3 : diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU (BAEL).

❖ A l'ELS : la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

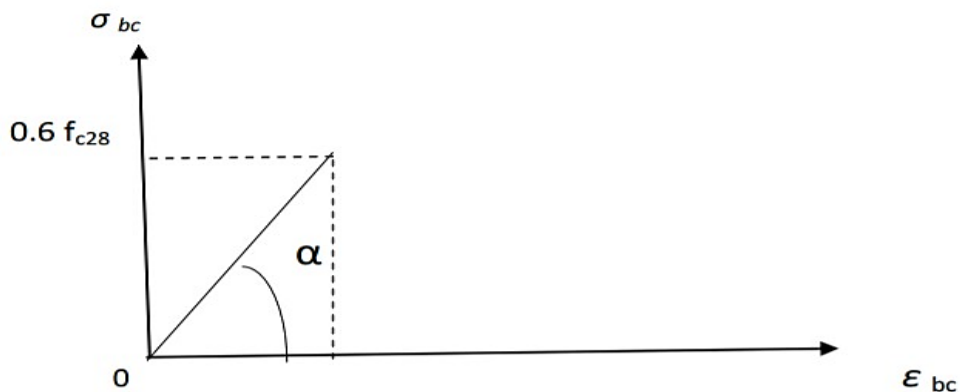


Figure I-4 : diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS (BAEL).

f) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes : Si les armatures sont droites :

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b), 5 \text{ MPa}]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min [(0.15 \times f_{c28} / \gamma_b), 4 \text{ MPa}]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u = 2.4 \text{ MPa}$

❖ **Poids volumique de béton :** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ : s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ : s'il est armé.

2. Acier :

a) Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie.
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

c) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0,3$

d) Contraintes limites :

- **Contraintes limites ultimes :**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2%.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.
- $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.
- **Contrainte limite de service** : Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :
- Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad (\text{celle de l'ELU})$$

- Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\sigma_s \leq \min [(2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$

- Fissuration très préjudiciable (**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_s \leq \min [0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haut adhérence (HA) de diamètre ≤ 6 mm

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

e) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant :

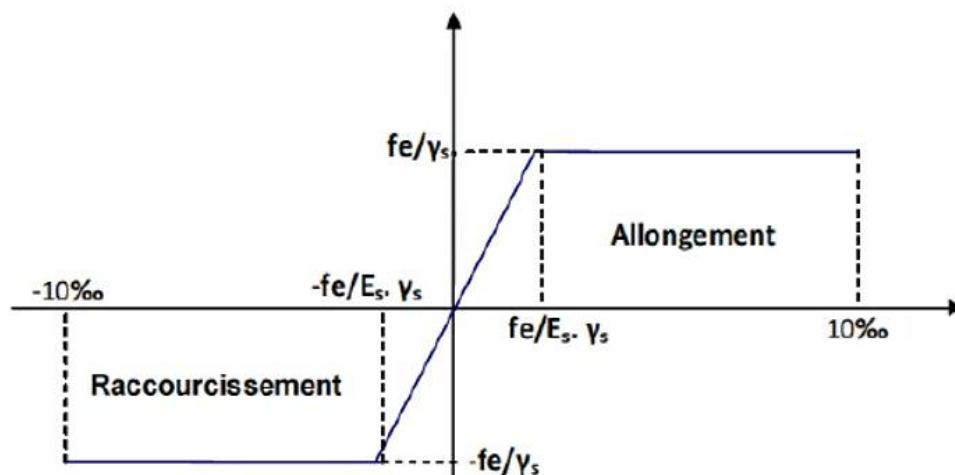


Figure I-5 : diagramme contrainte – déformation.

f) Protection des armatures :

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

- C = 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C = 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C = 1cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux Condensations

IX. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de rassembler les données et les informations nécessaires pour faire un pré-dimensionnement de la structure, il nous donne les caractéristiques des matériaux utilisés dans la structure avec leur propriété et leur caractéristiques mécanique.

Le chapitre suivant fera l'objet du pré-dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre projet.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

I. LES PLANCHERS :

1. CORPS CREUX :

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux, et les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

Ce type de plancher est utilisé pour :

- Des charges modérées.
- Des formes assez régulières.
- Des portées inférieures à 8 m.

L'épaisseur de plancher est dimensionnée à partir de la condition de limitation de la flèche. Art B6.8.4.2.4 (BAEL 91)

$$h \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

h : Hauteur totale (corps creux + dalle de compression)

L_{max} La plus grande portée entre nus d'appuis, $L_{max} = 5,35$ m

$$h = 535 / 22,5 = 23,78 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 25$ cm \longrightarrow (20+5)

Dans ces conditions la dalle de compression aura l'épaisseur minimale de **5cm**, L'épaisseur du corps creux est **20cm**.

Dimensionnement de la poutrelle:

$0.4h \leq b_0 \leq 0.66h$				$b_1 \leq \min ((L / 10) , (L / 15))$			
h_t	$0.4h_t$	$0.66h_t$	b_0 (cm)	L	L/10	L/15	b_1 (cm)
25	10	16,5	10	535	53,5	35,7	27.5
$b = 2b_1 + b_0$							
$2*b_1$	$2*b_1+b_0$	b (cm)					
55	65	65					

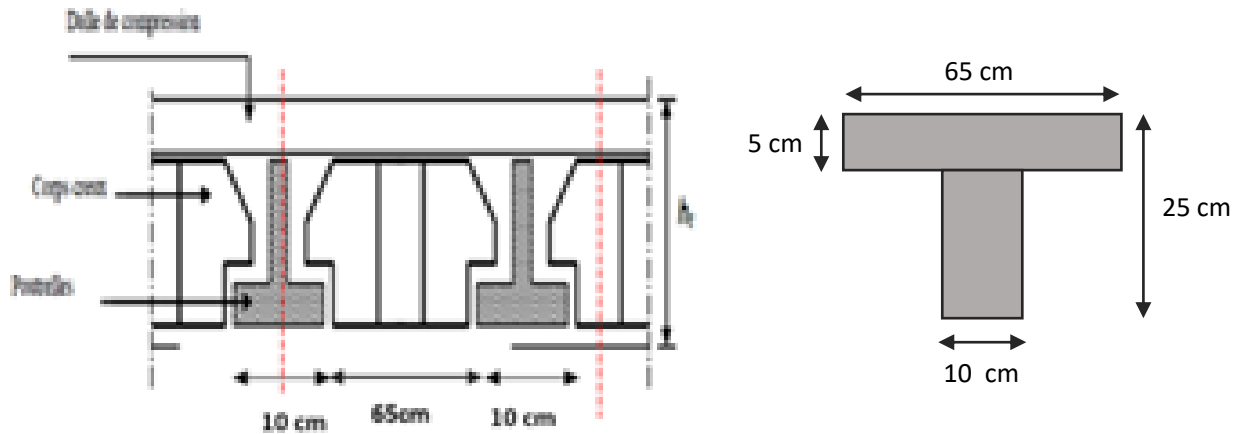


Figure II-1 : Section plancher corps creux.

2. DALLE PLEINE EN CONSOLE :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Leurs dimensions doivent satisfaire les critères suivants :

A. Condition de flèche :

- $e \leq Lx/20$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles
- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$: Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$
- $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$: Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis $\rho \geq 0,4$

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis ont une portée égale à :

$$Lx = 5,85 \text{ m} = 585 \text{ cm. } \rho = 0,31 \geq 0,4$$

La dalle pleine:

$$12,28 < e < 14,3$$

$$e_1 = 15 \text{ cm.}$$

B. Condition de résistance au feu :

- Pour 1 heure de coupe-feu : $H_4 = 7 \text{ cm.}$
- Pour 2 heures de coupe-feu : $H_4 = 11 \text{ cm.}$
- Pour 3 heures de coupe-feu : $H_4 = 14 \text{ cm.}$

D'où : $e_2 = 15 \text{ cm} > H_4 = 14 \text{ cm}$

C. Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e_3 = 13 \text{ cm}$.

Alors on adopte : $e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$.

II. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique réalisé en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

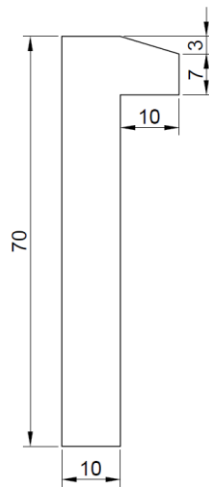


Figure II-2 : Schéma de l'acrotère.

III. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui permet le passage à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Il est formé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

- **Hauteur de marche** : distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.

- **Giron** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.
- **Paillasse** : dalle inclinée qui supporte les marches et les contremarches.

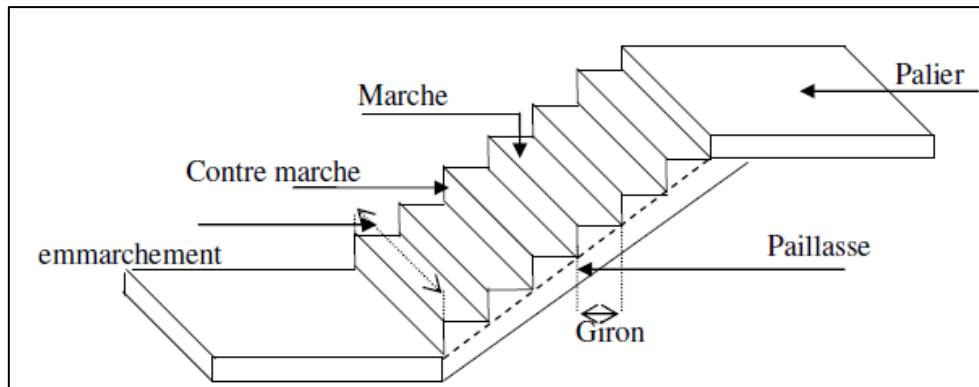


Figure II-3 : Schéma d'un escalier.

Dans notre cas les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place. On a deux types

- Escalier à deux volées parallèles.

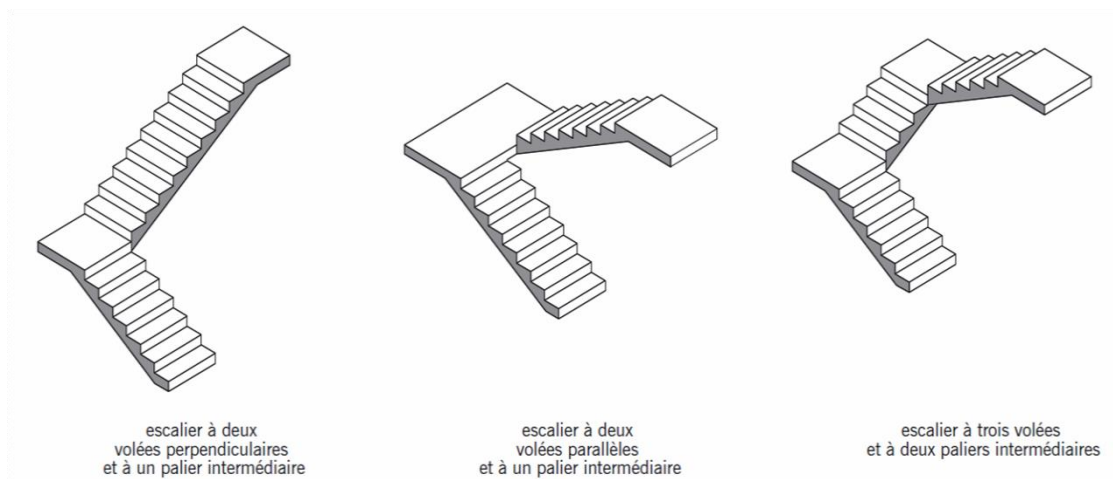


Figure II-4 : Escalier à deux volées droit.

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de **BLONDEL** :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

- **g** : Giron largeur de la marche : $24 \leq g \leq 32\text{cm}$.
- **h** : Hauteur de la contremarche : $14 \leq h \leq 18\text{ cm}$.

1. Dimension de la marche et de la contremarche :

On prend : $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.

D'après la formule de BLONDEL : $2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

$59 \leq 64 \leq 66$ Condition vérifiée \Rightarrow L'escalier est confortable.

2. Nombre des contremarches :

RDC et étage courant :

$n = h_e/h = 306/17 = 18$ contres marches.

Pour volées 1 : 9 contremarches (8 marches/volée).

Pour volées 2 : 9 contremarches (8 marches/volée).

3. Longueur de volée :

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

RDC et étage courant :

Pour volées n°1 : $L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} \Rightarrow L = 2,40 \text{ m}$

Pour volées n°2 : $L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} \Rightarrow L = 2,40 \text{ m}$

4. Inclinaison de la paillasse :

RDC et étage courant :

Pour volées n°1 : $\alpha = \arctg \frac{1.53}{2.40} = 32,52^\circ$

Pour volées n°2 : $\alpha = \arctg \frac{1.53}{2.40} = 32,52^\circ$

5. Longueur de la paillasse :

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1}$$

RDC et étage courant :

Pour volées n°1 : $l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2,40 / \cos(32,52^\circ) \Rightarrow l = 2,85 \text{ m}$

Pour volées n°2 : $l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2,40 / \cos(32,52^\circ) \Rightarrow l = 2,85 \text{ m}$

Epaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$\frac{LT}{30} \leq e \leq \frac{LT}{20}$$

RDC et étage courant :

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20}$$

$$9,4 \leq e \leq 14,1$$

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

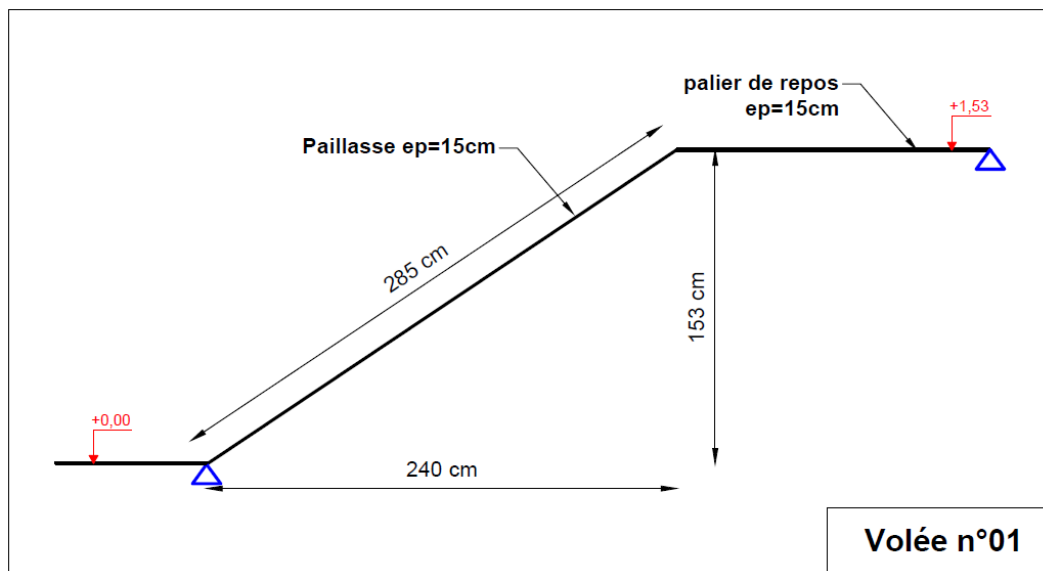


Figure II-5 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°01.

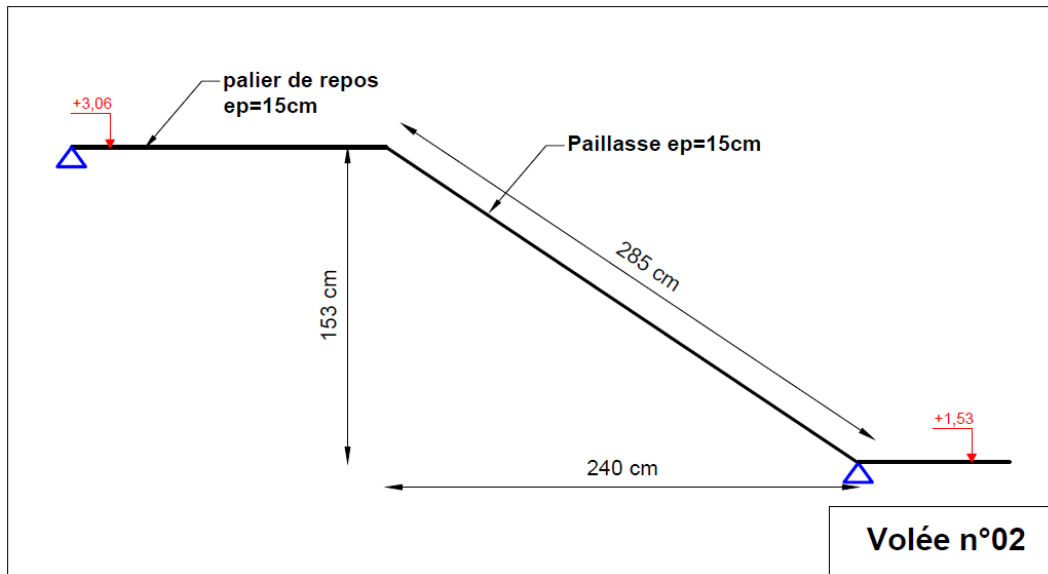


Figure II-6 : schémas statiques d'escalier RDC et étage courant, volée n°02.

IV. LES POUTRES :

Les poutres sont prés-dimensionnées d'après, le règlement BAEL 91 et les prescriptions proposées par l'R.P. A 99 version 2003

1. Les poutres principales type 01 :

A. Déterminer « h » :

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

L_{max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (poteaux) suivant l'axe porteur.

$$L_{max} = 585 \text{ cm}$$

$$585/15 \leq h \leq 585/10$$

$$39,0 \text{ cm} \leq h \leq 58,5 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 50 \text{ cm}$.

B. Déterminer « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

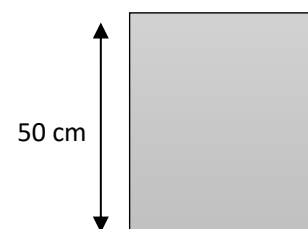
$$0.3 * 50 \leq b \leq 0.5 * 50$$

$$15 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

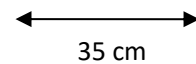
On adopte : $b = 35 \text{ cm}$.

Vérification suivant RPA 99 :

$$\blacksquare \quad b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$



- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 50/35 \leq 4$ vérifiée



On adopte une section de $(35 \times 50) \text{ cm}^2$.

2. Les poutres principales type 02 :

C. Déterminer « h » :

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

L_{\max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (poteaux) suivant l'axe porteur.

$$L_{\max} = 535 \text{ cm}$$

$$535/15 \leq h \leq 535/10$$

$$35,7 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 40 \text{ cm}$.

D. Déterminer « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

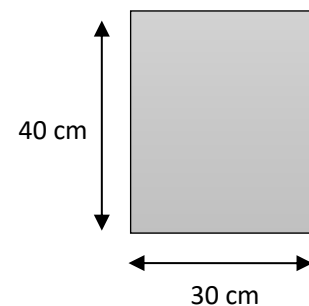
$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.5 \cdot 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm}$$

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

Vérification suivant RPA 99 :

- $b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée
- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 40/30 \leq 4$ vérifiée



On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

3. Les poutres secondaires:

A. Déterminer « h » :

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

L_{\max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (poteaux) suivant l'axe secondaire.

$$L_{\max} = 535 \text{ cm}$$

$$535/15 \leq h \leq 535/10$$

$$35,7 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 40 \text{ cm}$.

B. Déterminer « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

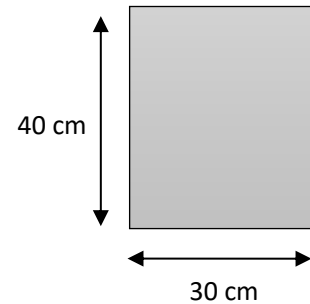
$$0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.5 \cdot 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm}$$

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

Vérification suivant RPA 99 :

- $b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée
- $h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 40/30 \leq 4$ vérifiée



On adopte une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

V. LES POTEAUX :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le redimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée

Selon les règles du **BAEL99 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99**.

1. Vérification des Conditions du R.P.A.99 version 2003 (Art 7.4.1) :

Poteaux	Min (h,b)	Min (b,h) ≥ 25 cm	h _e	Min (b,h) ≥ h _e / 20	b/h	0.25 < b/h < 4
40 x 40	40	Vérifiée	281	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II-1 : Récapitulatif de vérification des Conditions du R.P.A.99 version 2003.

2. Condition de non flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I/A}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12bh}}} = \sqrt{12} \frac{L_f}{h}$$

- λ : L'élanement.
- L_f : Longueur de flambement, $L_f = 0,7 L_0$
- L_0 : Longueur libre du poteau.

Pour les charges appliquées après 28 jours la condition de flambement est donnée par :

$$\lambda \leq 35$$

Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	i (cm)	λ	$\lambda \leq 35$
40 x 40	306	214,2	213 333	1600	11,55	18,55	Vérifiée

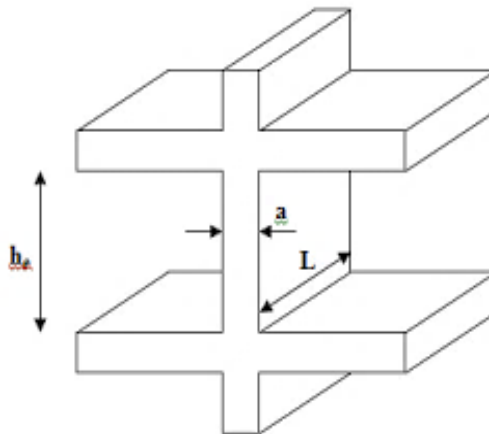
Tableau II-2 : Récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

VI. LES VOILES :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$



Avec :

- L : longueur du voile.
- a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15$ cm)
- h_e : hauteur libre d'étage.

1. RDC et étage courant :

$$h_e = 306 \text{ cm} - 25 \text{ cm} = 281 \text{ cm} \rightarrow a \geq 281/20 = 14,05 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **a = 20 cm**

Donc, on adopte pour toute la structure a = 20cm.

Avec :

$$L \geq 4a = 4 \times 20 \text{ cm} = 80 \text{ cm}.$$

I. Conclusion :**Tableau récapitulatif :**

élément	section
Poutre principale	(35 x 50) cm ²
Poutre secondaire	(30 x 40) cm ²
poteau	(40 x 40) cm ²
voile	20 cm
Plancher en corps creux	(20 + 5) cm
Plancher en dalle pleine	15 cm

Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des dimensions des éléments.

Chapitre III

Descente des charges

I. Calcul descente de charges :

Le but du calcul des descentes de charge est de déterminer pour chaque élément porteur, la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

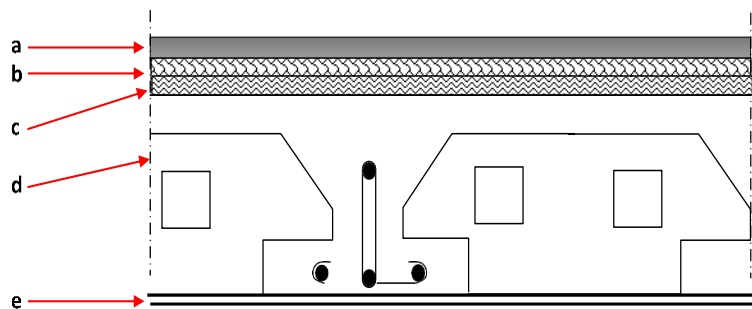
Le poids propre des éléments est pris automatiquement en considération par le logiciel **Autodesk Robot structural analyses**.

Soit :

- **G** (les charges permanentes)
- **Q** (les charges d'exploitations)
- **Ex,y** (Action sismique)

1. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES :

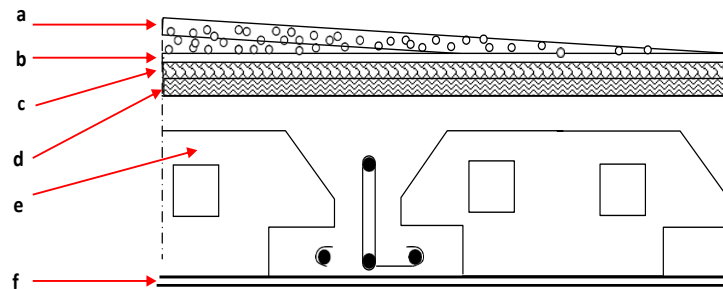
A. Planchers d'étages courants :



Plancher en corps creux			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44
b) mortier de pose(2cm)	0,02	20,00	0,40
c) lit de sable(3cm)	0.03	18,00	0,36
d) plancher en corps creux(16+4)			2,65
e) enduit de plâtre(2cm)	0,02	14,00	0,28
*) cloisons intérieures(10cm)	0.10	/	1,00
			5,13
Surcharges d'exploitation	Q(KN/m²) =		1,5

Plancher en dalle pleine			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44
b) mortier de pose(2cm)	0,02	20,00	0,40
c) lit de sable(3cm)	0,03	18,00	0,36
d) dalle pleine(15cm)	0,15	25,00	3,75
f) cloisons intérieurs(10cm)	0,10	/	1,00
			5,95
Surcharge d'exploitation		Q(KN/m2) =	1,5

B. Terrasse (inaccessible) :



Plancher terrasse en corps creux			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) protection d'étanchéité en gravillon.....(5cm)	0,05	21,00	1,05
b) couche d'isolation en liège.....(4cm)	0,04	4,00	0,16
c) forme de pente.....(10cm)	0,10	20,00	2,00
d) étanchéité multicouche (2cm)	0,02	6,00	0,12
e) plancher en corps creux(16+4)			2,65
f) enduit de plâtre (2cm)	0,02	14,00	0,28
			6,26
Surcharges d'exploitation		Q(KN/m²) =	1

Plancher terrasse en dalle pleine			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44

b) mortier de pose(2cm)	0,02	20,00	0,40
c) lit de sable(3cm)	0,03	18,00	0,36
d) dalle pleine(15cm)	0,15	25,00	3,75
f) cloisons intérieures(10cm)	0,10	/	1,00
			5,95
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m2) =		1

C. L'Acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

- **Surface :**

$$ST = (0.10 \times 0.7 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0,0785 \text{ m}^2$$

- **Charge :**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

$$G = 0.0785 \times 2500 \times 1 = 196,25 \text{ daN} = 1,9625 \text{ KN}$$

- **Surcharge:**

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m .

$$Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN} = 100 \text{ daN} = 1 \text{ KN}$$



Figure II-2 : Schéma de l'acrotère.

D. L'escalier :

Paillasse : on prend une bande de 1m			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) poids propre de la paillasse.....(12cm)	0,12	25,00	1,50
b) poids de la marche(17cm)	0,17	22,00	1,87
c) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44
d) mortier de pose(2cm)	0,02	20,00	0,40
e) enduit de plâtre.....(2cm)	0,02	13,00	0,26
f) garde-corps métallique	0,10	/	0,10
			4,57
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m2) =		2,5

Palier			
Charges permanentes			
Matériaux	Épaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) poids propre de la palier.....(15cm)	0,15	25,00	3,75
c) carrelage(2cm)	0,02	22,00	0,44
d) mortier de pose(2cm)	0,02	20,00	0,40
e) enduit de plâtre.....(2cm)	0,02	13,00	0,26

f) lit de sable(3cm)	0,03	18,00	0,54
			5,39
Surcharge d'exploitation	Q(KN/m2) =		2,5

E. Murs extérieurs:

Murs extérieurs			
Charges permanentes			
Matériaux	Epaisseur	G(KN/m3)	G(KN/m2)
a) maçonnerie(15+10)	0,25	9,00	2,25
b) enduit en plâtre.....(1.5cm)	0,02	13,00	0,20
e) enduit de ciment(1.5cm)	0,02	20,00	0,30
			2,75

2. LOI DE DEGRESSION DES SURCHARGES :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3 page 17)

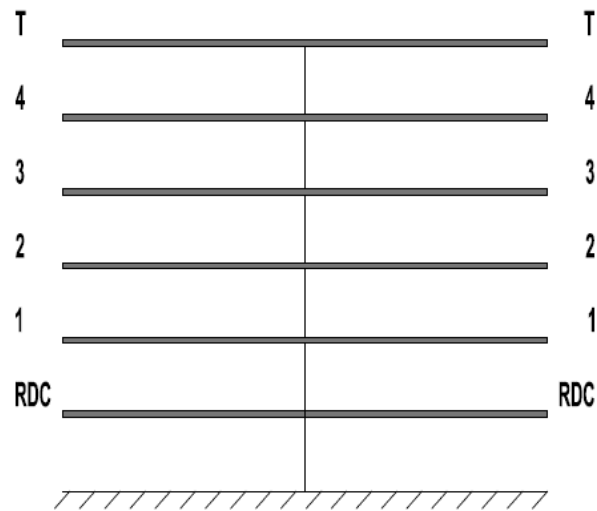
Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
N_T	Q_t	1
N₄	$Q_t + Q_4$	2,5
N₃	$Q_t + 0.95 (Q_4 + Q_3)$	3,85
N₂	$Q_t + 0.9 (Q_4 + Q_3 + Q_2)$	5,05
N₁	$Q_t + 0.85 (Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1)$	6,1
N_{RDC}	$Q_t + 0.8 (Q_4 + Q_3 + Q_2 + Q_1 + Q_{RDC})$	7

Tableau III-1: Évaluation des charges d'exploitations par la règle de dégression.

- Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela on choisit 03 types des poteaux :



A. Poteau central D5 :

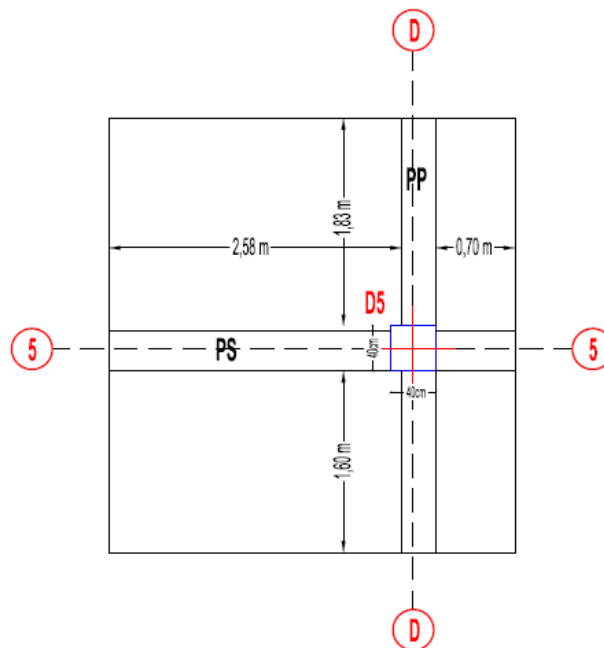


Figure III-1 : Poteau central D5.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $(1,83+1,60) \times 2,58 = 8,85 \text{ m}^2$
- ❖ Surface de la Dalle en dalle pleine : $0,70 \times 1,60 = 1,12 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,35 \times 05,0) \times 3,43 = 0,6 \text{ m}^3$

- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times 3,28 = 0,39 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau : $(0,40 \times 0,40) \times 3,06 = 0,49 \text{ m}^3$

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : $(8,85 \times 6,26)$	55,40
	P. dalle pleine : $(1,12 \times 5,95)$	6,66
	p. principale : $(0,6 \times 25)$	15
	p. secondaire : $(0,39 \times 25)$	9,75
	Total	86,81
N04	P. corps creux : $(8,85 \times 5,13)$	45,40
	P. dalle pleine : $(1,12 \times 5,95)$	6,66
	p. principale : $(0,6 \times 25)$	15
	p. secondaire : $(0,39 \times 25)$	9,75
	p. poteau : $(0,49 \times 25)$	12,25
	Total	89,06
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	89,06
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	89,06
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	89,06
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	89,06

Tableau III-2: Calcul de G du poteau central D5.

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
NT	1	9,97	9,97
N04	2,5	9,97	24,93
N03	4	9,97	39,88
N02	5,5	9,97	54,84
N01	7	9,97	69,79
RDC	8,5	9,97	84,75

Tableau III-3 : Calcul de Q du poteau central D5.

N	charges permanentes	charges c'exploitation	Efforts normaux ultime
	KN	KN	KN

	G	G cumul	Q	Q cumul	1,35G+1,5Q
NT	86,81	86,81	9,97	9,97	132,15
N4	89,06	175,87	24,93	34,9	289,77
N3	89,06	264,93	39,88	74,78	469,83
N2	89,06	353,99	54,84	129,62	672,32
N1	89,06	443,05	69,79	199,41	897,23
N _{RDC}	89,06	532,11	84,75	284,16	1144,59

Tableau III-4 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau central D5.

B. Poteau d'angle A7 :

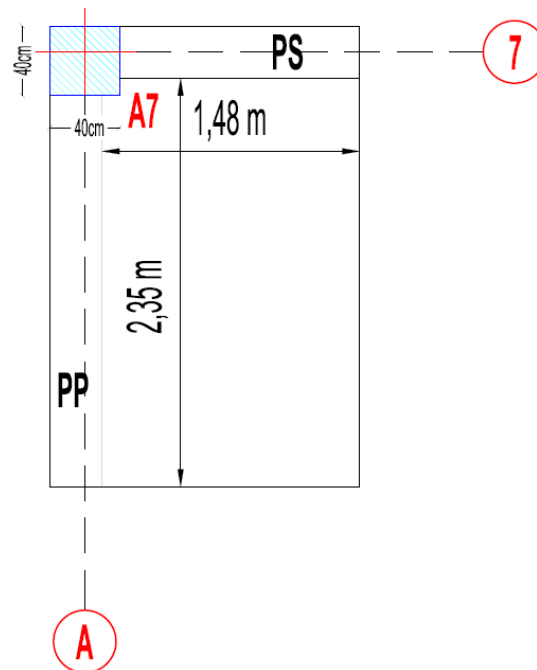


Figure III-2 : Poteau d'angle A7.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $1,48 \times 2,35 = 3,48 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,35 \times 0,50) \times 2,35 = 0,41 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times 1,48 = 0,18 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau : $(0,40 \times 0,40) \times 3,06 = 0,49 \text{ m}^3$

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : (3,48*6,26)	21,79
	p. principale : (0,41*25)	10,25
	p. secondaire :(0,18*25)	4,5
	Total	36,54
N04	P. corps creux : (3,48*5,13)	17,85
	p. principale : (0,41*25)	10,25
	p. secondaire :(0,18*25)	4,5
	p. poteau :(0,49*25)	12,25
	Total	44,85
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	44,85
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	44,85
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	44,85
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	44,85

Tableau III-5 : Calcul de G du poteau d'angle A7.

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
NT	1	3,48	3,48
N04	2,5	3,48	8,70
N03	4	3,48	13,92
N02	5,5	3,48	19,14
N01	7	3,48	24,36
RDC	8,5	3,48	29,58

Tableau III-6 : Calcul de Q du poteau d'angle A7.

N	charges permanentes		charges c'exploitation		Efforts normaux ultime
	KN		KN		KN
	G	G cumul	Q	Q cumul	1,35G+1,5Q
NT	36,54	36,54	3,48	3,48	54,55

N4	44,85	81,39	8,70	12,18	128,15
N3	44,85	126,24	13,92	26,10	209,57
N2	44,85	171,09	19,14	45,24	298,83
N1	44,85	215,94	24,36	69,60	395,92
N _{RDC}	44,85	260,79	29,58	99,18	500,84

Tableau III-7 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau d'angle A7.

C. Poteau de rive A5 :

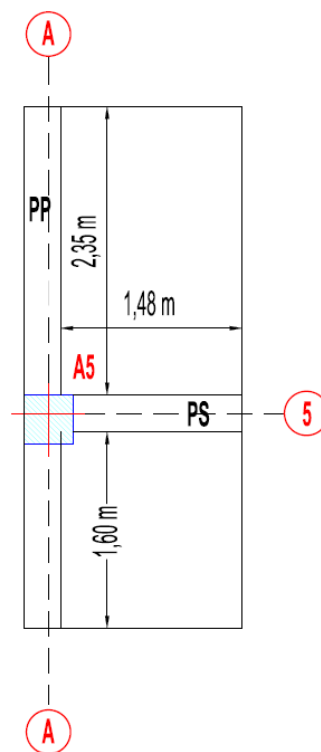


Figure III-3 : Poteau de rive A5.

- ❖ Surface de la Dalle en corps creux : $(2,35 + 1,60) \times 1,48 = 5,85 \text{ m}^2$
- ❖ Volume de la poutre principale : $(0,35 \times 0,50) \times 3,95 = 0,69 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre secondaire : $(0,30 \times 0,40) \times 1,48 = 0,18 \text{ m}^3$
- ❖ Volume du poteau: $(0,40 \times 0,40) \times 3,06 = 0,49 \text{ m}^3$

Les résultats obtenus d'efforts Normaux ultimes maximaux des trois types de poteaux :

N	Élément	G (KN)
NT	P. corps creux : (5,85*6,26)	36,62
	p. principale : (0,69*25)	17,25
	p. secondaire :(0,18*25)	4,5
	Total	58,37
N04	P. corps creux : (5,85*5,13)	30,01
	p. principale : (0,69*25)	10,25
	p. secondaire :(0,18*25)	4,5
	p. poteau :(0,49*25)	12,25
	Total	57,01
N03	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	57,01
N02	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	57,01
N01	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	57,01
RDC	Pcc + Pdp + pp + ps + poteau 40x40 (3,06m)	57,01

Tableau III-8 : Calcul de G du poteau de rive A5.

N	Q (KN/ m ²)	SURFACE AFFERENTE (m ²)	Q (KN)
NT	1	5,85	5,85
N04	2,5	5,85	14,63
N03	4	5,85	23,40
N02	5,5	5,85	32,18
N01	7	5,85	40,95
RDC	8,5	5,85	49,73

Tableau III-9 : Calcul de Q du poteau de rive A5.

N	charges permanentes		charges c'exploitation		Efforts normaux ultime
	KN		KN		KN
	G	G cumul	Q	Q cumul	1,35G+1,5Q
NT	58,37	70,62	5,85	5,85	87,57
N4	57,01	127,63	14,63	20,48	186,48

N3	57,01	184,64	23,4	43,88	298,55
N2	57,01	241,65	32,18	76,06	423,78
N1	57,01	298,66	40,95	117,01	562,17
N_{RDC}	57,01	355,67	49,73	166,74	713,73

Tableau III-10 : Calcul des efforts normaux ultimes du poteau de rive A5.

poteau	Poteau central (D5)	Poteau de rive (A5)	Poteau d'angle (A7)
Efforts Normaux ultimes (KN)	1144,59	713,73	500,84

Tableau III-11 : Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux en KN.

3. Vérification des sections adoptées pour les poteaux :

A. Vérification selon BAEL91 :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{F_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots \text{BAEL91 Article 8.4.1}$$

- **N_u** : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.
- **A_s** : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).
- **B_r** : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur toutson périphérique en (cm²).
- **F_e** : limite d'élasticité des aciers en (MPa).
- $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$
- **α** : coefficient en fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} : \text{Pour } \lambda \leq 50$$

N_u connu, le but c'est de calculer B_r (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_c choisie.

On a :

$$N_u \leq \left[\frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow Br \geq \frac{N_u}{\left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures es de 0,8% en zone Iia, donc :

$$\frac{A}{B_r} = 0,8\% \Rightarrow Br \geq \frac{N_u}{\left[\frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,008 \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Calcul α :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 l \sqrt{12}}{b}$$

Section de poteau cm2	λ	α
40 × 40	18,53	0.80

Tableau III-12 : les valeurs de (λ, α) selon les sections des poteaux.

▪ Poteau de centre D5 :

Niveau	Nu (kN)	α	Br (cm ²)	a (cm)	ac (cm)
	1.35G+1.5Q				
NT	132,15	0,80	71,25	8,44	40
N4	289,77	0,80	156,24	12,50	40
N3	469,83	0,80	253,33	15,92	40
N2	672,32	0,80	362,51	19,04	40
N1	897,23	0,80	483,78	21,99	40
NRDC	1144,59	0,80	617,15	24,84	40

Tableau III-13 : Vérification des sections adoptées pour le poteau centre D5.

▪ Poteau d'angle A7 :

Niveau	Nu (kN)	α	Br (cm ²)	a (cm)	ac (cm)
	1.35G+1.5Q				
NT	54,55	0,80	29,41	5,42	40

N4	128,15	0,80	69,10	8,31	40
N3	209,57	0,80	113,00	10,63	40
N2	298,83	0,80	161,13	12,69	40
N1	395,92	0,80	213,48	14,61	40
N_{RDC}	500,84	0,80	270,05	16,43	40

Tableau III-14 : Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle A7.

▪ **Poteau de rive A5 :**

Niveau	Nu (kN)	α	Br (cm²)	a (cm)	ac (cm)
	1.35G+1.5Q				
NT	87,57	0,80	47,22	6,87	40
N4	186,48	0,80	100,55	10,03	40
N3	298,55	0,80	160,98	12,69	40
N2	423,78	0,81	228,50	15,12	40
N1	562,17	0,81	303,12	17,41	40
N_{RDC}	713,73	0,81	384,84	19,62	40

Tableau III-15 : Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive A5.

II. Conclusion :

Dans ce chapitre nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

I. Introduction :

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leurs distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ses actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soient soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

II. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encadrée au plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre G , et une poussée horizontale : $F = \text{Max} (F_p , F_q)$.

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- $A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 R.P.A 99 V 2003 page 38).
- $C_p = 0,8$ Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 R.P.A 99 V 2003 page 59).
- W_p : poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,96 \text{ kN/ml}$.
- F_q : La poussée horizontale $F_q = 1 \text{ kN/ml}$.

❖ **Schéma statique :**

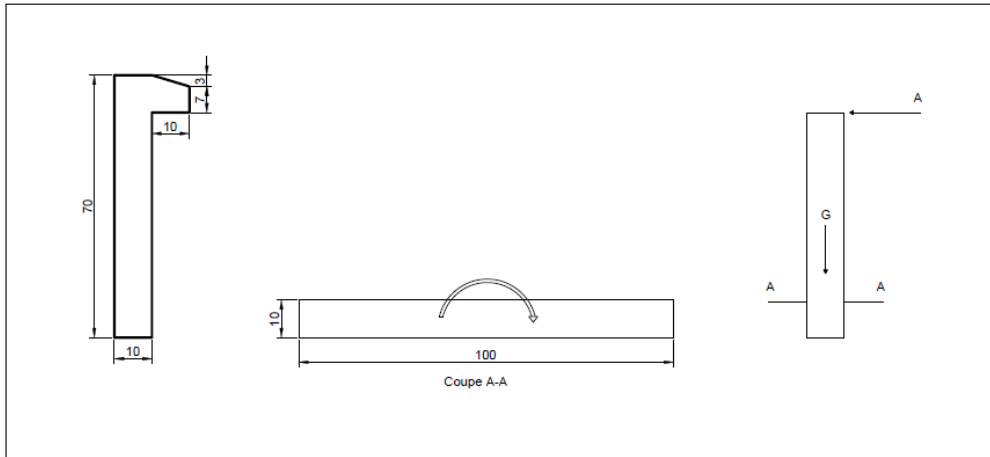


Figure IV-1 : Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Avec :

- $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,96 = 0,63 \text{ kN/ml}$
- $Q = \text{Max}(F_p, F_q) = 1 \text{ kN/ml}$

La force F engendre un moment maximum à la base et l'effort normal et du au poids propre de l'acrotère :

- Moment à ELU : $M_u = 1,5Q.h$.
- Moment à ELS : $M_s = Q.h$.

	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	2,94	1,05
E.L.S	1,96	0,7

Tableau IV-1 : Moment et effort normal agissant sur l'acrotère.

Calcul de l'excentricité :

- $M_u = N_u \cdot e$
- $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,94} = 0,36 \text{ m} = 36 \text{ cm} > e = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$
- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Assimilation à la flexion simple :

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est jugée comme partiellement comprimé, se ramène à un calcul de flexion simple, en prenant comme moment fictif M_{au} avec :

$$M_{au} = N_u \times e_a$$

On obtient une section fictive d'acier A_{s1} dont on déduit la section d'acier tendue :

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{100 \sigma}$$

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ et } d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m}$$

e_a : distance entre le point d'application du centre de pression (C) et le centre de gravité des armateurs tendues A_s .

- $e_a = 0,36 + \left(0,07 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,38$
- $M_{ua} = N_u * e_a = 2,94 * 0,38 = 1,12 \text{ KN.m}$

Ferrailage :

Ferrailage à L'ELU:

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07^2 \times 14,2} = 0,016$
- $\mu_{bu} = 0,016 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$.
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u)d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,12 \times 10^3}{4,22 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$.
- $A_s = A_{ts} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,76 - \frac{2,94 \times 10^{-3}}{100 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

- $A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,845 \text{ cm}$

Donc :

- $A_s \text{ réelle} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

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

- Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable.

❖ Données :

M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
0,7	100	10	7	3	15	2,01	0

Tableau IV-2 : Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
1,78	1009,52582	0,059	1,11	15	C-V

Tableau IV-3 : vérification de l'état limite de compression de béton.

Etat limite d'ouverture de fissures :

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

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max(90\sqrt{\eta f_{tj}} , 200\text{MPa})\}$$

$\eta = 1,6$ pour un acier a haute adhérence.

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérification
12,22	73788,6038	0,059	46,20	200	C-V

Tableau IV-4 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

❖ **Vérification au cisaillement : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)**

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

$$V_u = 1,5Q = 1,5 F_p = 0,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,95}{10 \times 7} = 0,014 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage :

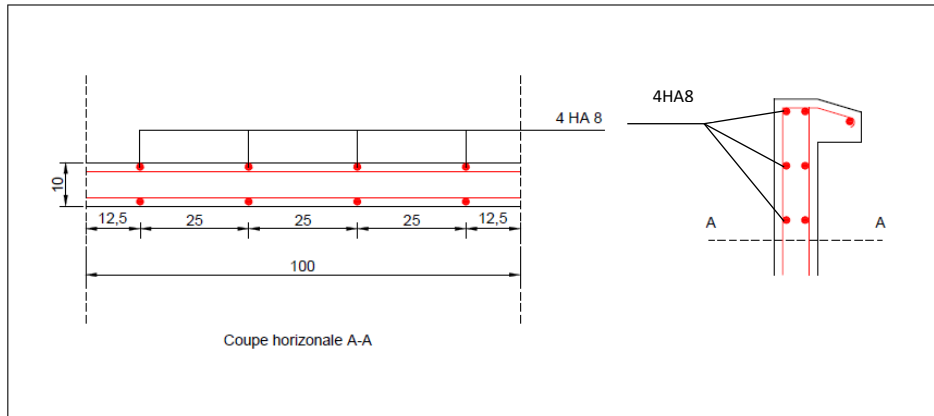


Figure IV-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III. Calcul de la dalle pleine en console :

Hypothèse de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Charge permanente.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : Charge de murs extérieurs et l'acrotère.

La fissuration est considérée comme préjudiciable

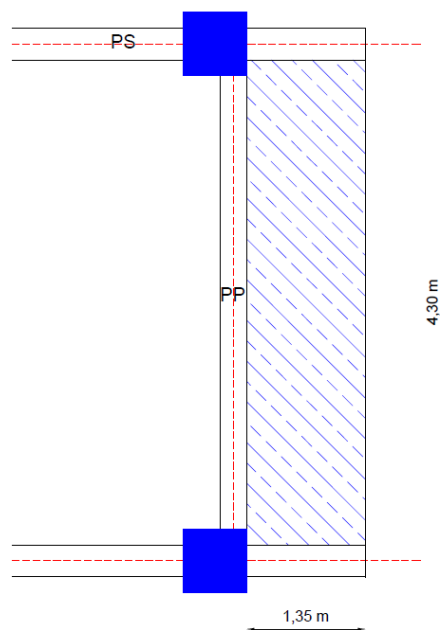


Figure IV-3 : Schéma de balcon.

Évaluation des charges :

- $G = G \times 1\text{m} = 6,03 \text{ KN/ml}$ (charge permanente).
- $q = Q \times 1\text{m} = 3,50 \text{ KN/ml}$ (surcharge d'exploitation).
- $P = 1,83 \times 1\text{m} = 1,96 \text{ KN/ml}$ (poids de l'acrotère).

Combinaisons des charges :**E.L.U :**

- $q_u = 1,35g + 1,5q = 1,35 \times 5,95 + 1,5 \times 1,50 = 10,28 \text{ KN/ml}$.
- $p_u = 1,35p = 1,35 \times 1,96 = 2,65 \text{ KN/ml}$.
- $M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P_u \times 1,35 = 8,72 \text{ KN.m}$

E.L.S :

- $q_{ser} = g + q = 5,95 + 1,50 = 7,45 \text{ KN/ml}$.
- $p_{ser} = p = 1,96 \text{ KN/ml}$.
- $M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} + P_{ser} \times 1,35 = 6,37 \text{ KN.m}$

Calcul des sollicitations :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 135 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm}$$

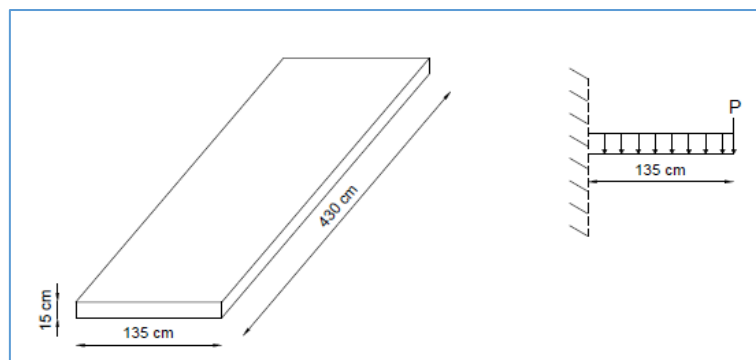


Figure IV-4 : Schéma statique de balcon.

Ferraillage à l'ÉLU :

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

$$F_{bu} = \frac{0,85F_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = h - 3\text{cm} = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u 10^3}{bd^2 F_{bu}} = \frac{8,72 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2} = 0,0315$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ L'état limite ultime est atteint au pivot A (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$)

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0389$$

$$Z_u = (1 - 0,4\alpha_u) d = 11,81 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u 10^3}{Z_d \sigma_{su}} = \frac{8,72 \cdot 10^3}{11,81 \cdot 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_s = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 135 \cdot 12 \cdot 2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{135}{6} = 20$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$A_r : 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{135}{6} = 20 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} ; \alpha = \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

$\alpha = 0,051 \leq 0,445 \dots \dots \dots$ **Condition vérifié.**

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

M _{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
6,37	135	15	12	3	15	4,71	0

Tableau IV-5 : Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

y (cm)	I (cm ⁴)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
1,78	1009,52582	0,059	1,11	15	C-V

Tableau IV-6 : vérification de l'état limite de compression de béton.

Etat limite d'ouverture de fissures :

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

Avec :

- σ_{st} : contrainte maximale dans l'acier tendu : $\sigma_{st} = 15.K.(d-y)$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite dans l'acier tendu : pour une fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = 0,8 * \zeta_s \text{ et } \zeta = \min \{0,5F_e ; \max(90\sqrt{\eta f_{tj}} , 200\text{MPa})\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour un acier a haute adhérence.}$$

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	vérification
12,22	73788,6038	0,059	46,20	200	C-V

Tableau IV-7 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :

Cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$V_u = q_u l + p_u = 10,28 + 2,65 = 12,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,93 \times 10^{-3}}{1,35 \times 0,12} = 0,079 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

- Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,0625 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

■ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,71}{135 \times 12} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage :

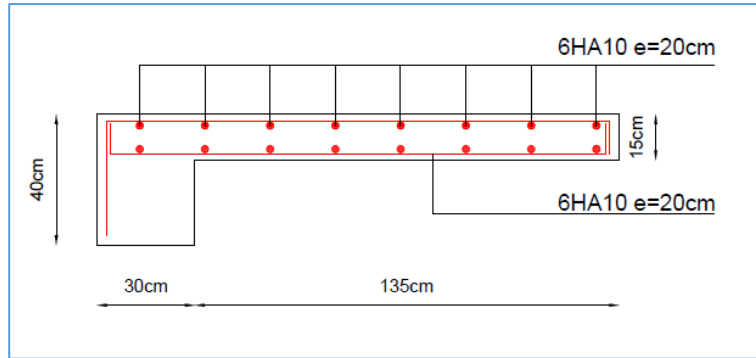


Figure IV-5 : Schéma de ferrailage de balcon.

IV. Étude des escaliers :

Un escalier dans une construction est une suite régulière des plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

Le Paillasse :

Les compositions	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propres de paillasse	0.15/cos α	25	4.54
Poids propre de la marche	0,17/2	20	1.70
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Revêtement	0.02	20	0.48
garde-corps métallique	-	-	0.10
		G	7.66
		Q	2.50

Tableau IV-8 : Évaluation des charges du Paillasse.

Le palier de repos :

Les compositions	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Carrelage	0.02	2 2	0.44
Poids propres de Palier de repos	0.15	2 5	3.75
Mortier de pose	0.02	2 0	0.40
Enduit de ciment	0.02	1 4	0.28
		G =	4.87
		Q =	2,50

Tableau IV-9 : Évaluation des charges du palier de repos.

Charges et surcharge :

	G kN/m2	Q kN/m2
Paillasse	7.66	2.50
Palier de repos	4.87	2.50

Tableau IV-10 : données d'évaluation des charges.

	ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$ qu (kN/m ²)	ELS : $q_s = G + Q$ qs (kN/m ²)
Paillasse	14.09	10.16
Palier de repos	10.32	7.37

Tableau IV-11 : Combinaison de charges.

- $M_0 = \frac{q l^2}{8}$
- $M_t = 0,85 M_0$
- $M_a = 0,30 M_0$

	M _{ou} (kN.m)	M _{tu} (kN.m)	M _{au} (kN.m)	M _{os} (kN.m)	M _{ts} (kN.m)	M _{as} (kN.m)
Paillasse	2,54	2,16	0,76	1,22	1,04	0,37

Palier de repos	1,86	1,58	0,56	0,88	0,75	0,27
-----------------	------	------	------	------	------	------

Tableau IV-12: les valeurs des moments.

Calcul de ferrailage :

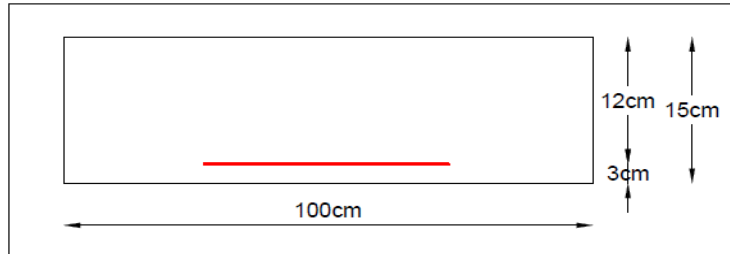


Figure IV-6 : schéma de la section.

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \cdot d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

		M_U (KN.M)	μ_{lu}	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_u (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	$A_{réel}$ (cm ²)
Paillasse	En Travée	2,16	0,392	0,009	0,011	12,94	1,57	0,48	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur Appui	0,76	0,392	0,003	0,004	12,98		0,17		
Palier de repos	En Travée	1,58	0,392	0,007	0,008	12,96	1,57	0,35	1,57	5HA10 = 3.93
	Sur appui	0,56	0,392	0,002	0,003	12,98		0,12		

Tableau IV-14 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et sur appuis.

Ferraillage à ELS :

		M _s (KN.M)	M _{lu}	μ _{bs}	α	Z (cm)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	A _{réel} (cm ²)
Paillasse	En Travée	1,04	0,392	0,004	0,005	12,97	1,57	0,23	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,37	0,392	0,002	0,002	12,99		0,08		
Palier de repos	En Travée	0,75	0,392	0,003	0,004	12,98	1,57	0,17	1,57	5HA10 =3.93
	Sur appui	0,27	0,392	0,001	0,001	12,99		0,06		

Tableau IV-15 : Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée et sur appuis.

Armateur de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$$

A_r : 5HA10 = 3.93 cm²

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

Données :

		M _{ser} (KN.m)	b (cm)	H (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Paillasse	En travée	1,04	100	15	12	3	15	3.93	0
	Sur appuis	0,37	100	15	12	3	15	3.93	0
Palier de repos	En travée	0,75	100	15	12	3	15	3.93	0
	Sur appuis	0,27	100	15	12	3	15	3.93	0

Tableau IV-16 : Données de vérification à l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	vérification
Paillasse	En Travée	3,22	5657,23427	0,0184	0,59	15	C-V
	Sur Appuis	3,22	5657,23427	0,0065	0,21	15	C-V
Palier de repos	En Travée	3,22	5657,23427	0,0133	0,43	15	C-V
	Sur Appuis	3,22	5657,23427	0,0044	0,14	15	C-V

Tableau IV-17 : Vérification d'état limite de compression de béton.

État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3 du BAEL)

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

		y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)	vérification
Paillasse	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	24,22	201,63	C-V
	Sur Appuis	14,54	102018,248	0,075	8,62	201,63	C-V
Palier de repos	en travée	12,22	73788,6038	0,0506	17,46	201,63	C-V
	Sur Appuis	14,54	102018,248	0,075	5,82	201,63	C-V

Tableau IV-18: Vérification d'état limite d'ouverture de fissures.

❖ **Commentaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Donc les sections d'armatures choisies sont justifiées à ELS.

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 8,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,07 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5$$

MPaC.V

Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

- Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :



$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,85}{100} = 0,0085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{120 \times 12} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

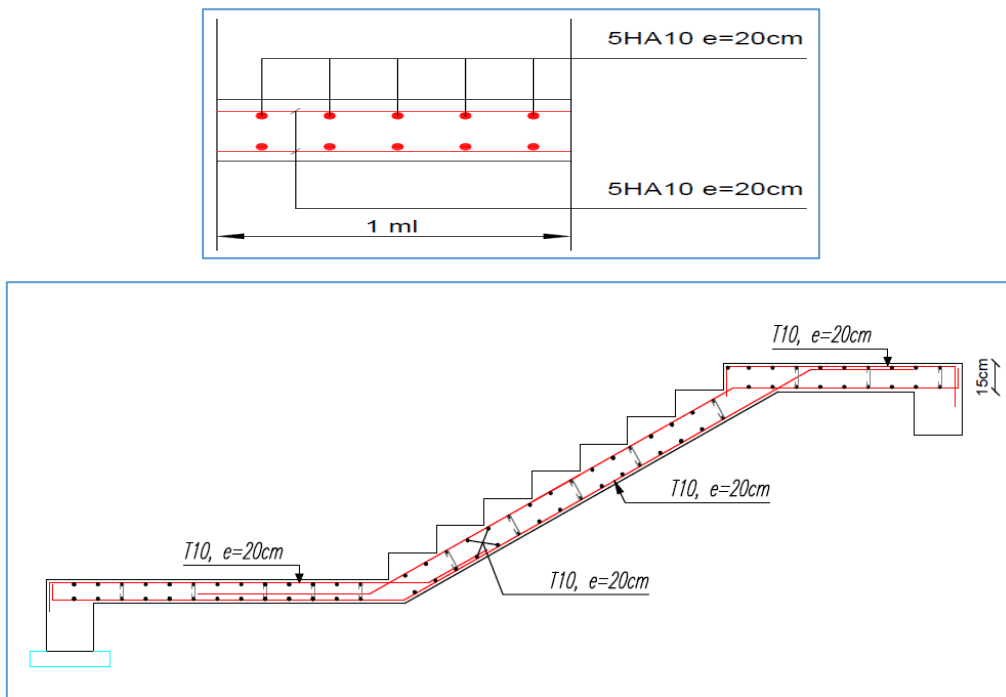


Figure IV-7 : Schéma de ferrailage d'escalier.

Etude de La poutre palière:

- La poutre palière : c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.
- Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.
- La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

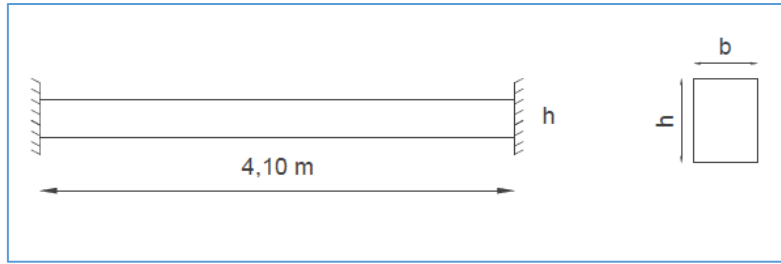


Figure IV-8 : Schéma de la poutre palière.

Prédimensionnement :**A. Déterminer « h » :**

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

L_{max} La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis (poteaux) suivant l'axe porteur.

$$L_{max} = 585 \text{ cm}$$

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

$$27,3 \leq h \leq 41$$

On adopte : $h = 50 \text{ cm}$.

B. Déterminer « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

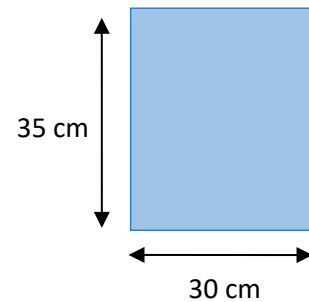
$$0.3 * 35 \leq b \leq 0.5 * 35$$

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

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

Vérification suivant RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée
- $h/b \leq 4 \longrightarrow 35/30 \leq 4$ vérifiée



On adopte une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Détermination des charges et surcharges :**Charge permanente :**

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

$$\text{poids des paliers et paillasse : } R_{p2} = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} = \frac{14,97 \times 4,10}{2} = 30,69 \text{ KN}$$

$$\text{la réaction par ml : } R_2 = \frac{R_{P2}}{E} = \frac{30,69}{1,3} = 23,61 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'E.L.U :

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 1,35 \times 2,62 + 1,5 \times 0,75 + (23,61) = 28,27 \text{ KN/ml}$$

Les moments : l = 4,10 m

- Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 59,40 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.8 M_0 = 47,52 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 17,82 \text{ KN.m}$

Ferraillage de la poutre palière :

Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

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

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \cdot d = 4,22 \text{ cm}$
- $A_{ts} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_s}$

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

	M_U (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	A	Z (cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{\text{réel}}$ (cm ²)
En travée	47,52	30	32	0,109	0,145	30,15	1,16	4,53	3HA14 = 4,62
Sur appui	17,82	30	32	0,041	0,052	31,33	1,16	1,63	3HA14 = 4,62

Vérification à l' E.L.U :

Condition de non fragilité : (A.4.2.1 du BAEL) :

- $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}$

Donc :

- $A_s \text{ réelle} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2$
- Espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 1,16 \text{ cm}^2$
- Soit : 4HA8 = 2,01 cm²
- Espacement : $S_t = \frac{35}{4} = 8,75 \text{ cm}$

Vérification à l'E.L.S :

Charge permanente :

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

poids des paliers et paillasse : $R_{p2} = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} = \frac{10,78 \times 4,10}{2} = 22,1 \text{ KN}$

la réaction par ml : $R_2 = \frac{R_{p2}}{E} = \frac{30,69}{1,3} = 17 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/m}$

Combinaisons des charges :

$$q_{\text{ser}} = G + Q + R = 2,62 + 0,75 + (17) = 20,37 \text{ KN/ml}$$

Les moments : $l = 4,10 \text{ m}$

- Le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2)/8 = 42,80 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.8 M_0 = 34,24 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 12,84 \text{ KN.m}$

Vérification à l'E.L.S :

Contrainte maximale du béton :

En travée : $\alpha = 0,127$

$$\gamma = M_u/M_{\text{ser}} = 47,52/34,24 = 1,39$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,444$$

$$\alpha = 0,145 \leq 0,444 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sur appui : $\alpha = 0,127$

$$\gamma = M_u/M_{\text{ser}} = 17,82/12,84 = 1,39$$

$$(\gamma-1)/2 + (f_{c28}/100) = 0,444$$

$$\alpha = 0,052 \leq 0,444 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :

Cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$V_u = q_u l/2 = \frac{28,27 \times 4,1}{2} = 57,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{57,95 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,60 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

- Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il



n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{30}{100} = 0,15 \geq 0,0625$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$; ($M_t = M_0$) ; $\frac{30}{100} = 0,15 \geq 0,1$ Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ $\frac{4,62}{30 \times 32} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011$ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage :

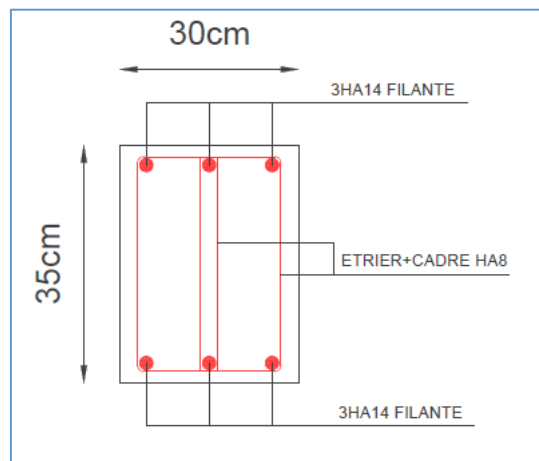


Figure IV-9 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

V. Plancher à corps creux :

1. Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire : $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$.

- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.
- **Vérification des conditions :**
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < \max \{2G = 12,52 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2\}$ Condition vérifié.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.15}{5.35} = 0.59, \frac{5.35}{4.15} = 1.29, \frac{4.15}{3.50} = 1.18, \frac{3.50}{3.30} = 1.06, \frac{3.30}{4.30} = 0.76, \frac{4.30}{3.00} = 1.43$
 $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$ Condition non vérifier.
- La fissuration est peu nuisible..... Condition vérifié.

Alors cette méthode n'est pas applicable.

1. La méthode de CAQUOT :

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

A. Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrigé pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroît les moments en travée.
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

B. Applications de la méthode :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ouest (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e .

- La charge répartie uniforme.
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.

- Les longueurs réduites de chaque travée L' :
 - L' = L : Pour une travée de rive.
 - L' = 0,8.L : Pour une travée intermédiaire.

C. Étude du plancher corps creux :

Évaluation des charges : Le calcul fait pour une bande de 65 cm :

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$G = 6.26 \times 0.65 = 4.07 \text{ KN/m.}$$

ELU : Cas chargé

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.47 \text{ KN/m.}$$

ELS : Cas chargé

$$q_s = G + Q = 4.72 \text{ KN/m.}$$

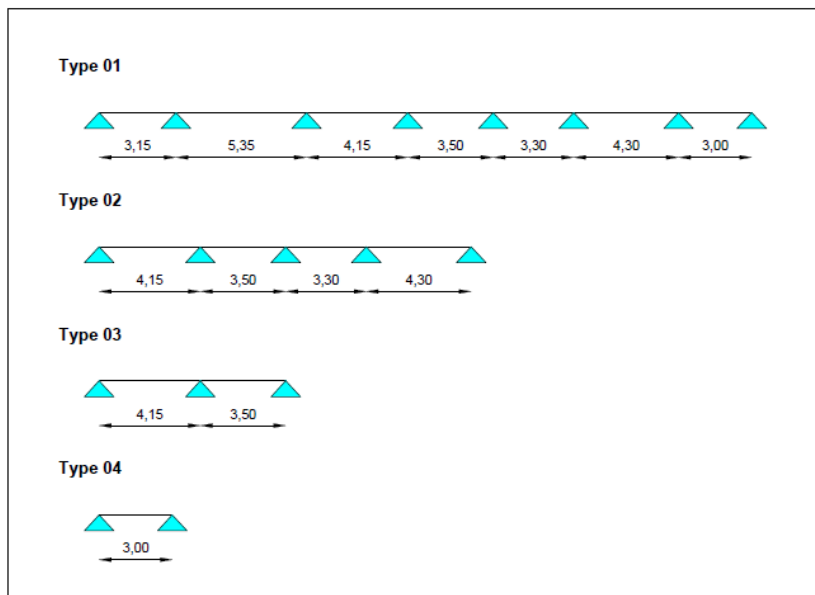


Figure IV-10 : schéma statique des poutrelles.

Calcul des sollicitations :

Calcul à L'ELU : Les travées ont toutes le même moment d'inertie.

Moment sur appui :

$$q_w = q_e = q_u = 6.47 \text{ KN/ml.}$$

$$M_a = 0,15 M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)} \dots\dots\dots \text{Appui Intermédiaires}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).}$$

❖ Type 1 :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Moments (KN.m)	-1,20	-11,23	-11,52	-7,28	-5,65	-7,40	-8,00	-1,09

Tableau IV-19 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ Type 2 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	-2,09	-10,23	-5,65	-10,74	-2,24

Tableau IV-20 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ Type 3 :

Appuis	1	2	3
Moments (KN.m)	-2,09	-11,38	-1,49

Tableau IV-21 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

❖ Type 4 :

Appuis	1	2
Moments (KN.m)	-1,09	-1,09

Tableau IV-22 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELU.

Effort tranchant et le moment en travée :

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{q l}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{q l}{2}$$

Moment en travée :

$$X = \frac{l}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{q l}$$

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

❖ Type 1 :

Travée	l (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	X (m)	M _t (KN.m)
1-2	3,15	-1,20	-11,23	-7,01	13,37	1,58	14,24
2-3	5,35	-11,23	-11,52	-17,25	17,36	2,68	34,52
3-4	4,15	-11,52	-7,28	-14,45	12,40	2,08	23,33
4-5	3,50	-7,28	-5,65	-11,79	10,86	1,75	16,37
5-6	3,30	-5,65	-7,40	-10,14	11,21	1,65	15,33
6-7	4,30	-7,40	-8,00	-13,77	14,05	2,15	22,66
7-8	3,00	-8,00	-1,09	-12,01	7,40	1,50	11,83

Tableau IV-23 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type 2 :

Travée	l (m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)	X (m)	M _t (KN.m)
1-2	4,15	-2,09	-10,23	-11,46	15,39	2,08	20,09
2-3	3,50	-10,23	-5,65	-12,63	10,01	1,75	17,85
3-4	3,30	-5,65	-10,74	-9,13	12,22	1,65	17,00

5-6	4,30	-10,74	-2,24	-15,89	11,93	2,15	21,44
-----	------	--------	-------	--------	-------	------	-------

Tableau IV-24 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type 3 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	4,15	-2,09	-11,38	-11,19	15,66	2,08	20,66
2-3	3,50	-11,38	-1,49	-14,15	8,50	1,75	16,34

Tableau IV-25 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

❖ Type 4 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	3,00	-1,09	-1,09	-9,71	9,71	1,50	8,37

Tableau IV-26 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELU :

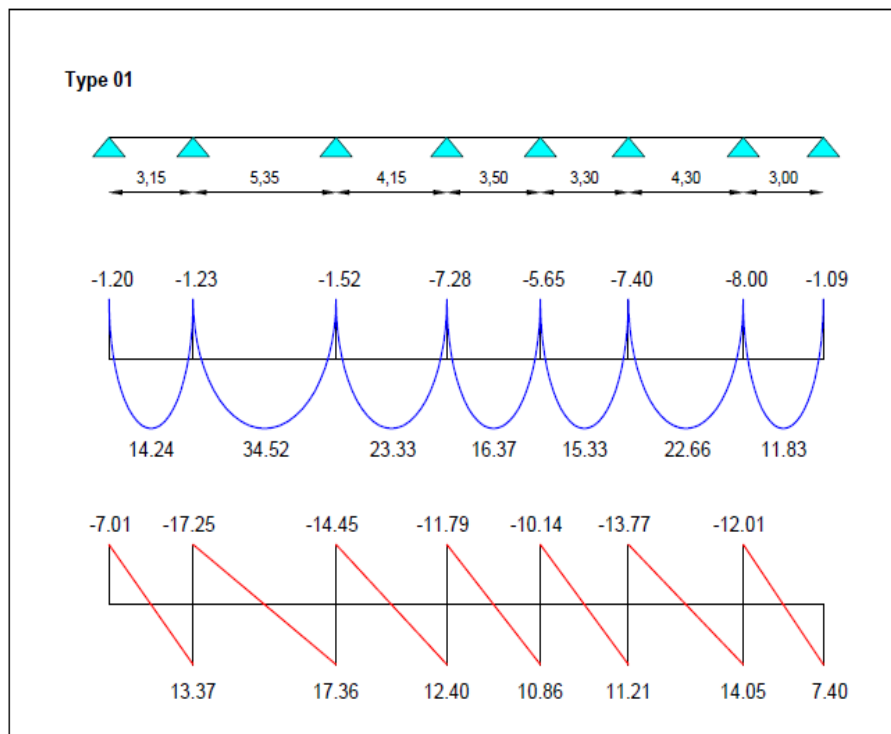


Figure IV-11 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 01.

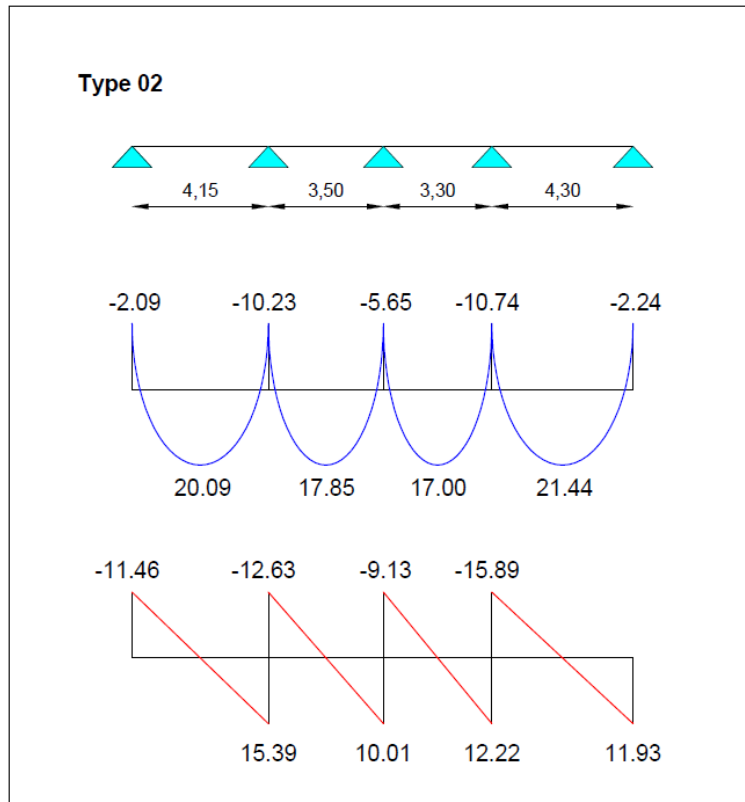


Figure IV-12: Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 02

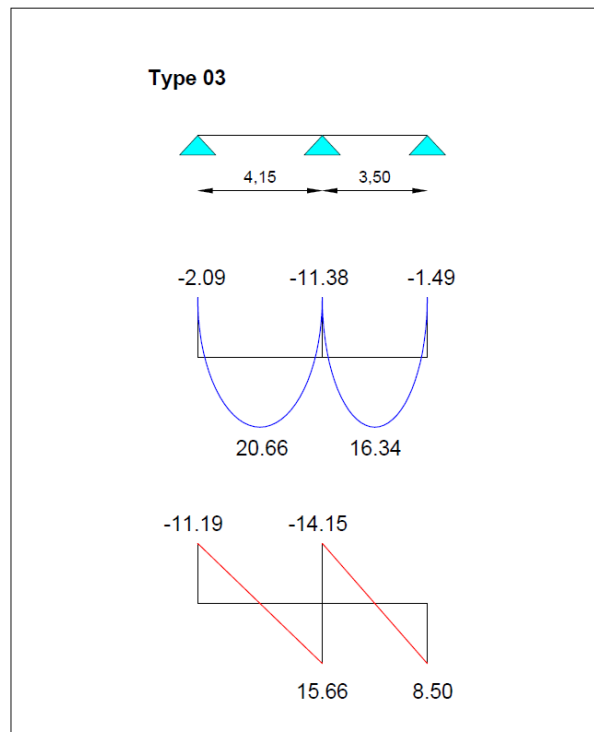


Figure IV-13 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 03.

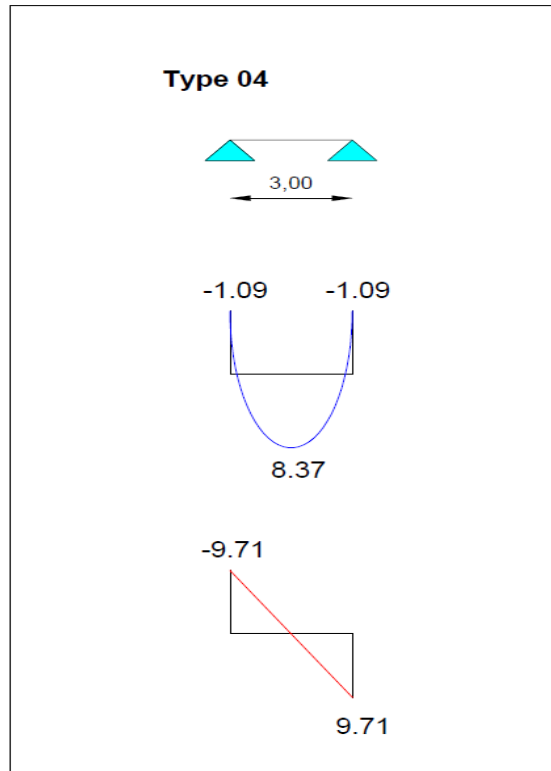


Figure IV-14 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU poutrelle type 04.

Calcul à L'ELS : Les travées ont toutes le même moment d'inertie.

Moment sur appui :

$$q_w = q_e = q_s = 4.72 \text{ KN/ml.}$$

$$M_a = 0,15 M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5 (l'_w + l'_e)} \dots\dots\dots \text{Appui Intermédiaires}$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).}$$

❖ **Type 1 :**

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Moments (KN.m)	-0,88	-8,20	-8,40	-5,31	-4,12	-5,40	-5,84	-0,80

Tableau IV-27 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ Type 2 :

Appuis	1	2	3	4	5
Moments (KN.m)	-1,52	-7,46	-4,12	-7,83	-1,64

Tableau IV-28: Valeurs des moments sur appuis à l'ELS

❖ Type 3 :

Appuis	1	2	3
Moments (KN.m)	-1,52	-8,30	-1,08

Tableau IV-29 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

❖ Type 4 :

Appuis	1	2
Moments (KN.m)	-0,80	-0,80

Tableau IV-30 : Valeurs des moments sur appuis à l'ELS.

Effort tranchant et le moment en travée :

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{q l}{2}$$

$$T_e = \frac{(M_w - M_e)}{l} + \frac{q l}{2}$$

Moment en travée :

$$X = \frac{l}{2} - \frac{(M_w - M_e)}{q l}$$

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

❖ Type 1 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	3,15	-0,88	-8,20	-5,11	9,76	1,58	10,39
2-3	5,35	-8,20	-8,40	-12,59	12,66	2,68	25,19
3-4	4,15	-8,40	-5,31	-10,54	9,05	2,08	17,02
4-5	3,50	-5,31	-4,12	-8,60	7,92	1,75	11,94
5-6	3,30	-4,12	-5,40	-7,40	8,18	1,65	11,18
6-7	4,30	-5,40	-5,84	-10,05	10,25	2,15	16,53
7-8	3,00	-5,84	-0,80	-8,76	5,40	1,50	8,63

Tableau IV – 31 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 2 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	4,15	-1,52	-7,46	-8,36	11,23	2,08	14,66
2-3	3,50	-7,46	-4,12	-9,22	7,30	1,75	13,02
3-4	3,30	-4,12	-7,83	-6,66	8,91	1,65	12,40
5-6	4,30	-7,83	-1,64	-11,59	8,71	2,15	15,64

Tableau IV – 32 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

❖ Type 3 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	4,15	-1,52	-8,30	-8,16	11,43	2,08	15,07
2-3	3,50	-8,30	-1,08	-10,32	6,20	1,75	11,92

Tableau IV – 33: Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS.

❖ Type 4 :

Travée	l (m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)	X (m)	Mt (KN.m)
1-2	3,00	-0,80	-0,80	-7,08	7,08	1,50	6,11

Tableau IV – 34 : Valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L’ELS :

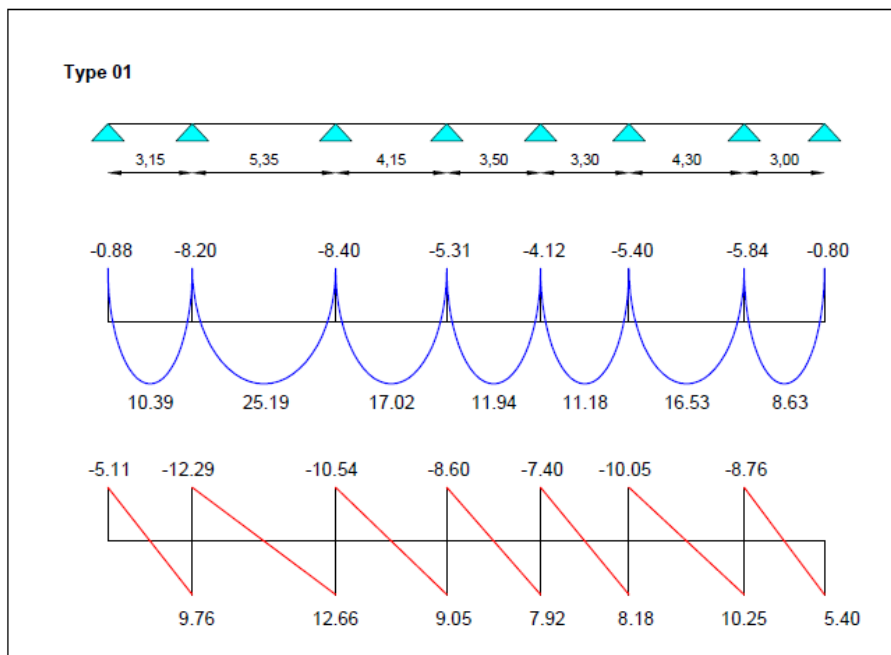


Figure IV-15 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l’ELS poutrelle type 01.

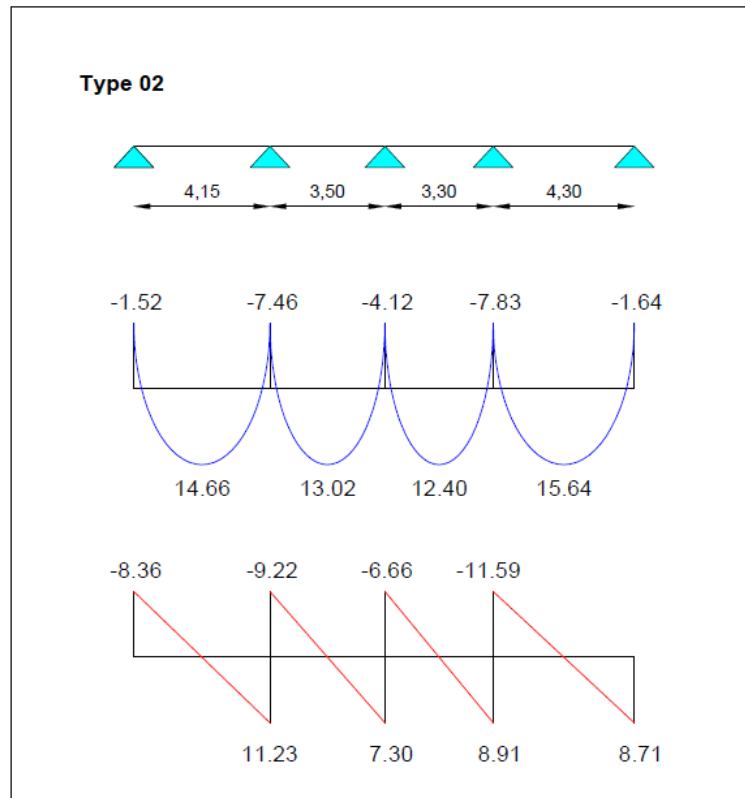


Figure IV-16 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 02.

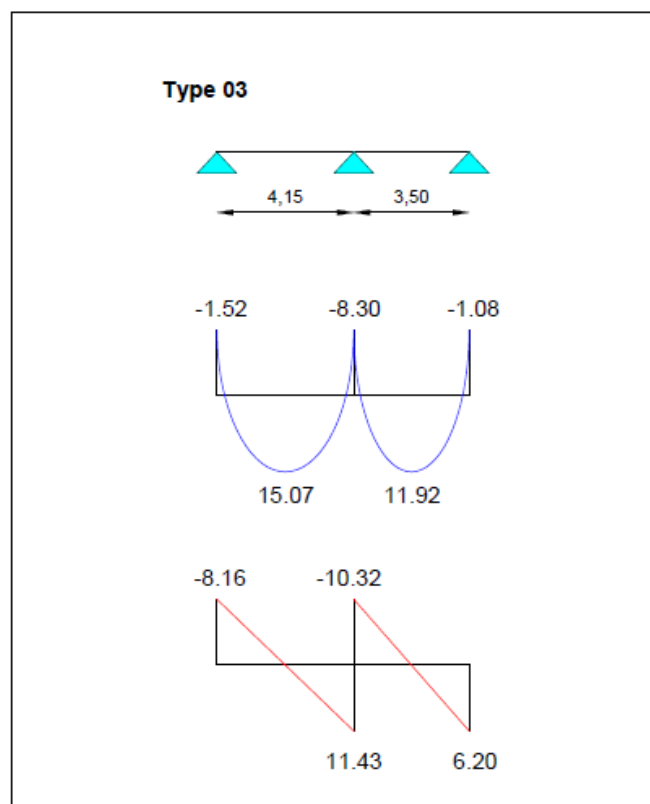


Figure IV-17 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 03.

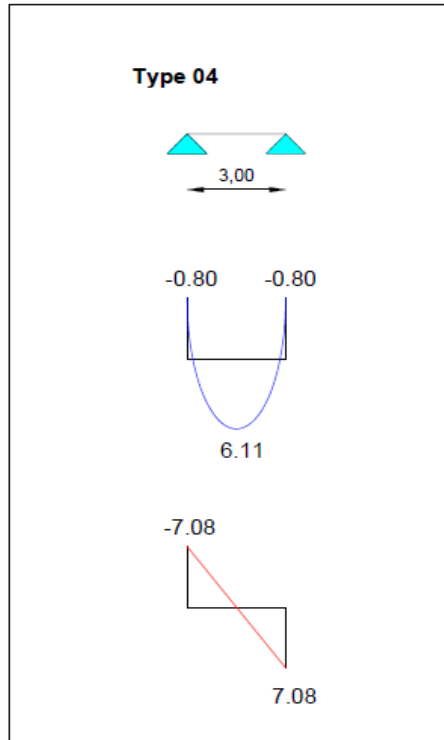


Figure IV-18 : Diagrammes des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS poutrelle type 04.

Détermination des armatures :

Le ferrailage des plancher se fait en flexion simple.

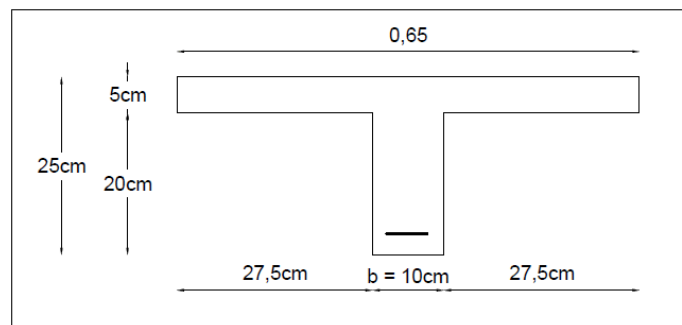


Figure IV-19 : schéma de la section.

Moment de la table de compression (BAEL91) :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2(0.22 - 0.025) \times 10^3 = 89,99 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_{\max} = 34,52 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section sera calculée comme une section rectangulaire :

❖ En travée: $b \times h = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

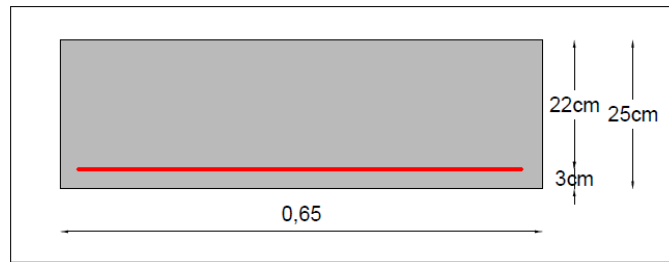


Figure IV-20 : Schéma de la section en travée.

❖ Sur appui: $b \times h = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

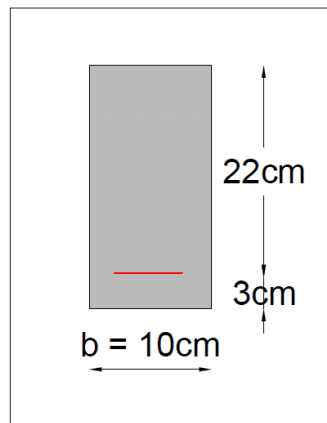


Figure IV-21 : Schéma de la section sur appuis.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$
- $\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$
- $\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- $Z = (1 - 0,4\alpha_u) \times d$
- $A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

	M_U (KN.M)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{réel}$ (cm ²)
En travée	34,52	65	22	0,077	0,100	21,12	1,73	4,7	3HA16 = 6,03
Sur appui	-11,52	10	22	0,168	0,231	19,97	0,27	1,65	1HA16 = 2,01

Tableau IV-35 : résultats du calcul des armatures à l'ELU.

Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

Données :

	Mser (KN.M)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
En travée	25,19	65	25	22	3	15	3,39	0
Sur appuis	-8,40	10	25	22	3	15	1,17	0

Tableau IV-36 : Données de vérification à l'ELS.

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente : cas de fissurations préjudiciables selon article

(A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 17,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17,31 \times 10^3}{100 \times 220} = 0,79 \text{ MPa} < \tau_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 Article (B.6.5, 2)

Il est utile de justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèches, cependant, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{25}{100} = 0,25 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; (M_t = M_0) ; \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{0,85}{100} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,03}{65 \times 22} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

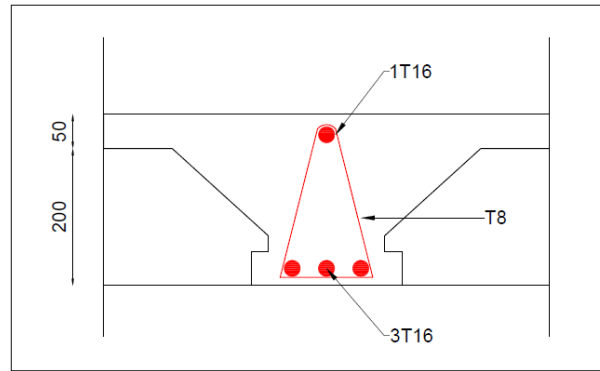


Figure IV-22 : Schéma de ferrailage de la poutrelle étage courant.

La dalle mince (Table de compression) : d'après le BAEL91 Article (B.6.8, 423).

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc on a choisi un treillis soudé TS Ø8 (20×30) cm².

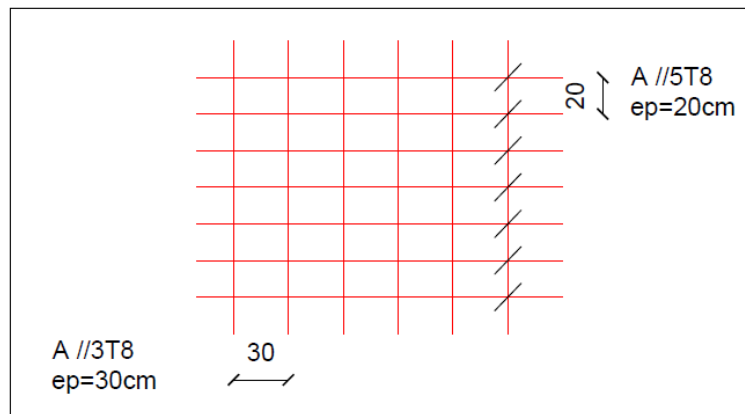


Figure IV-23 : Ferrailage de la dalle de compression.

VI. Conclusion :

Dans toute structure on distingue (02) types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous avons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

Chapitre V

Etude dynamique

I. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

II. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionnement les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

III. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV. Pourquoi le robot structure analyses ?

Nous avons fait appeler au logiciel (Robot Structures Analyses) pour déterminer :

- Les périodes propres.

- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

V. Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :

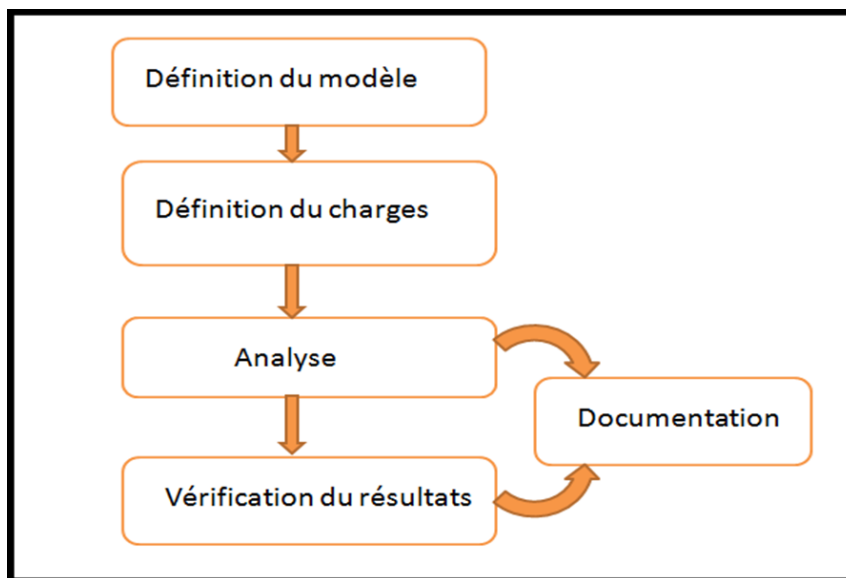


Figure VI- 1 : Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyses.

1. Définition du modèle de la structure :

- Choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que

les matériaux, unités et normes de l'affaire.

- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

2. Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

3. Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

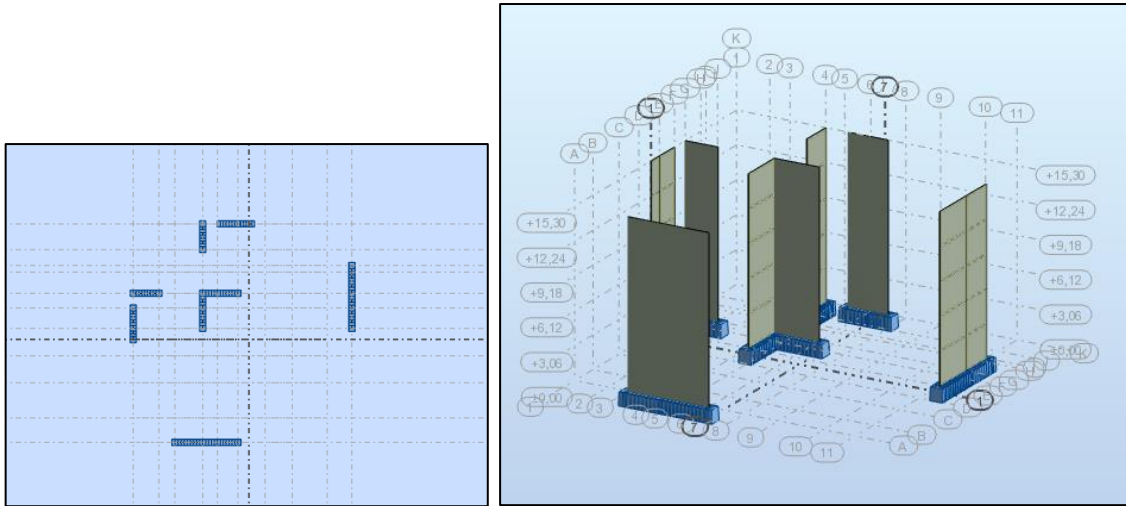
4. Exploitation des résultats :

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

VI. Données de l'ouvrage :

Notre ouvrage étant un bâtiment :

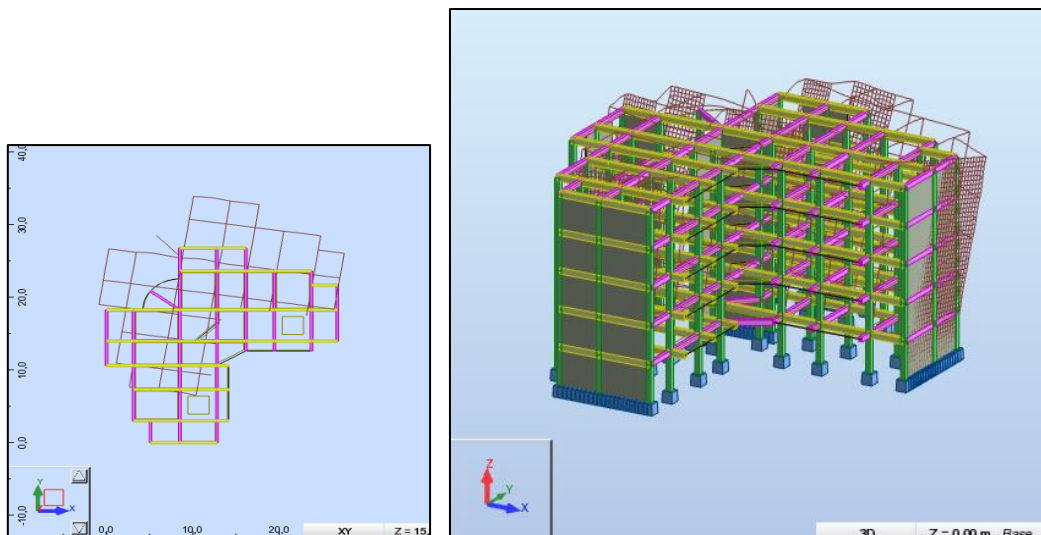
- A usage administration, implanté dans la wilaya de Khenchela (*Zone I*).
- Ayant une hauteur totale de 16.00 m, il sera classé au groupe d'usage 2.
- La catégorie du site est S3 (site meuble).



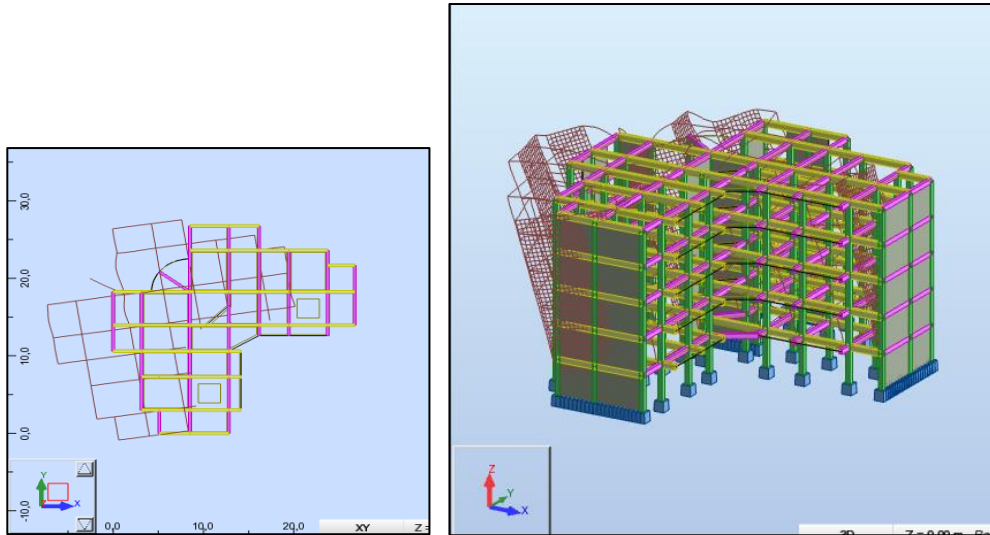
La disposition des voiles de contreventement.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	0,24	0,05	68,83	0,0	0,05	68,83	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 2	0,22	69,15	68,85	0,0	69,09	0,02	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 3	0,13	72,87	72,47	0,0	3,72	3,62	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 4	0,06	75,01	86,77	0,0	2,14	14,30	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 5	0,06	89,43	90,19	0,0	14,42	3,41	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 6	0,05	89,45	90,20	0,0	0,02	0,01	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 7	0,05	89,52	90,21	0,0	0,07	0,01	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 8	0,05	89,56	90,22	0,0	0,05	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 9	0,05	89,56	90,22	0,0	0,00	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 10	0,04	89,57	90,22	0,0	0,01	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 11	0,04	89,71	90,22	0,0	0,14	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 12	0,04	89,73	90,22	0,0	0,02	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 13	0,04	89,96	90,26	0,0	0,23	0,04	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 14	0,04	90,00	90,26	0,0	0,04	0,00	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 15	0,04	90,00	90,27	0,0	0,01	0,01	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0
4/ 16	0,04	90,09	90,31	0,0	0,08	0,04	0,0	2039366,19	2155884,40	0,0

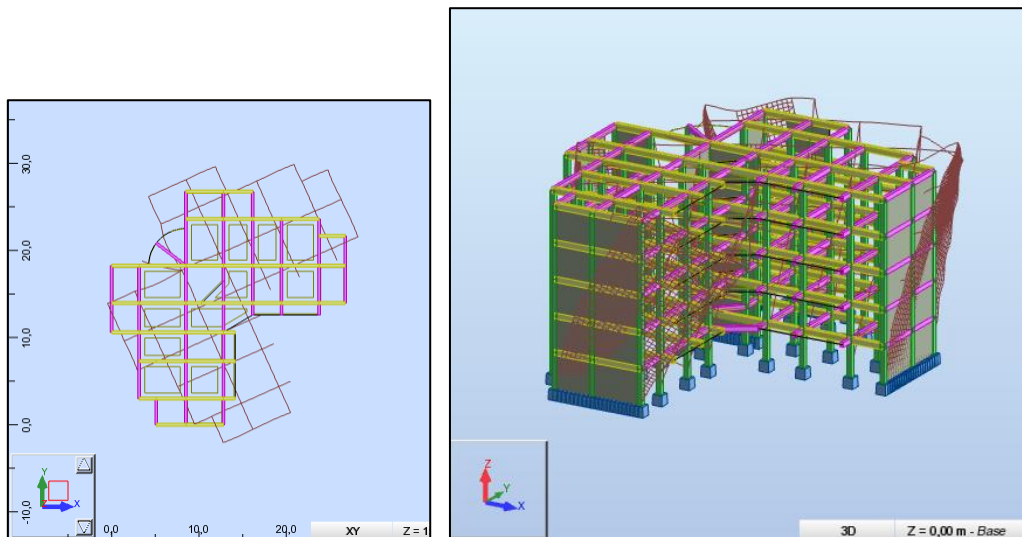
Périodes et facteurs de participation modaux (Zone I).



Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y, $U_x = 0,05\%$, $U_y = 68,83\%$, $U_z = 0,00\%$.



Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X, $U_x = 69,09\%$, $U_y = 0,02\%$, $U_z = 0,00\%$.



Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z, $U_x = 3,72\%$, $U_y = 3,62\%$, $U_z = 0,00\%$.

VII. Vérification de la période :

D'après RPA99/V2003 article 4.2.4, la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$T_{X,Y} = 0,40 \text{ sec}$

- **Pour le sens longitudinal :**

$H_N = 16.00 \text{ m}, d = 27.10 \text{ m}, C_T = 0,05$

Donc : $T_x = 0,28 \text{ sec}$

- **Pour le sens transversal**

$H_N = 16.00 \text{ m}, d = 27.10 \text{ m}, C_T = 0.05$

Donc $T_y = 0,28 \text{ sec}$

Nous avons :

$$\left. \begin{aligned} 1.3 \times T_y &= 1.3 \times 0.28 = 0.36 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},y} = 0.24 \text{ sec.} \\ 1.3 \times T_x &= 1.3 \times 0.28 = 0.36 \text{ sec} \geq T_{\text{dyn},x} = 0.22 \text{ sec.} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

VIII. Vérification de l'excentricité :

A- L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_{x \text{ th}} = X_{cm} - X_{cr} \qquad e_{x \text{ acc}} = 5\% * L_x \qquad e_x = \text{Max} (e_{x \text{ th}} , e_{x \text{ acc}})$$

$$e_{y \text{ th}} = Y_{cm} - Y_{cr} \qquad e_{y \text{ acc}} = 5\% * L_y \qquad e_y = \text{Max} (e_{y \text{ th}} , e_{y \text{ acc}})$$

Avec:

- $e_{x \text{ th}}$: excentricité théorique suivent x.
- $e_{y \text{ th}}$: excentricité théorique suivent y.
- $e_{x \text{ acc}} ; e_{y \text{ acc}}$: excentricité accidentelle suivent x et y respectivement.

On doit avoir :

- $e_x \leq 0,15 L_x$
- $e_y \leq 0,15 L_y$

Niveau	ex th (m)	ey th (m)	ex acc (m)	ey acc (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	4,04	4,04	1,34	1,34	4,04	4,04
ETAGE 1	4,05	4,05	1,34	1,34	4,05	4,05
ETAGE 2	4,05	4,05	1,34	1,34	4,05	4,05
ETAGE 3	4,05	4,05	1,34	1,34	4,05	4,05
ETAGE 4	4,05	4,05	1,34	1,34	4,05	4,05
Lx (m)	0,15Lx (m)	Ly (m)	0,15Ly (m)	ex<0,15Lx	ey<0,15Ly	
27,1	4,07	27,1	4,07	Vérifiée	Vérifiée	
	4,07		4,07	Vérifiée	Vérifiée	
	4,07		4,07	Vérifiée	Vérifiée	
	4,07		4,07	Vérifiée	Vérifiée	
	4,07		4,07	Vérifiée	Vérifiée	

Tableau V-01 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

IX. Vérification de l'action sismique :

Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 (art 4.3.6) :

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalent V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

- Le pourcentage d'amortissement : $\zeta=7\% \Rightarrow \eta = 0,88 > 0,7$
- Le coefficient d'accélération : $A = 0.10$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

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

- **Le coefficient de comportement** : $R = 3,5$ (voiles porteurs, tableau 4.3 RPA99/version2003) :

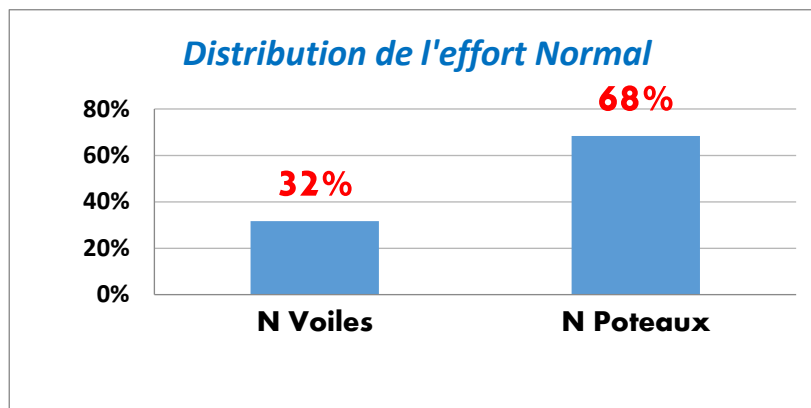
Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

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

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Voiles de contreventement		Poteaux	
Etage	Effort normal	Etage	Effort normal
RDC	-10167,91	RDC	-22640,34
1	-8204,19	1	-17760,97
2	-6208,46	2	-13196,32
3	-4157,3	3	-8687,09
4	-2061,5	4	-4222,5

Tableau V-02 : Distribution de l'effort Normal.



- ✓ Les sollicitations verticales totales de poteau : 68%
- ✓ Les sollicitations verticales totales de voile : 32%
- ✓ Donc : 32% > 20% La condition est vérifiée (R = 3,5).

▪ **La période caractéristique (T₂)** : T₂ = 0,50 sec

- ✓ T₁ = 0.15 (tableau 4.7 RPA99/version 2003).
- ✓ T₂ = 0.50 (site S3).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.30	0.40	0.50	0.70

▪ **Le facteur de qualité** : Q = 1.2 (tableau 4.4 RPA99/v 2003).

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

- La période fondamentale de la structure (T_{x,y}):
 - ✓ La formule empirique : T_{x,y} = 0,40 sec
 - ✓ 1,3T_x = 0,36 sec
 - ✓ 1,3T_y = 0,36 sec
- D_x = 2.20
- D_y = 2.20
- Poids total de la structure : $W = W_{GI} + \beta * W_{OI}$ avec $\beta = 0.2$
 - W(t) = 2155884,40 Kg = 21558,8440 KN

L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente vaut alors :

- Effort tranchant à la base dans le sens x :

$$V_x (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1629,70 \text{ KN}$$

$$0,8 V_x = 1303,76 \text{ KN}$$

- Effort tranchant à la base dans le sens y :

$$V_y (\text{stat}) = A.D.Q.W/R = 1629,70 \text{ KN}$$

$$0,8 V_y = 1303,76 \text{ KN}$$

- V_x (dyn) = 2210,08 KN
- V_y (dyn) = 2238,97 KN

Vérification :

$$V_{dy} \geq 0.80 V_{st}$$

- ✓ Sens X :
 - 2210,08 > 1303,76 **Condition vérifiée**
- ✓ Sens Y :
 - 2238,97 > 1303,76 **Condition vérifiée**

X. Vérification à l'effort normal réduit :

$$V = N_d/B.f_{c28} \leq 0.3$$

- $f_{c28} = 25$ MPa
- B : Section transversale du poteau
- N_d : Effort normal de compression due au séisme RPA (Article 7.1.3.3)

Section	Nu (N)	a (mm)	b (mm)	B (mm ²)	V	Observation
40x40	1141837,3	400	400	160000	0,29	Vérifiée

Tableau V-03 : Vérification à l'effort normal réduit.

XI. Vérification des déplacements :

D'après l'article 4.4.3 du RPA99/v 2003 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 3,5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Niveaux	hk (cm)	Dans le sens X-X			Dans le sens Y-Y		
		dr UX (cm)	1%hk (cm)	Observation	dr UY (cm)	1%hk (cm)	Observation
RDC	306	0,1	3,06	vérifiée	0,1	3,06	vérifiée
ETAGE 1	306	0,2	3,06	vérifiée	0,2	3,06	vérifiée
ETAGE 2	306	0,2	3,06	vérifiée	0,2	3,06	vérifiée
ETAGE 3	306	0,2	3,06	vérifiée	0,2	3,06	vérifiée
ETAGE 4	306	0,2	3,06	vérifiée	0,2	3,06	vérifiée

Tableau V-04 : Déplacements absolus pour sens longitudinal et transversal.

XII. Vérification de renversement :

$$M_s/M_r > 1,5$$

- M_s : Moment stabilisant à la base.
- M_r : Moment renversant (Le moment moteur) à la base dans les directions (X ou Y).

- Coefficient de renversement = 1,5.

SENS-X :

ETAGE	V _x (KN)	F _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	1954,85	112,57	5,06	20393,7	12,09	570	246559	vérifiée
1	1842,28	247,89	8,12			2013		vérifiée
2	1594,39	354,36	11,18			3962		vérifiée
3	1240,03	519,64	14,24			7400		vérifiée
4	720,39	720,39	17,3			12463		vérifiée

Tableau V-05 : Vérification de renversement suivant le sens X.

SENS-Y :

ETAGE	V _y (KN)	F _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
RDC	2238,97	112,57	5,06	20393,7	12,09	678	298971	vérifiée
1	2105,07	247,89	8,12			2283		vérifiée
2	1823,87	354,36	11,18			4474		vérifiée
3	1423,66	519,64	14,24			8420		vérifiée
4	832,38	720,39	17,3			14400		vérifiée

Tableau V-06 : Vérification de renversement suivant le sens Y.

XIII. Justification de l'effet P.Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : **L'article 5.9 du RPA99/version2003 page 37**

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0, 10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k.
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

- Δk : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- h_k : hauteur de l'étage k.

SENS-X :

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θ_k	condition
ETAGE 4	3,06	4384,62	4384,62	720,32	0,30	0,00	0,006	vérifiée
ETAGE 3	3,06	4379,86	8764,48	1239,98	0,50	0,01	0,012	vérifiée
ETAGE 2	3,06	4379,86	13144,33	1594,35	0,50	0,01	0,014	vérifiée
ETAGE 1	3,06	4379,86	17524,19	1842,25	0,50	0,01	0,016	vérifiée
RDC	3,06	4379,86	21904,04	1954,81	0,60	0,01	0,022	vérifiée

Tableau V-07 : Justification de l'effet P. Δ suivant le sens X.**SENS-Y :**

Niveau	h_k (m)	W_k (kN)	P_k (kN)	V_k (kN)	Δk (cm)	Δk (m)	Θ_k	condition
ETAGE 4	3,06	4384,62	4384,62	832,58	0,30	0,00	0,005	vérifiée
ETAGE 3	3,06	4379,86	8764,48	1423,88	0,50	0,01	0,010	vérifiée
ETAGE 2	3,06	4379,86	13144,33	1824,18	0,50	0,01	0,012	vérifiée
ETAGE 1	3,06	4379,86	17524,19	2105,66	0,50	0,01	0,014	vérifiée
RDC	3,06	4379,86	21904,04	2239,78	0,60	0,01	0,019	vérifiée

Tableau V-08 : Justification de l'effet P. Δ suivant le sens Y.**XIV. Conclusion :**

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- Les déplacements relatifs et maximales sont vérifiés.
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié.
- La stabilité au renversement est vérifiée.
- La justification vis-à-vis à l'effet **P- Δ** est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Etude des éléments principaux

I. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

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

II. Calcul du ferrailage des poutres principales (35x50)cm :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

1. Calcul de la section d'armatures :

❖ Armatures longitudinales :

Condition de non fragilité(BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} \right)$$

Condition exigée par RPA99 (RPA99/version 2003 articles 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de : $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$ (en toute section)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max} = 4\%b.h$ (en zone courante).

$A_{\max} = 6\%b.h$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement et de : $40\varnothing l$ en zone I.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les Poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales :

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t.\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_i; 30cm \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

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

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1,00$$

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

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

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

❖ **Exemple de calcul :**

- Calculer le ferrailage de la poutre du plancher terrasse.

Caractéristique mécanique des matériaux:

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348

Tableau VI-1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99 Version 2003 :**

1. **Armatures minimales:**

$$A_{\min} = 0,5 \% b.h$$

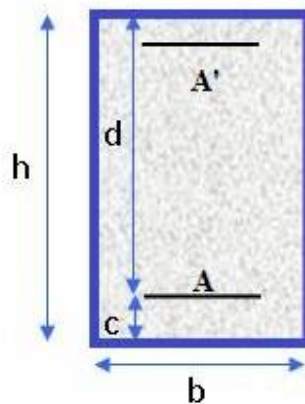
$$A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 50 = 8,75 \text{ cm}^2$$

2. **Armatures maximales :**

$$A_{\max} = 4\% b.h = 0,04 \times 30 \times 40 = 70 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 4\% b.h = 0,06 \times 30 \times 40 = 105 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**



Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 35 \cdot 50 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

- **Ferrailage en travée :**

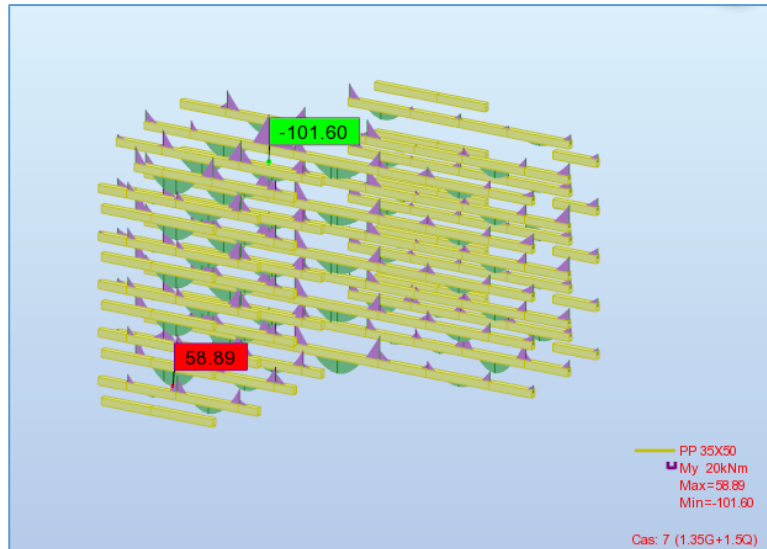


Figure VI-1 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELU.

$$M_{T,ELU} = 58,89 \text{ KN.m} = 58,89 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{58,89 \times 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,35 \cdot 0,47^2} = 0,054$$

$$\mu = 0,054 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,069 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{\text{cal-tra}} = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{58,89 \times 10^3}{348 \cdot 0,972 \cdot 47} = 3,7 \text{ cm}^2.$$

- **Ferrailage sur appui :**

$$M_{u,appui} = 101,60 \text{ KN.m} = 101,60 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{101,60 \times 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,35 \cdot 0,47^2} = 0,093$$

$$\mu = 0,093 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,122 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,951.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{cal-app} = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101,60 \times 10^3}{348 \cdot 0,951 \cdot 47} = 6,53 \text{ cm}^2.$$

Détermination des armatures :

- En travée : $A_t = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal-tra}) = 8,75 \text{ cm}^2.$
- Sur appui : $A_a = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal-app}) = 8,75 \text{ cm}^2.$

Choix des armatures :

- Le choix des armatures en travée : « A = 3HA14 FILANTE + 3HA14 RENFORT » de section 10,05 cm².
- Le choix des armatures sur appuis : « A = 3HA14 FILANTE + 3HA14 RENFORT » de section 10,05 cm².

Vérification des contraintes à L'ELS :

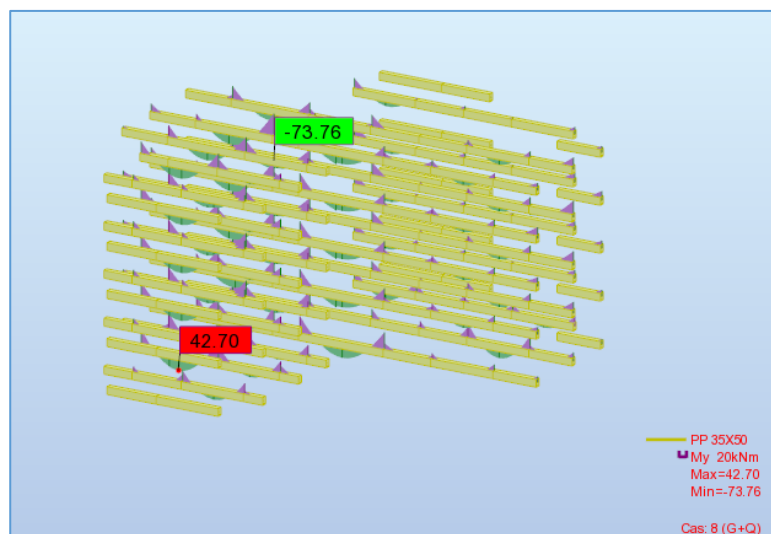


Figure VI-2 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres principales à L'ELS.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm ²)	As' (cm ²)
en travée	42,70	35	50	47	3	15	2,66	0
Sur appuis	73,76	35	50	47	3	15	4,60	0

Tableau VI-2 : Données de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')^2$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
en travée	12,22	231622,708	0,421	5,15	15	C-V
Sur appuis	14,44	166568,966	0,580	8,38	15	C-V

Tableau VI-3 : Vérification d'état limite de compression de béton.

Vérification au cisaillement : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

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

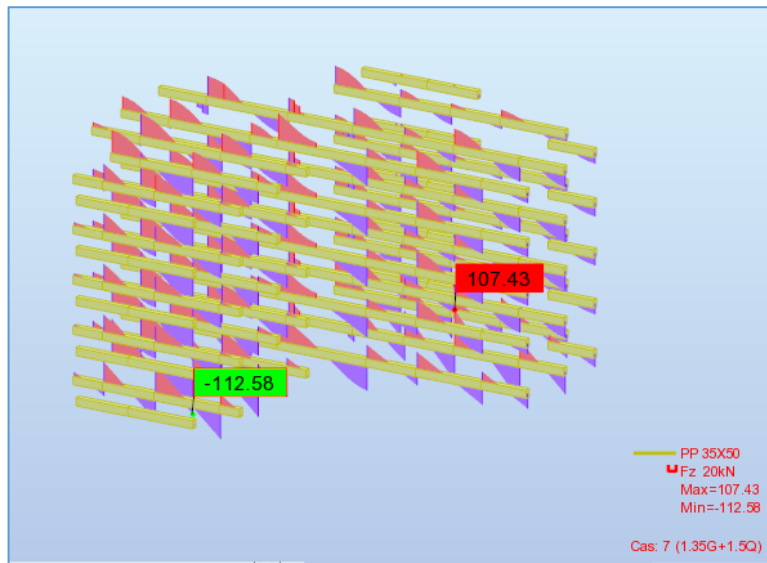


Figure VI-3 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres principales à L'ELU.

$$T_{u,max} = 112,58 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,5 ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{112,58 \cdot 10^3}{350,470} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre \emptyset_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

\emptyset_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\emptyset_t,max \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{500}{35} ; \emptyset_l ; \frac{350}{10} \right) = \min (14,29; \emptyset_l ; 35) = 16 \text{ mm.}$$

On prend : $\emptyset_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :

- $St1.max = \min (0,9d; 40cm) = \min (42,3; 40cm) = 42.3 \text{ cm.}$
- $St.2 \leq \frac{A_t.F_e}{0,4.b_0} = \frac{2,01.235}{0,4.35} = 33,74 \text{ cm.}$

Selon le RPA 99 Version 2003 :

- Zone nodale :

$$S_{t,max} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30cm \right) = 12,5 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t,max} \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm.}$$

Armatures minimales :

$$A_{t,min} = 0,003.S.b$$

- Zone nodale :

$$A_{t,min} = 0,003.10.35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A_{t,min} = 0,003.15.35 = 1,58 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

- Zone nodale :

$$A = n.\phi_t = 4. \phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,05 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A = n.\phi_t = 4.\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,58 \text{ cm}^2$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$St = 10cm.$$

$$L' = 2.h = 2 * 0,50 = 1 \text{ m.}$$

$$A_t = n.\phi_t = 8 * \phi_8 = 6,4 \text{ cm}^2.$$

[8 (cadre + étrier) pour 1m]

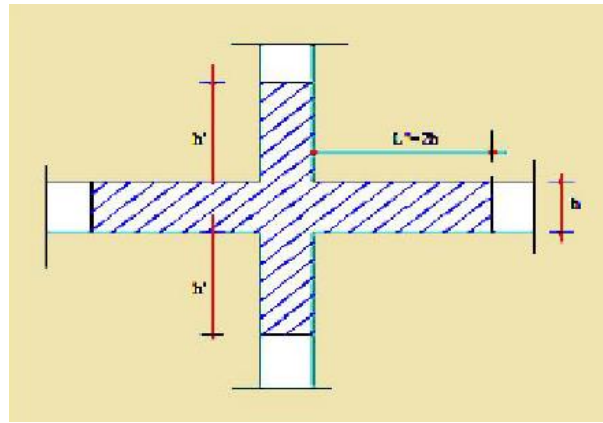


Schéma de ferrailage :

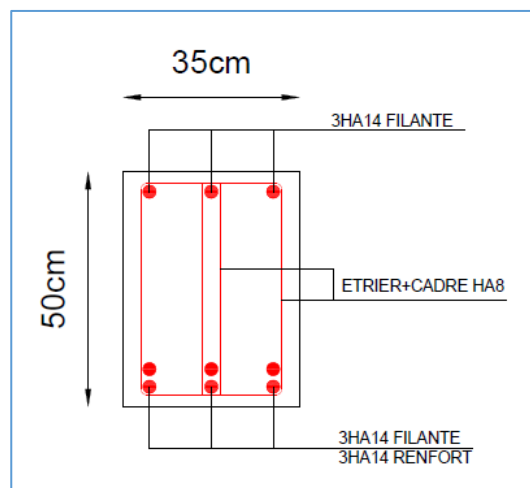


Figure VI-4 : Ferrailage des poutres principales en travée.

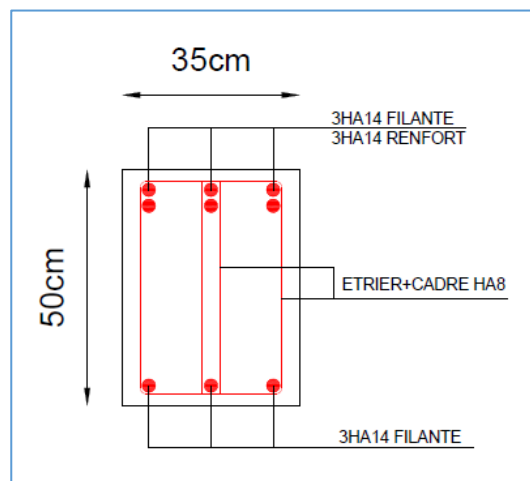


Figure VI-5 : Ferrailage des poutres principales sur appui.

III. Calcul du ferrailage des poutres secondaires (30X40)cm :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les planchers aux poteaux. Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Calcul de la section d'armatures

A) Etat limite ultime (E.L.U) :

❖ Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} \right)$$

Condition exigée par RPA99 (RPA99/version 2003 articles 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinales sur toute la longueur de la poutre est de : **$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$** (en toute section)
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h$ (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement et de : **$40\varnothing_1$ en zone IIa.**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les Poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à **90°** .

❖ Armatures transversales :

D'après le RPA 99 Article (7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t.\min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

- Zone nodale et en travée :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30cm \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$St' \leq \frac{h}{2}$$

Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

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

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1,00$$

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

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

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

❖ Exemple de calcul :

- Calculer le ferrailage de la poutre du plancher terrasse.

Caractéristique mécanique des matériaux:

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348

Etat limite ultime :

- ♦ Calcul des armatures longitudinales selon le RPA99 Version 2003 :

3. Armatures minimales:

$$A_{\min} = 0,5 \% b.h$$

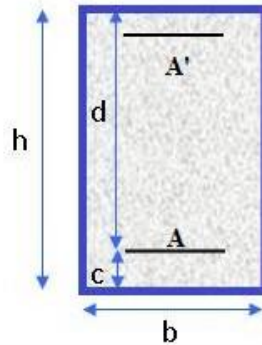
$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

4. Armatures maximales :

$$A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**



Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

• **Ferrailage en travée :**

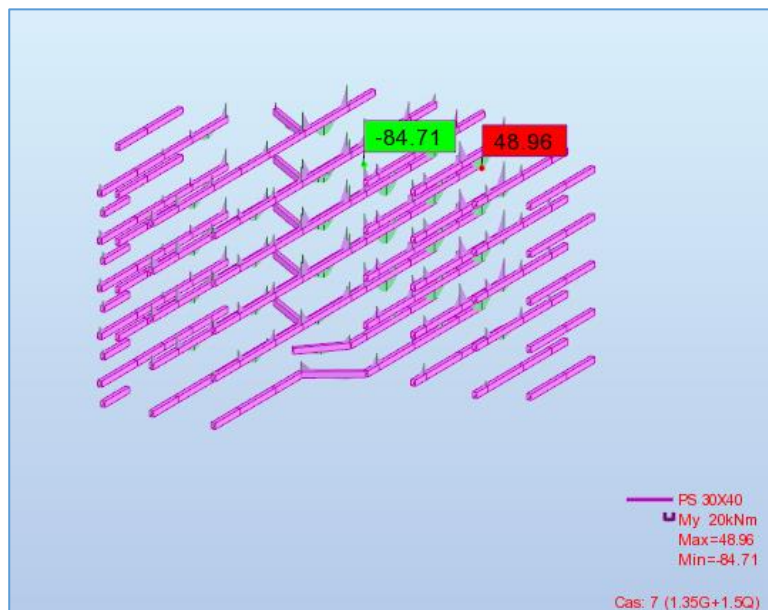


Figure VI-6 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à L'ELU.

$$M_{T,ELU} = 48,96 \text{ KN.m} = 48,96 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{48,96 \times 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,3 \cdot 0,37^2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,109 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,956.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{cal-tra} = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{48,96 \times 10^3}{348 \cdot 0,956 \cdot 37} = \mathbf{3,98 \text{ cm}^2}$$

- **Ferraillage sur appui :**

$$M_{u,appui} = \mathbf{84,71 \text{ KN.m}} = 84,71 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul des moments réduits :

$$\mu = \frac{M_{tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{84,71 \times 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,3 \cdot 0,37^2} = 0,145$$

$$\mu = 0,145 \leq \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon > 1000\varepsilon \Rightarrow \sigma = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,196 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922.$$

- **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{cal-app} = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{84,71 \times 10^3}{348 \cdot 0,922 \cdot 37} = \mathbf{7,14 \text{ cm}^2}.$$

Détermination des armatures :

- En travée : $A_t = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal-tra}) = \mathbf{6 \text{ cm}^2}.$
- Sur appui : $A_t = \max(A_{min.BAEL} ; A_{min.RPA} ; A_{cal-app}) = \mathbf{7,14 \text{ cm}^2}.$

Choix des armatures :

- Le choix des armatures en travée : « A = 3HA16 FILANTE » de section 6,03 cm².
- Le choix des armatures sur appuis : « A = 3HA16 FILANTE + 2HA14 RENFORT » de section 9,11 cm².

Vérification des contraintes à L'ELS :

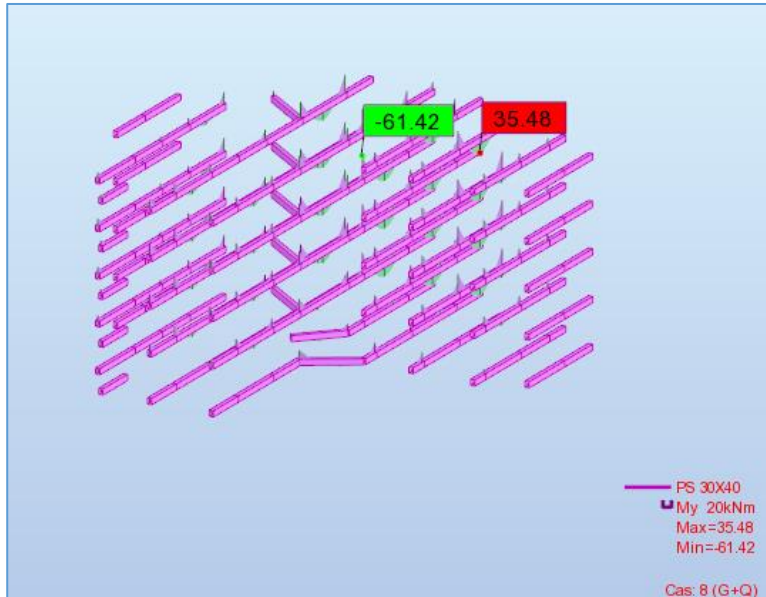


Figure VI-7 : Résultats des moments fléchissant pour les poutres secondaires à L'ELU.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé préjudiciable.

	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	As (cm²)	As' (cm²)
en travée	35,48	30	40	37	3	15	2,84	0
Sur appuis	61,42	30	40	37	3	15	4,91	0

Tableau VI-4 : Donnés de vérification a l'ELS.

♦ **Position de l'axe neutre :**

C'est la solution y positive de l'équation : $by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(A_s d - A'_s d') = 0$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s (d - y)^2 + nA'_s (y - d')$$

♦ **Etat limite de compression de béton : (A.4.5.2 du BAEL)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = K * y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$$

	y (cm)	I (cm)	K (KN/cm ³)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
en travée	11,33	69977,8954	0,509	5,77	15	C-V
Sur appuis	15,28	98996,759	0,579	8,85	15	C-V

Tableau VI-5 : Vérification d'état limite de compression de béton.

Vérification au cisaillement : cas de fissurations préjudiciables selon article (A.5.1.2.1.1 du BAEL 91 modifiée 99) et (A.5.1.2.1.1 du CBA93) :

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

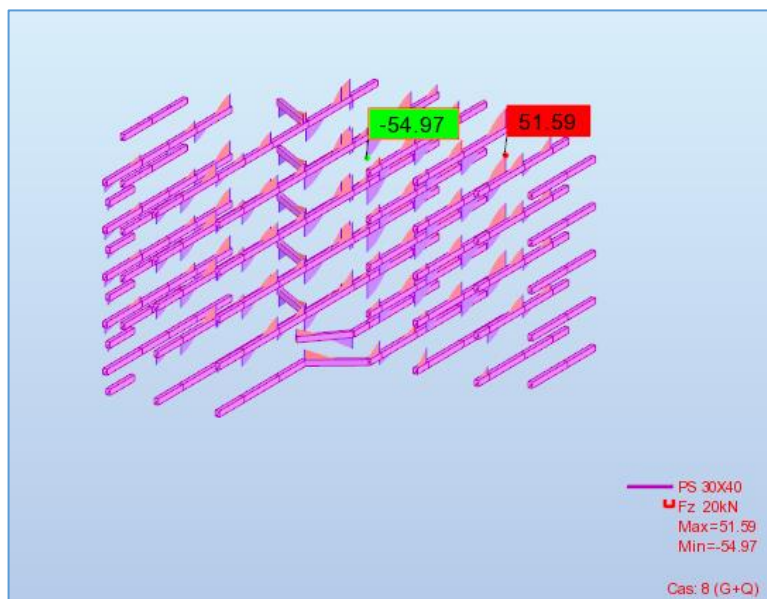


Figure VI-8 : Résultats des efforts tranchants pour les poutres secondaires à L'ELU.

$$T_{u,max} = 51,97 \text{ KN}$$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (2,5 ; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{51,97 \cdot 10^3}{300 \cdot 370} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ad} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre \emptyset_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

\emptyset_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\emptyset_{t,max} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35} ; \emptyset_l ; \frac{300}{10} \right) = \min (11,43 ; 16 ; 30) = 11,43 \text{ mm.}$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales (les cadres) :

Selon BAEL 91 modifiée 99 et (CBA A.5.1.2.3) :

- $St_{1,max} = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (28,8 ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm.}$
- $St_{2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm.}$

Selon le RPA 99 Version 2003 :

- Zone nodale :

$$S_{t,max} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm.}$$

$$S_t = 8 \text{ cm.}$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$S'_{t,max} \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm.}$$

Armatures minimales :

$$A_{t.min} = 0,003.S.b$$

- Zone nodale :

$$A_{t.min} = 0,003.10.30 = \mathbf{0,90 \text{ cm}^2}$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A_{t.min} = 0,003.15.30 = \mathbf{1,35 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures :

- Zone nodale :

$$A = n.\text{Ø}t = 4. \text{Ø}_8 = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} > 0,90 \text{ cm}^2$$

- En dehors de la Zone nodale :

$$A = n.\text{Ø}t = 4.\text{Ø}_8 = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} > 1,35 \text{ cm}^2$$

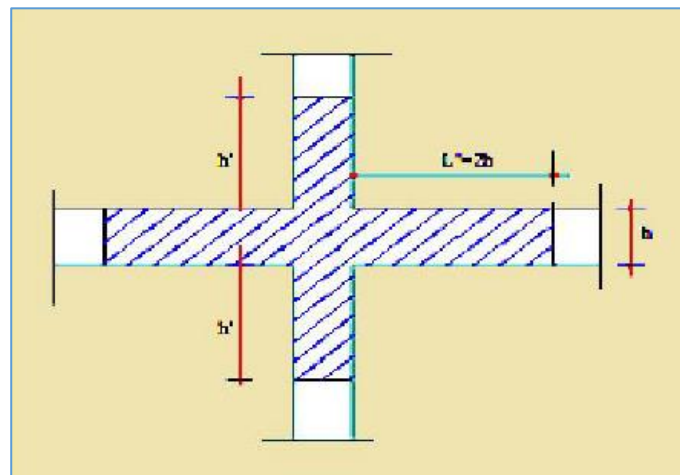
Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$St = 10\text{cm.}$$

$$L' = 2.h = 2 \cdot 0,40 = 0,80 \text{ m.}$$

$$A_t = n.\text{Ø}t = 8 \cdot \text{Ø}_8 = 4,02 \text{ cm}^2.$$

[8 (cadre + étrier) pour 0,80m]

**Schéma de ferrailage :**

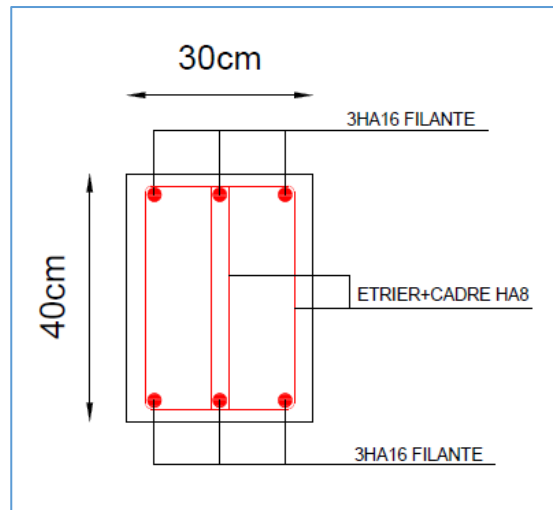


Figure VI-9 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

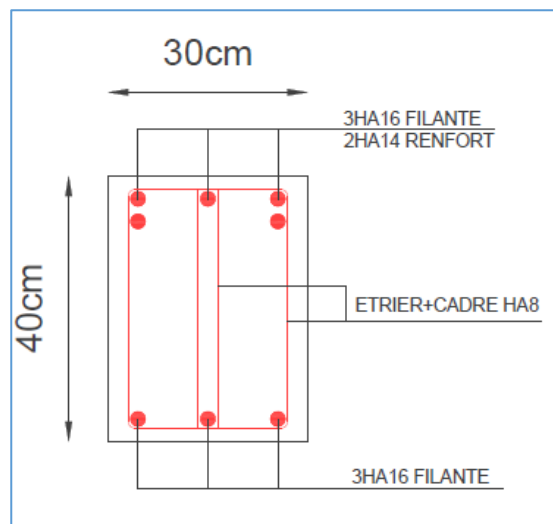


Figure VI-10 : Ferrailage des poutres secondaires sur appui.

IV. Calcul du ferrailage des poteaux :

❖ Introduction :

Le poteau est un élément vertical, il transmet les efforts (G et Q) aux fondations. Sa section est soumise à la compression simple sous un effort normal.

On constate généralement deux types de comportement pour les poteaux : La compression simple et la flexion composée :

- Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

- Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :
 - Soit un effort normal N et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton seul.
 - Soit un effort normal N excentré de $e_0 = M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de N est appelé le centre de Pression.

Une section soumise à la compression simple est une :

- Section entièrement comprimée SEC.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

❖ Dimensionnement du poteau :

Vérification à la compression (article 7-4-3 RPA99/V2003)

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

$$v = \frac{N_u}{B_c F_{c28}} \leq 0,3$$

Où

- N_u : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est la section brute du poteau.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

❖ Exemple : (poteau 40 x 40 cm²) :

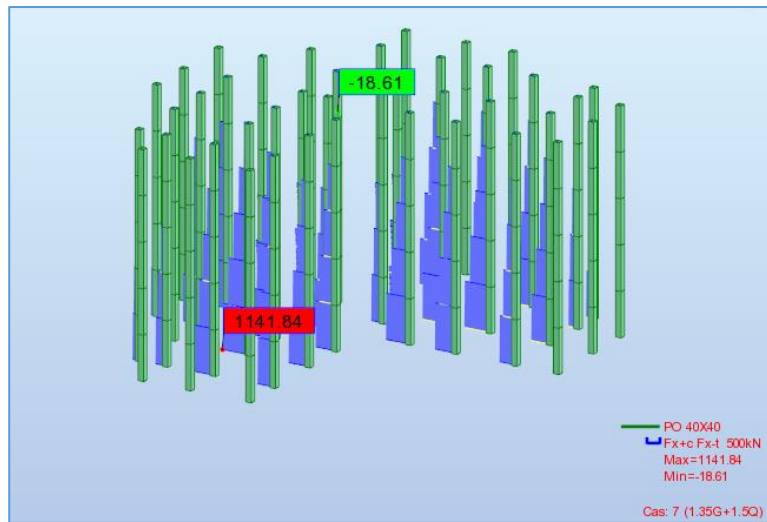


Figure VI-11 : Résultats des efforts normaux pour les poteaux à L'ELU.

$$v = \frac{N_u}{B_c \cdot F_{c28}} = \frac{1141,84 \cdot 10^3}{(400 \cdot 400) \cdot 25} = 0,28 < 0,3 \dots\dots\dots C.V$$

a) Section des armatures longitudinales :

- Le calcul sera à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT BA.
- Le tableau suivant regroupe Les valeurs de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz) suivant la combinaison la plus défavorable :

Combinaison	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1125.62	-22.51	-22.51
ACC	824.11	-5.66	-0.29

Tableau VI-6 : Résultats de l'effort normal N et les valeurs correspondantes du moment fléchissant (My et Mz)

- Selon RPA 99 : « Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. »
- Le calcul sera en flexion déviée composée.
- Conditions de fissuration: préjudiciable
- Classe C20/25

- F_{c28} : 25 MPA
- Type d'acier : haute adhérence
- F_e : 400 MPA

Le tableau suivant regroupe les résultats des section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons :

poteau	Combinaison	A_s (cm ²)
40x40	ELU	6,4
	ACC	6,4

Tableau VI-7 : résultats des section d'armature calculée pour les poteaux.

b) Vérification selon BAEL :

$$A_{min} \leq A_s \leq A_{max}$$

- $A_{min} = \max(0,2\%B ; 4.U) = \max(3,2 \text{ cm}^2 ; 6,4 \text{ cm}^2) = 6,4 \text{ cm}^2$

U : périmètre de la section du poteau en mètre.

- $A_{max} = 5\%B = 80 \text{ cm}^2$

Donc : $A_{min} = 6,4 \text{ cm}^2 \leq A_s = 6,4 \text{ cm}^2 < A_{max} = 80 \text{ cm}^2$

donc on prend : $A_s = A_{min} = 6,4 \text{ cm}^2$

c) Vérification selon RPA :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :

$$A_{min} = 0,7 \% b.h \text{ (zone I)} = 0,7/100 * 40 * 40 = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,4 \text{ cm}^2 < A_{min} = 11,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on prend : $A_s = 11,2 \text{ cm}^2$.

- Leur pourcentage maximal sera de :

$$A_{max} = 4\% bh = 4 * 40 * 40 / 100 = 64 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{max} = 6\% bh = 6 * 40 * 40 / 100 = 96 \text{ cm}^2 \text{ (zone recouvrement)} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le diamètre minimum est de 16mm.

Donc on choisit : $A_s = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale des recouvrements est de :

$40 \phi = 40 * 1,6 = 64 \text{ cm}$ (zone I)

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm (zone I)

d) Armature transversale : (RPA99/version2003)

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec

- h_1 hauteur totale de la section brute.
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- St est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

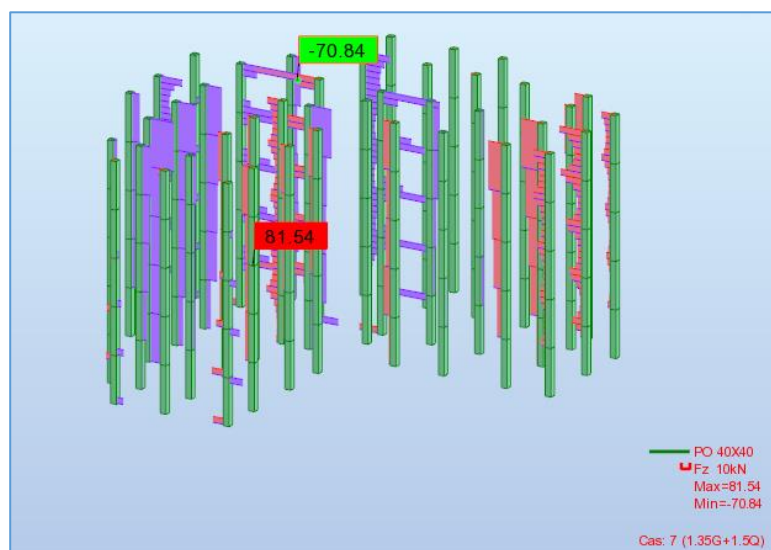


Figure VI-12 : Résultats des efforts tranchants pour les poteaux à L'ELU.

V_u est l'effort tranchant de calcul = **81,54 KN**.

e) L'espacement des armatures transversales exigé par RPA 99 :

Zone nodale

- $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$ en zone I

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

Zone courante

- $S_t' \leq 15\phi_1$ en zone I

On prend : $S_t' = 15\text{cm}$

Coefficient correcteur ρ

On a : $\lambda = \frac{0,7*3,06}{0,40} = 5,35$

Alors: $\lambda \geq 5 \Rightarrow \rho = 2,5$

$$A_t = \frac{2,5*81,54*15}{40*235} * 10 = 3,3\text{ cm}^2$$

f) Disposition du ferrailage :

Comme nous venons de le voir, il faut remarquer que les poteaux en béton armé comportent deux types de ferrailage :

- Le ferrailage longitudinales, barre verticales disposées le long de l'axe du poteau.
- Des armatures transversales (cadres) régulièrement espacées tout le long du poteau.

Sur la figure suivante on représente le ferrailage du poteau central en béton armé.

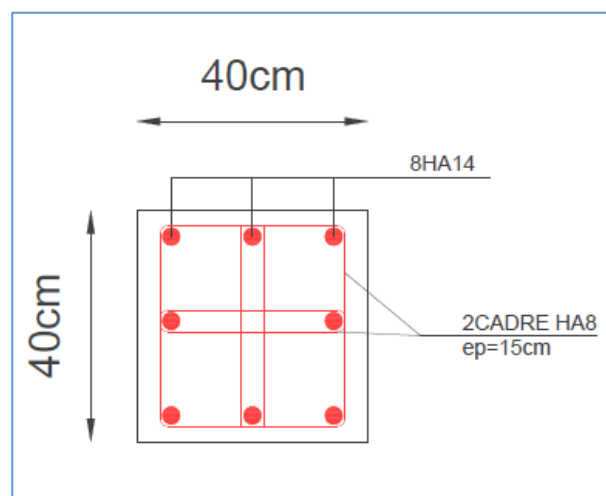


Figure VI-13: Ferrailage des poteaux.

V. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA.93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

❖ Voiles pleins :

Armature verticale :

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontal de béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement de signe du moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armature Horizontale :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ (Art 7.7.4.2).
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 (Article 7.7.4.3 RPA) préconise les règles suivantes :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures horizontales et verticales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - En zone courante égale à 0,10%
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - $S \leq 30cm$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

combinaisons possibles des charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dues au moment de renversement.

Combinaison de charge :

Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

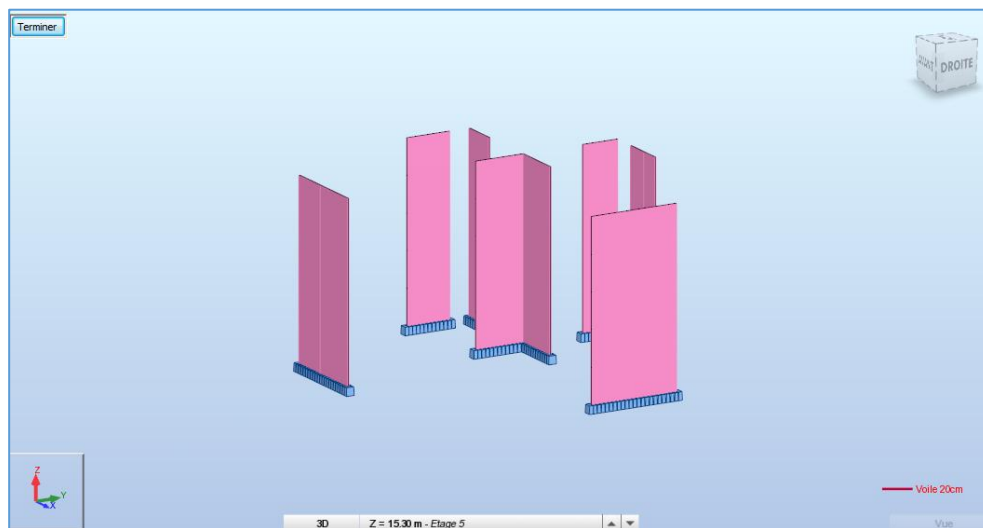


Figure VI-14 : Disposition des voiles de contreventement.

Ferraillage vertical :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier- Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : 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 trois cas :

- Premier 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 ($A_{min} = 0,2 \% \cdot e \cdot L$).

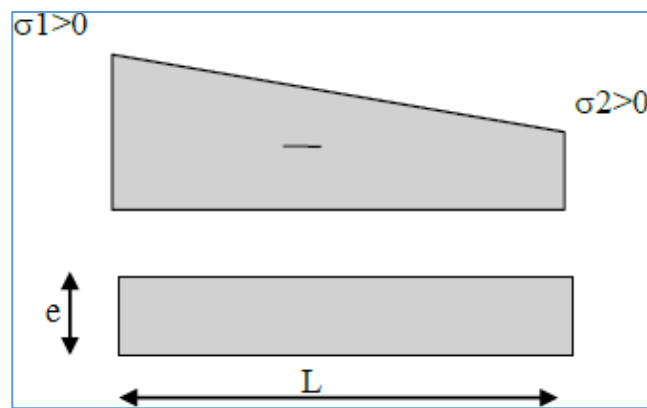


Figure VI-15 : 1er cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$.

- Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule la résultante des efforts de traction :

$$F_t = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} L \cdot e$$

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L$ On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% \cdot e \cdot L$ On ferraille avec A_v

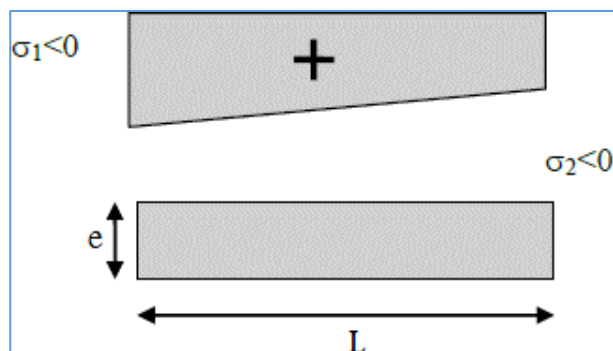


Figure VI-16 : 2^{ème} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$.

- Troisième cas : (σ_1, σ_2) sont de signes différents :

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule la résultante des efforts de traction :

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{(\sigma_1 + \sigma_2)} \right)$$

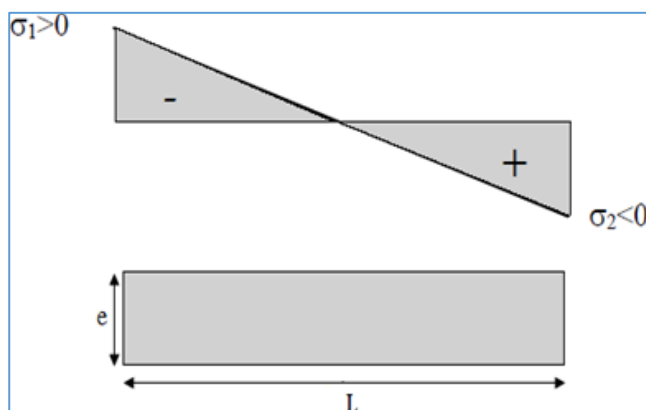


Figure VI-17 : 3^{ème} cas.

❖ Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé du voile ($l = 4.30\text{m}$, $e = 0,20\text{m}$) du RDC :

- Détermination des sollicitations : (situation accidentelle)

$$M = 844.36 \text{ KN.m}, N = 1717.19 \text{ KN}, T = 291.24 \text{ KN}$$

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 4,30\text{m}; e = 0,20\text{m}; \Omega = 0,86\text{m}^2; V = \frac{L}{2} = 2,15\text{m}; I = \frac{e \cdot L^3}{12} = 1.325 \text{ m}^4$$

A. Armatures verticales :

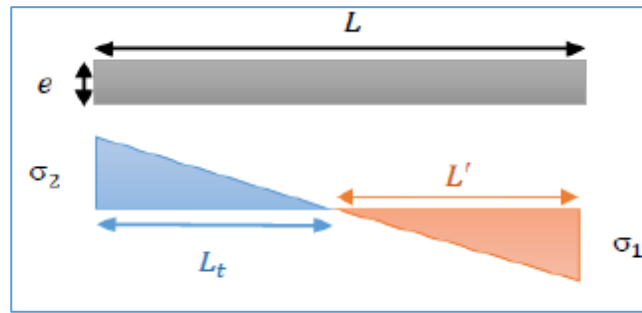


Figure VI-18 : diagramme de répartition des contraintes σ_1, σ_2 .

- $\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} = -1.57 \text{ MPa}$
- $\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} = 2.42 \text{ MPa}$

σ_1, σ_2 Sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

- **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_2 + \sigma_1} \right)$$

$$L_t = 2,89 \text{ m}$$

- **La force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} \cdot L_t \cdot e$$

$$F_t = -453,73 \text{ KN}$$

- **Section d'armature :**

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} ; \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = 13,03 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0.2\% \cdot e \cdot L_t = 11.56 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0.1\% . e . L = 5.78 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) :

$$A_{\min} = 0.15\% . e . L = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max (A_{vt} ; A_{RPA}) = 13.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_{sv} \cdot L}{L_t}$$

$$A_s = 19,38 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$St \leq (1.5e; 30) \text{ cm}$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S\alpha = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm Dans la zone d'about } \left(\frac{L}{10}\right).$$

Choix de barres :

$$A_{adopté} = 13\emptyset 14 = 20.01 \text{ cm}^2$$

B. Ferrailage Horizontal :

Vérification des voiles a l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003). La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e . d}$$

- T : Effort tranchant à la base du voile.
- e : Épaisseur du voile.
- d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (7.7.2 des RPA 99/Version 2003). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots CV$$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (A.5.1.2.3 de CBA 93) La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K)}{0,9f_e}$$

- $K = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $K = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $K = \frac{1 + \sigma_{cm}}{F_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $K = \frac{1 + \sigma_{tm}}{F_{c28}}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm}, σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenue en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- 0,10 % : dans les sections courantes.

Exemple d'application :

On prend comme exemple le voile ($L = 4.30$ m, $e = 0,20$ m) du RDC :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e \cdot d} = 1.4 \frac{291,24}{0,20 * 0,9 * 4,30} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 F_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots\dots CV$$

Dans notre cas $k = 0$ (cas de reprise de bétonnage) donc :

$$\frac{A_t}{e \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u}{0,9f_e}$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

- $S_t \leq (1.5e; 30) \text{ cm}$

- Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,53 \cdot 200 \cdot 200}{0.9 \cdot 400}$$

$$A_t \geq 0,59 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales (A_{tmin}) :

- $A_{tmin} = 0.15\% \cdot e \cdot h = 3 \text{ cm}^2$ Globalement dans la section des voiles.
- $A_{tmin} = 0.1\% \cdot e \cdot h = 2 \text{ cm}^2$ Dans les sections courantes.

Choix des barres :

Pour les résultants des ferraillements horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

	h (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (cm)	A_t (cm ²)	A_{tmin} (cm ²)	Choix des barres
Voile	1	291,24	0,53	5	C.V.	20	0,59	3	$5\phi 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

Tableau VI-8 : Résultats du ferraillement vertical des voiles.

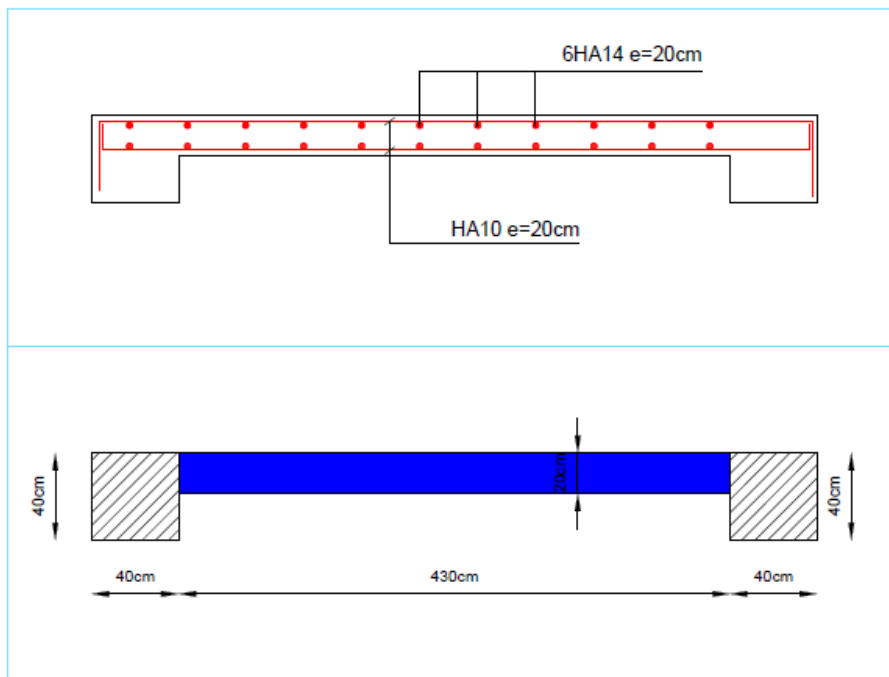


Figure VI-19 : Ferraillement de voile.

VI. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Chapitre VII

Etude des fondations

I. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

II. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable. L'étude géotechnique du sol a donné une contrainte admissible 1.5 bars.

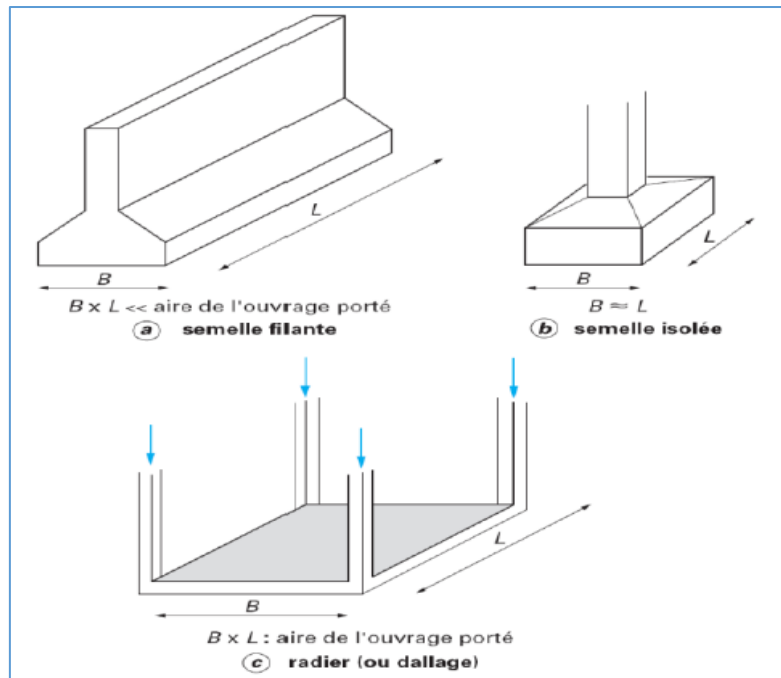


Figure VII-1 : Les types des fondations.

III. Radier :

Le type de fondation préconisé pour notre structure est **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

A. Calcul radier :

- Le premier système de fondation est constitué d'un radier nervure, le modèle de calcul est « coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel robot structural analyses.
- Le radier est calculé comme une dalle pleine nervurée renversée appuyée sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction $K_z = 27\,000 \text{ KN/m}^3$ (pour un sol de densité faible : $K = 27 \text{ MN/m}^3$, HENRY THONIER, Conception et calcul des structures de bâtiment, tableau de page 200).

B. Prédimensionnement :

Pour des raison pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

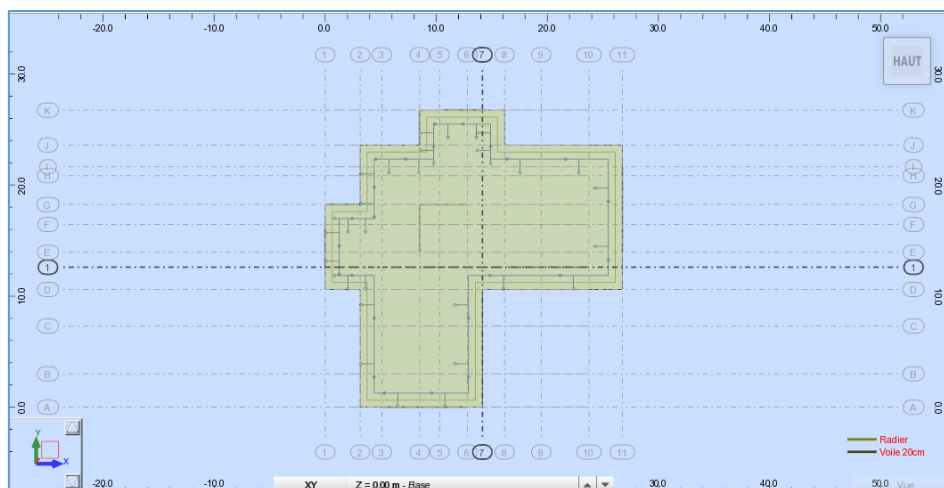


Figure VII-2 : vue en plan de radier.

C. Hauteur du radier :

Le prédimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité.

Sous réserve de deux autres conditions :

- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

1. Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

L = 5,85 m,

$$73,12 \text{ cm} \leq h \leq 117 \text{ cm}$$

On prend : h = 100 cm.

2. Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- **K** : coefficient d'élasticité du sol.
- **E** : module de Young du béton ($3,2 \cdot 10^4$ MPa).
- **I** : moment d'inertie du radier.
- **b** : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas : $b = 4,90$ m.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3.K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 10}{3,2 \cdot 10^4} \left(\frac{2 \cdot 5,85}{3,14}\right)^4} = 0,56 \text{ m}$$

On prend : $h = 60$ cm.

Alors on adopte : la hauteur totale du radier $h = 100$ cm.

D. La hauteur des nervures :

$$h_n = \frac{L}{10} = \frac{585}{10} = 58,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 60$ cm

E. Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{585}{20} = 29,25 \text{ cm}$$

On prend : $e = 40$ cm

F. Données relatives aux matériaux, chargement :

Données du béton		Données du béton	
F_{c28} (MPa)	25	Contrainte du sol (Kg/cm ²)	2,0
F_c (MPa)	400		
Densité du béton (KN/m ³)	25		

Tableau VII-1 : Données relatives aux matériaux, chargement.

Données du radier		Coefficient de raideur du sol	
Surface (m ²)	471,59	K _z (KN/m ³)	27000
Epaisseur du radier (m)	1,00		
Distance maximale entre deux éléments porteurs (m)	5,85		
Module de Young (KN/m ²)	32000000	Surcharge d'exploitation (KN/m ²)	1,5

Tableau VII-2 : Données relatives au radier.

G. Radier sans nervures :

Vérification des contraintes dans le sol :

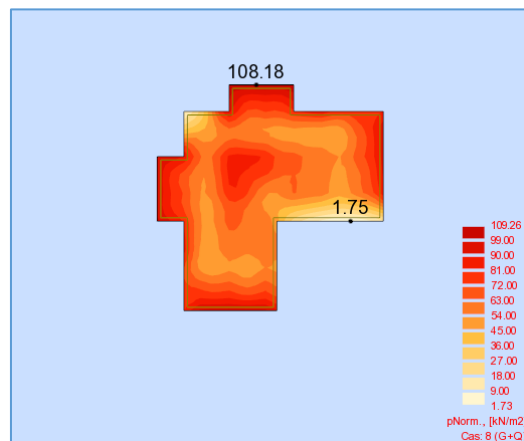


Figure VII-3 : Distribution des contraintes à L'ELS

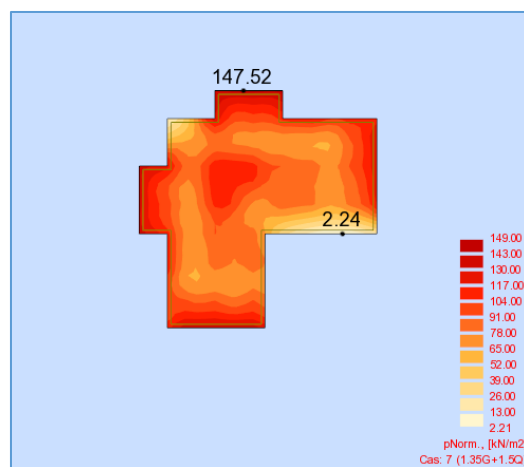


Figure VII-4 : Distribution des contraintes à L'ELU

Vérification de contrainte moyenne

À L'ELS :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0,82 \text{ bar} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2,0 \text{ bar} \quad \text{C.V.}$$

À L'ELU :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 1,11 \text{ bar} \leq 1,5^* \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 3 \text{ bar} \quad \text{C.V.}$$

Vérification de non poinçonnement du radier :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $U_c = 2x(a+h) + 2x(b+h)$
- P_u : la charge à L'ELU
- a,b : dimensions du poteau
- h : hauteur totale du radier.
- $F_{c28} = 25 \text{ MPa} = 25 \text{ N/mm}^2 = 0,0025 \text{ T/mm}^2$.
- $\gamma_b = 1,5$.

Impact du poteau sur la dalle du radier :

Poteau du centre (30cmx60cm)		Condition
P_u	126.19 t	C.N.V
A	0,40 m	
B	0,40 m	
H	0,40 m	
U_c	3,2 m	
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \cdot 10^6$	96 t	
Contrainte de cisaillement $\tau = P_u / (h \times U_c)$	98,59 t/m ²	C.N.V
Contrainte de cisaillement maximale $\tau = 0,045 \times F_{c28} / \gamma_b$	75 t/m ²	

Tableau VII-3 : Vérification de non poinçonnement du radier sans nervure.

Note : la Vérification de non poinçonnement du radier n'es pas vérifier, on doit adopter un **radier avec nervure :**

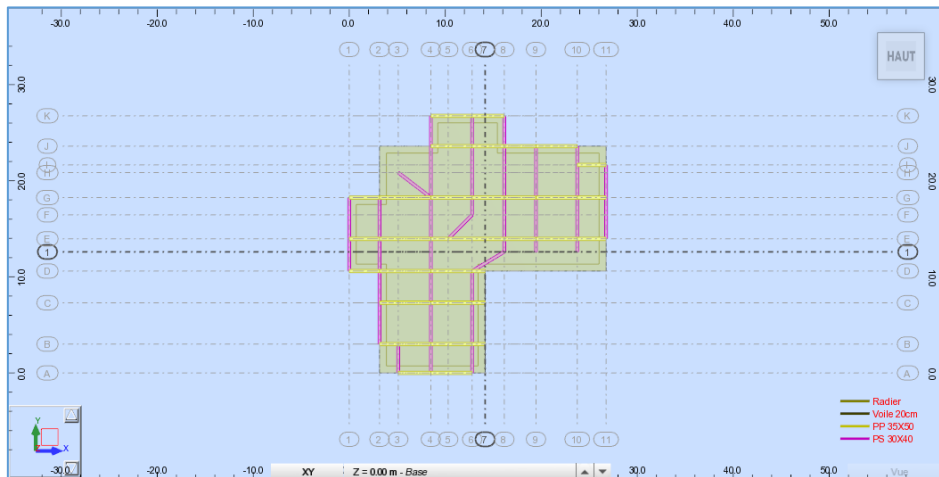
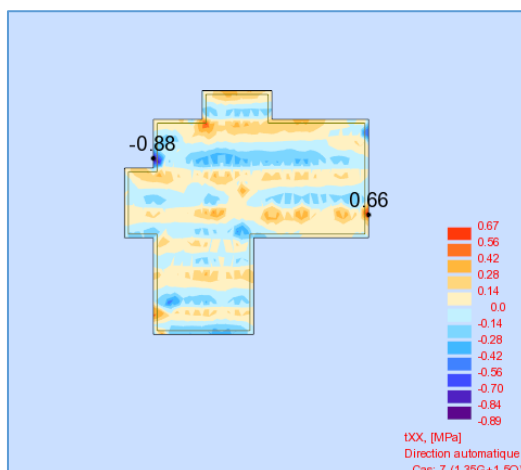
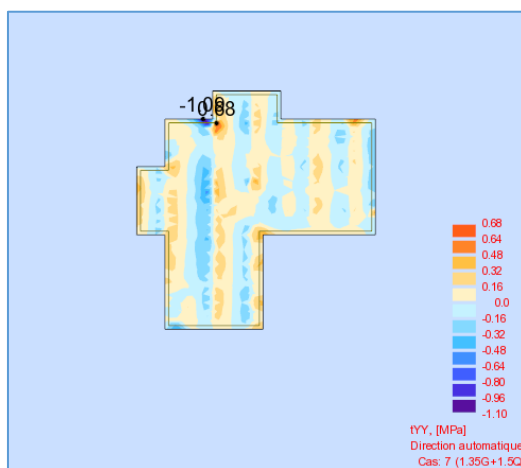


Figure VII-5 : Vue en plan du radier nervuré.

Poteau du centre (30cmx60cm)		Condition
P_u	128.43 t	C.V.
A	0,40 m	
B	0,40 m	
H	1,0 m	
U_c	5,6 m	
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} 10^6$	420 t	C.V.
Contrainte de cisaillement $\tau = P_u / (hx U_c)$	22,93 t /m ²	
Contrainte de cisaillement maximale $\tau = 0,045 \times F_{c28} / \gamma_b$	75 t/m ²	

Tableau VII-4 : Vérification de non poinçonnement du radier nervuré.

Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes à E.L.U (BAEL A.5.2.2) :Figure VII-6 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx} Figure VII-7 : Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}

Niveau	Contrainte de cisaillement τ_u (MPa)	Vérification $\tau_u \leq 0,05 F_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$
Radier général (x-x)	0,88	Condition vérifiée
Radier général (y-y)	1,10	Condition vérifiée

Tableau VII-5 : Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes à E.L.U.

Ferrailage du radier :**1. CALCUL A L'AIDE DE LOGICIEL EXPERT BA :**Sollicitation du calcul ($M < 0$ tend les fibres inférieur)

	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-213,87	93,16	-156,84	68,12	-48,85	138,68

Tableau VII-6 : récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m/m).

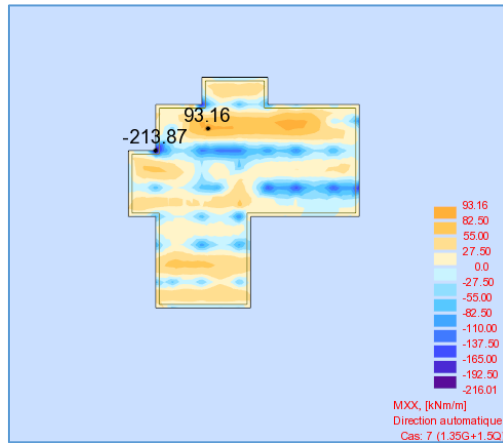


Figure VII-8 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELU

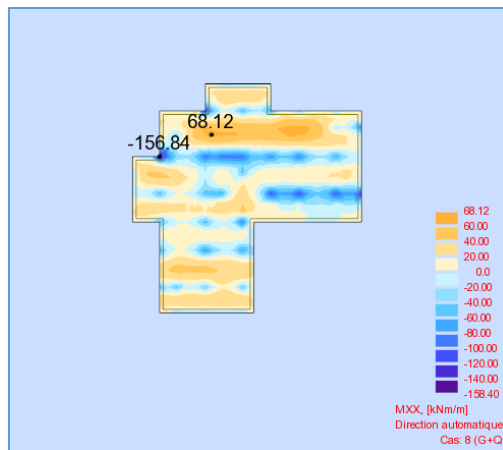


Figure VII-9 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELS

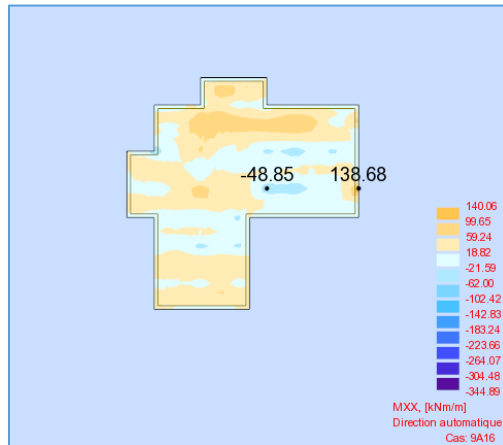


Figure VII-10 : Distribution des moments fléchissant M_{xx} à L'ELA

Sollicitation du calcul ($M < 0$ tend les fibres inférieure)

	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	-247,98	86,55	-181,68	63,14	-77,27	87,36

Tableau VII-7 : récapitulatif des moments M_{yy} (KN.m/m).

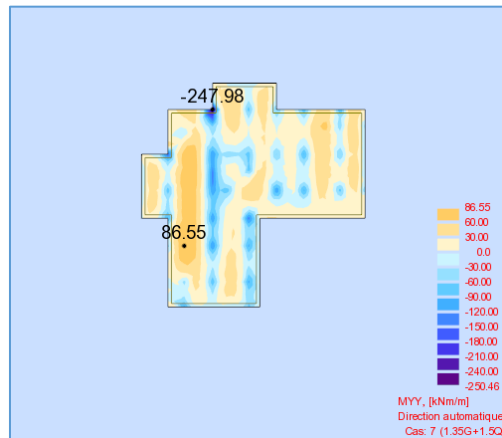


Figure VII-11 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELU.

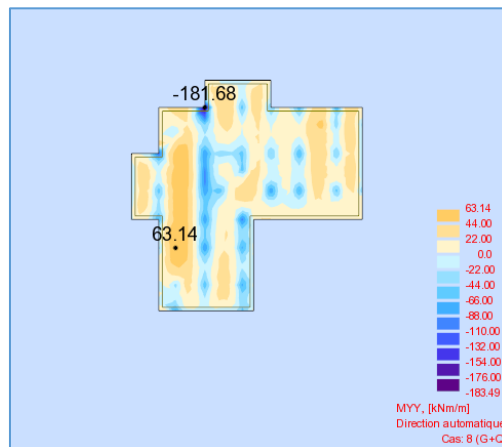


Figure VII-12 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELS.

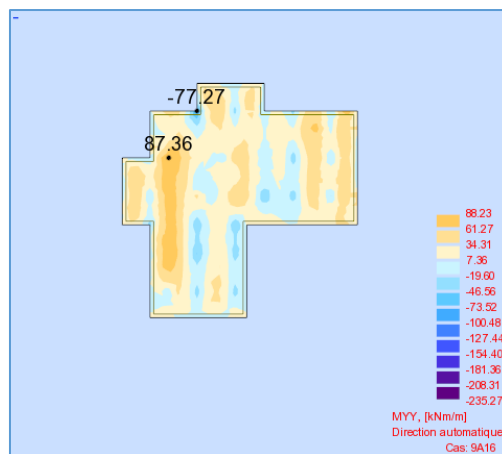


Figure VI-13 : Distribution des moments fléchissant M_{yy} à L'ELA

1. Calcul de section d'armature en travée :

Calcul de Section en Flexion Simple

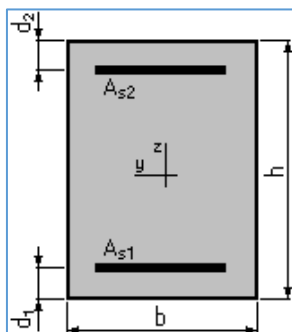
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	93.00	0.00
Etat Limite de Service	68.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	138.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9.6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 4.2$ (cm²)

théorique $\rho = 0.26$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 93.00$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2.9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.86$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 68.00$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.92
 Position de l'axe neutre: $y = 9.0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4.5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 208.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 400.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 138.00$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.75$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

CONDITION VERIFIEE

2. Calcul de section d'armature en appuis :

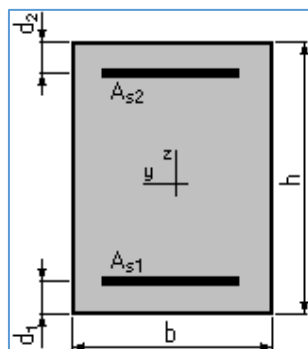
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)
 $h = 40.0$ (cm)
 $d_1 = 3.0$ (cm)
 $d_2 = 3.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	-247.00
Etat Limite de Service	0.00	-181.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	-77.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 20.6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 0.0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0.56$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0.00$ (kN*m) $M_{\min} = -247.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34.5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.06$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 347.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0.00$ (kN*m) $M_{\min} = -181.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.50
 Position de l'axe neutre: $y = 12.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 32.9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 267.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\lim} = 400.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 0.00$ (kN*m) $M_{\min} = -77.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.72 Pivot:A
 Position de l'axe neutre: $y = 5.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 34.8$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.77$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400.0$ (MPa)

CONDITION VERIFIEE

IV. Conclusion :

SENS	Section	Position	Barres filante/ml	Barre de renfort/ml	Section d'acier (cm ² /ml)	Espacement (cm)
X-X / Y-Y	EN APPUIS	Nappe inférieur	5HA16/ml	/	10,05	20
		Nappe supérieur	5HA16/ml	6HA16/ml	10,05	20
	EN TRAVEE	Nappe inférieur	5HA16/ml	/	10,05	20
		Nappe supérieur	5HA16/ml	/	22,12	20

Tableau VII-8 : Récapitulatif (résultats de calcul par Expert BA).

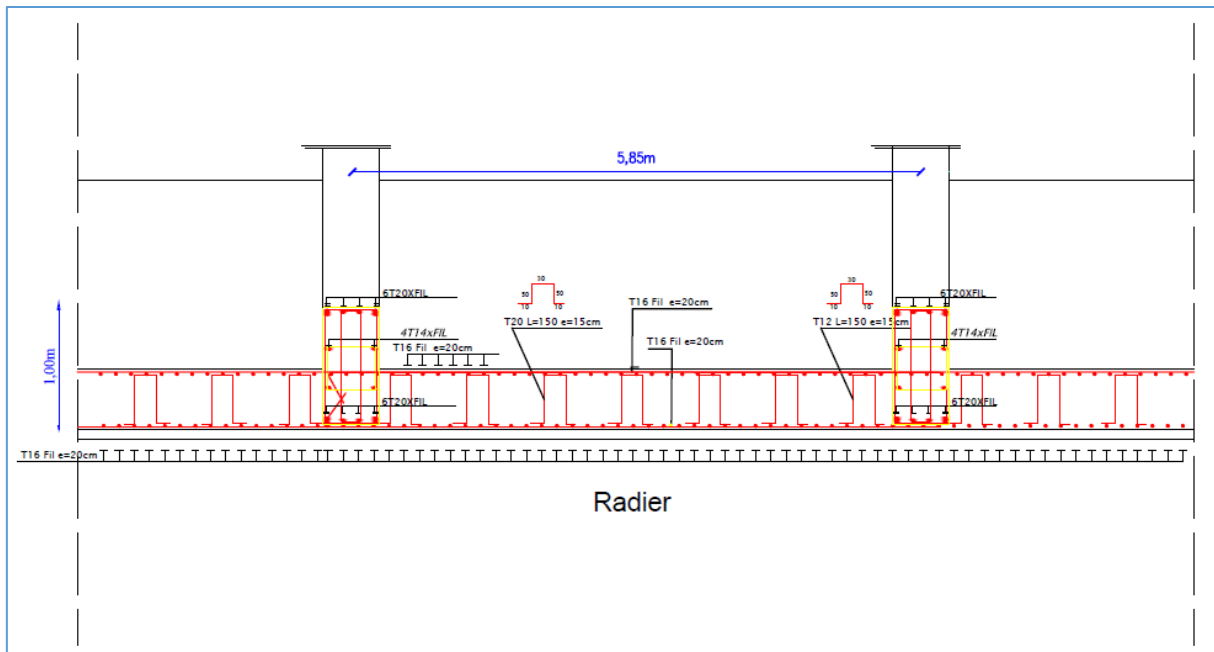


Figure VI-14: ferrailage des radiers .

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'étude.
- La bonne disposition des voiles joue un rôle important dans la vérification des exigences de RPA, qui assure dans le bon comportement global de la structure.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2003, CBA93, DTR)
- L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " Autodesk Robot Structural Analyses" permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne interprétation des résultats.
- on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est capitale pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde)

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Bibliographiques et références

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants ont été un aide précieux afin de résoudre les anomalies que nous avons rencontré au cours de notre projet

Règlements:

- RPA99/version 2003 : règles parasismiques algérienne
- BAEL99/BAEL83 : béton armé aux états limites
- DTR B.C.2.2 : Charge permanent et charge d'exploitation
- DTR B.C.2.3.3.1 : Règle de calcul des fondations superficielles
- Règle des trois pivots.

Thèses:

- Mémoire de fin d'études de promotions précédentes
- Pratique Du BAEL 91 (Jean perchat-jean roux)

Logiciel et programme:

- AUTOCAD 2013 (schémas du plan)
- Robot Structural Analyses version 2018 (analyse de la structure)
- ROBOT Expert BA (calcul du ferrailage)

ANNEX I :

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.