

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté des Sciences Biologiques et des Sciences Agronomiques
Département de biologie



Mémoire de fin d'études



En vue de l'obtention du diplôme de MASTER
en génie civil
Spécialité : construction civile et individuelle.

Thème

**Etude d'un bâtiment R+9 a usage habitation
contreventé par voile porteur**

Réalisé par :

- ❖ BEN ZAID ABDESLAM
- ❖ TAKOUBA LYNDA

Soutenu le : 01/03/2022.

Encadré par :

M^r Iddir Abedlkader

Promotion : 2020– 2021

Remerciements



Nous profitons par le biais de ce mémoire à exprimer nos vifs remerciements à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de cet humble travail.

Avant tout, on remercie Dieu le tout puissant, Le miséricordieux, de nous avoir donné la force, la patience et le pouvoir de raisonner pour élaborer ce travail.

Je désire exprimer nos chaleureux remerciements à M^r Iddir Abd elkader d'avoir accepté de diriger ce travail, nous lui somme très reconnaissantes pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nous adressons nos profonds et sincères remerciements aux examinateurs et professeurs à l'université Mouloud MAMERI de Tizi-Ouzou de nous avoir fait l'honneur d'être des Jury, et leurs encouragements, ses précieux conseils, leurs disponibilités et leurs patience tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier également tous les travailleurs du département de génie de la construction pour leur accueil et d'avoir consacré une partie de leur vie pour nous satisfaire.

Nos chaleureux remerciements à nos professeurs et enseignants, d'avoir été présents et de nous avoir énormément appris par la qualité de leur savoir qu'ils nous ont prodigués.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail spécialement

À mes très chers parents, sans votre affection, vos conseils, vos sacrifices, vos encouragements, vos prières et vos efforts que vous avez déployé durant toute ma vie, ce travail n'aurait jamais pu être réalisé. Je vous présente ma pleine gratitude et mon profond respect, j'espère que Dieu vous donne la longue vie et la bonne santé.

A mes très chères sœurs Lyliane et Djoudjou et mes frères Hakim et Ghani pour leur soutien et leur encouragement.

A notre beau-frère Amirouche

A toute la famille BEN ZAID,

mes ami(e)s et tous ceux et celles qui me sont chères et toute personne qui a contribué de loin ou de près pour la réalisation de ce travail.

A lithissia

Je le dédie également à tous mes enseignants, mes camarades de la promotion Master 2 construction civile et industrielle.

ABDESLAM



*C'est avec plaisir que je dédie ce modeste travaille :
Aux êtres les plus chers de ma vie, mes parents qui m'ont
tant soutenu et encouragé durant ces années d'études.*

*À mon cher frère, ma chère sœur et ceux qui ont partagé
avec moi tout les moments d'émotion lors de la réalisation
de ce travail.*

*À mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce modeste
travail.*

*À tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je
souhaite le plus de succès.*

Lynda



SOMMAIRES

Introduction générale.....	(1-3)
Chapitre I : présentation de l'ouvrage	(4-24)
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments	(25-41)
Chapitre III : calculs des éléments secondaires	
➤ III.1. calcul de L'acrotère.....	(42-51)
➤ III.2.calcul du plancher en corps creux.....	(52-75)
➤ III.3.calcul de la console.....	(76-83)
➤ III.4.calcul de la poutre de chaînage.....	(84-93)
➤ III.5. Calcul d'escaliers.....	(94-110)
➤ III.6.calcul de la poutre palière.....	(111-123)
➤ III.7. calcul de la salle machine.....	(124-134)
Chapitre IV : modélisation.....	(135-152)
Chapitre V : vérifications du RPA	(153-180)
Chapitre VI : ferrailages des éléments ;	
➤ VI.1. Ferrailage des poteaux	(181-193)
➤ VI.2 Ferrailage des poutres.....	(194-205)
➤ VI.3 Ferrailage des voiles.....	(206-232)
Chapitre VII : Étude de l'infrastructures..... ;,....	(233-262)
Conclusion générale	(263-265)
Bibliographie	

Liste des figures :

Chapitre I

Figure I.1 : plancher à corps creux.	7
Figure. I.2 : Dalle pleine.....	8
Figure. I.3 : Caractéristiques d'un escalier droit.	9
Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.	10
Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique.	11
Figure. I.6 : Les fondations.....	11
Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.	16
Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à l'ELS.	17
Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	22

Chapitre II

Figure II. 1 : Dimensions de poutre.	27
Figure II.3 : Coupe de voile en plan.....	30
Figure II.4 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).	33
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	34
Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur.	35
Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur.	35
Figure II.8: Surface d'influence du poteau (x_3, y_2).	38
Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.	39

Chapitre III

Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes	43
Figure III.1.3: La section d'armature	44
Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	45
Figure III.1.5: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.2.1 : Coupe verticale sur un plancher en corps	52
Figure III.2.2 : Treillis soudé de (20x20) cm ²	53
Figure III .2.3 : Vue en plan de plancher a corps creux	54
Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle	55
Figure III.2.5 : Dimensions de la poutrelle	56
Figure III.2.6: Coupe transversale de la poutrelle.....	57
Figure III.2.8: l'évaluation des moments dans les différents appuis.	60
Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.....	62
Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.....	62
Figure III.2.11: Schéma statique de la poutrelle 2.....	62
Figure III.2.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 2.....	64
Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.....	64
Figure III.2.13 : Schéma statique de la poutrelle 1.....	64
Figure III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1.....	65
Figure III.2.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.....	65
Figure III.2.16 : Schéma statique de la poutrelle 2.....	65
Figure III.2.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 2.....	66

Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.	66
Figure III.2.19: section rectangulaire de (20x 65) cm ²	67
Figure III .2.20: Schéma statique de calcul.	73
Figure III .2.21: Schéma du ferrailage du plancher.	75
Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon	77
Figure III.3.2: section de balcon.	78
Figure III.3.3: Schéma de ferrailage du balcon	83
Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.	85
Figure III.4.2 : Diagramme des Efforts internes à l'ELU.....	86
Figure III.4.3. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.....	89
Figure III.4.4. Diagramme des Efforts internes à l'ELS.	90
Figure III.4.5. Schéma du ferrailage de la Poutre de chaînage.....	93
Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier étage courant	95
Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	98
Figure III.5.4. Diagramme des efforts tranchants	100
Figure III.5.5. Diagramme des moments fléchissant	100
Figure III.5.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.	105
Figure III.5.7 : la section de la paillasse.....	108
Figure III.5.8. schéma de ferrailage de l'escalier.	110
Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.....	112
Figure III.6.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.....	113
Figure III.6.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.....	113
Figure III.6.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	113
Figure III.6.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS	114
Figure III.6.5 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.....	114
Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS	115
Figure III.6.9:schéma de ferrailage de la poutre palière.	123
Figure III.7.1.: schéma statique de la salle machine.	124
Figure III.7.2. :Schéma de ferrailage de la salle machine.	134

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS.....	136
Figure IV.2: Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7.	138
Figure IV.3: Choix des unités.....	138
Figure IV.4 Démarrer un nouveau model	139
Figure IV.5: Introduction de la géométrie de base	139
Figure IV.6: Introduction des étages.....	140
Figure IV.8: Affichage en plan et en 3D.....	140
Figure IV.9: Définition des matériaux.....	141
Figure IV.10: Caractéristiques du béton.	141
Figure IV.11: Définition des poutres.	142
Figure IV.12: Définition des poteaux.....	142
Figure IV.13: Définition des dalles.....	143

Figure IV.14: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.	144
Figure IV.15: Définition des appuis.	145
Figure IV.16: Définition du poids propre.	146
Figure IV.17: Introduction des diaphragmes.	147
Figure IV.18: Définition des charges statiques.	147
Figure IV.19: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	148
Figure IV.20: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	149
Figure IV.21: Définition des charges sismiques.	149
Figure IV.22: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.	150
Figure IV.23: Introduction des combinaisons d'actions.	151
Figure IV.24: Vue en 3D de la structure.	152

Chapitre v

Figure V.1. Affichage des informations modales.	152
Figure V.2. Extraction du poids de la structure sur ETABS.	159
Figure V.3. Affichage des déformées suivant x et y.	160
Figure V.4. La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.	161
Figure V.9. Les forces vertical reprises par tous les éléments	161
Figure V.10. Les forces verticales reprises par les voiles	162
Figure V.5 . Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x	163
Figure V.6 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x	163
Figure V.7. Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y	164
Figure V.8. Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y	164
Figure V.11. Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.	166
Figure V.12 Affichage des valeurs des déplacements.	170
Figure V.15 Les étapes pour la détermination de C_M et C_R	176

Chapitre VI

Figure VI.1 : diagramme de la flèche dans le sens des poutres principales.	192
Figure VI.2 : diagramme de la flèche dans le sens des poutres secondaires.	192
Figure VI.3 : Ferrailage des poutres principales	193
Figure VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires.	193
Figure VI.5: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)	208
Figure VI 6: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)	208
Figure VI.7: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)	208
Figure VI.8: Disposition des armatures verticales dans les voiles	211

Chapitre VII

Figure VII.1. Semelle isolée.	234
Figure VII.2. La coupe verticale de radier	240
Figure VII.3. la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié99	246
Figure VII.4. Schéma statique du débord.....	252
Figure VI.5.Présentation des chargements simplifiés.....	254
Figure VI.6. Répartition trapézoïdale.....	254
Figure VI.7. Répartition triangulaire.....	254
Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	254
Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants	254
Figure VII.10.Les valeurs des chargements pour les différents cas.....	255
Figure VII.11.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	255
Figure VII.12.Diagramme des efforts tranchants	255

Liste des tableaux :

Chapitre I

Tableau I.1: caractéristiques des aciers.....	20
Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.....	20

Chapitre II

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.....	29
Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.....	33
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.....	34
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.....	35
Tableau II.5: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.....	35
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).....	36
Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).....	36
Tableau II.8: récapitulatif des surcharges d'exploitations.....	37
Tableau II.9: Coefficients de dégression de surcharges.....	40
Tableau II.10: Les surcharges cumulées.....	40
Tableau II.11: Résultats des surcharges cumulées.....	41
Tableau II.12 : Pré dimensionnement des poteaux.....	41

Chapitre III

Tableau III.2.1: Rapport de charges.....	60
Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.....	61
Tableau III.2.3: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.....	63
Tableau III.2.4: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.....	65
Tableau III.2.6: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle.....	66
Tableau III.3.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.....	76
Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.....	97
Tableau III.5.2 : Charges permanentes revenant au palier.....	97
Tableau III.5.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.....	97
Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU.....	99
Tableau III.5.5: Les moments corrigés à l'ELU.....	99
Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS.....	106
Tableau III.5.7. Les moments corrigés à l'ELS.....	106

CHAPITRE V

Tableau V.1: La période et des masses participantes.	153
Tableau V.2 pénalisation du critère de qualité selon le sens x-x.....	157
Tableau V.3 pénalisation du critère de qualité selon le sens y-y	158
Tableau V.4. Valeur du poids total de la structure.....	159
Tableau V.5 valeurs du coefficient de comportement R	165
Tableau V.6: distribution de la résultante des forces sismiques selon les sens x et y.	165
tableau V.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	167
Tableau V.9 : Les déplacements dans le sens x-x	170
Tableau V.10 :Les déplacements dans le sens y-y	171
Tableau V.12. Résultats de calcul avec la combinaison E_x	171
Tableau V.13. Resultats de calcul avec la combinaison E_y	172
Tableau V.14 : L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y.	173
Tableau V.15: Valeurs de l'effort tranchant V_x	174
Tableau V.16. Valeurs de l'effort tranchant V_y	174
Tableau V.17. le poids P PAR L'ETABS.	175
Tableau V.18 Position du centre de masse et du centre rigidité	177
Tableau V.19 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical	177

Chapitre VI

Poutre

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.....	183
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage pour la poutre principale	184
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage pour la poutre secondaire.....	185
Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des vérifications pour la poutre principale. .	191
Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des vérifications pour la poutre secondaire.	191
Poteaux	
Tableau VI.1.1 : la section minimal et maximal d'armature.....	195
Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux.	199
Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal.	201
Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.	202
Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS.....	205
Tableau VI.1.8 : vérifications Condition de nom fragilité.....	205
voile	
Tableau VI.1 : ferrailage des voiles longitudinales dans différentes zones(VL1;VL2 ;VL3 et VL4)	217
Tableau VI.2 : ferrailage des voiles longitudinales dans différentes zones (LT1;LT2 ; LT3 ET LT4)	225

Chapitre VII

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)	235
Tableau VII.2.Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).	236
Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.....	237
Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.....	243
Tableau VII.5. Résumé des contraintes du sol sous le radier.	245
Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier	247
Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.....	250
Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.....	251
Tableau VII.9. Calcul des contraintes.	252
Tableau VII. 9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)	252
Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)	253
Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.....	255
Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.	256
Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.....	256
Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.	256
Tableau VII.15. Calcul des contraintes	261
Tableau VII.15. Nouveau calcul des contraintes sens yy aux appuis.....	261
Tableau VII.16. les sections de ferrailage choisies au définitif.....	262



Le séisme représente un problème majeur dans les constructions, causant des dommages et de nombreuses victimes. En raison de la collision de la plaque eurasienne et de la plaque africaine, de nombreux séismes catastrophiques se sont produits dans le nord de l'Algérie, parmi lesquels le séisme de Boumerdès survenu en 2003 [1]. De nombreuses recherches montrent l'existence de certaines grandes failles sismiques potentielles (faille de Thenia, faille de Boumerdès, faille de Khair Eddine, faille de l'Atlas Blidéen, etc.) susceptibles de produire de violents séismes dans la région d'Alger [2].

Par conséquent, ce facteur important doit être pris en compte dans la conception architecturale et les calculs des ouvrages. Il est donc essentiel de comprendre le comportement des structures en béton armé sous l'effet de l'action sismique, ces dernières étant caractérisées par une « vulnérabilité » face à ce type de chargement dynamique [3].

De ce fait, l'importance vitale de connaître le comportement des bâtiments destinés à l'habitat collectif dans le cas des tremblements de terre ainsi que l'actualité du sujet de point de vue l'importance de la prévention face aux aléas naturels, nous sont incités au choix de la thématique de notre présente étude intitulée : « **Étude et simulation d'une structure R+9 en béton armé à usage d'habitation contreventée par voiles porteurs en zone de forte sismicité** ».

Une construction parasismique est une construction qui est capable de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement, dans l'objectif principal de sauvegarder les vies humaines en évitant l'effondrement des structures. En cas de secousse plus modérée, l'application des règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les pertes économiques. A cet effet, l'Algérie a mis en place le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique et a imposé ainsi des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux concevoir des structures pouvant offrir un seuil de sécurité et permettant de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Plusieurs révisions ont été apportées à la Réglementation Parasismique Algérienne, donnant naissance chaque fois à de nouvelles classifications des wilayas selon leur degré d'exposition au risque sismique, passant de deux zones sismiques définies par les règles AS 55 (zone A de faible sismicité et zone B de forte sismicité) à quatre zones définies par la RPA 99 [4]. Après le séisme de Boumerdès, la révision du règlement RPA, en l'occurrence le RPA 99 version 2003, a donné lieu à des modifications qui ont adoptées un nouveau zonage du territoire national. Notant que l'amélioration de la classification des zones sismiques peut se faire a priori grâce à l'identification des failles actives et a posteriori par les séismes enregistrés.



Objectif

Dans le but de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons opté pour une étude d'un structurer de type « bâtiment » en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée et 9 étages (R+9) destinés à usage d'habitation. Le projet est implanté à Bordj El Kifane dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de forte sismicité.

Ce choix devra nous permettre d'un coté de revoir les calculs théoriques nécessaires basés sur les différents règlements de calcul et, d'un autre coté, d'effectuer une simulation numérique sur un logiciel d'analyse des structures, basé sur la méthode des éléments finis, ainsi que de mettre en évidence les différentes vérifications et recommandations données par la réglementation parasismique algérienne.

Problématique

Devant une forme architecturale imposée, par le fait du manque de terrains constructibles et la demande croissante en logement dans la wilaya d'Alger, la problématique qui nous fait face dans la présente étude est la suivante : **Comment procéder au calcul et aux vérifications réglementaires des différents éléments d'une construction en béton armé, implantée dans une zone de forte sismicité, en tenant compte de la forme architecturale et des données du terrain d'implantation ?**

Hypothèses

Les hypothèses qui nous ont permis de construire cette recherche sont les suivantes :

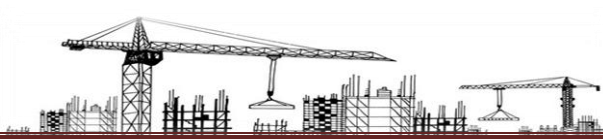
- Se munir de règlements de calcul des structures en béton armé ainsi que l'application stricte du code parasismique en vigueur en Algérie.
- En zone de forte sismicité (zone III), on se propose de réduire les sections des éléments portiques (poteaux) lorsque le contreventement de la structure est assuré par voiles porteurs. Pour cela, nous proposons une validation numérique pour l'assouplissement de la condition du règlement RPA 99 version 2003, concernant l'effort réduit dans les poteaux pour ce type de contreventement, en se basant sur un document de révision des conditions du règlement parasismique algérien, proposé par notre faculté [13] .



À la suite de cette partie introductive, cette étude est subdivisée sous forme de chapitres, organisés comme suit :

Le premier chapitre donne la description générale du projet, y compris la présentation des propriétés des matériaux. Ensuite, le deuxième chapitre aborde le pré-dimensionnement de la structure et la descente des charges. Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires. Une étude dynamique de la structure l'aide du logiciel ETABS a été effectuée par la suite, dont les principales étapes sont résumées dans le chapitre IV. Subséquemment, nous avons procédé, dans le chapitre V, aux différentes vérifications du règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003. L'étude des éléments résistants de la structure ainsi que l'étude des éléments de l'infrastructure sont données dans les deux derniers chapitres.

Nous terminerons finalement en guise de conclusion par une rétrospective des résultats importants, suivie par quelques recommandations pour l'amélioration de ce modeste travail.



Introduction

Construire était et reste une des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes des lois de comportement des matériaux notamment le béton, ainsi celles des sollicitations dynamiques (séisme, vent.....) ; ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à réaliser, revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en plusieurs fois, dont on trouve à présent le RPA99 version 2003 [5] dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés afin d'assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

I.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à **usage habitations, de groupe d'usage 2** (il est de moyenne importance) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Sa structure est de « **R+9** » implantée à **bordj el kifane Wilaya d'Alger**, cette région est de sismicité élevée, classer en **zone sismique III** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003[5]).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ et le type de sol est un site meuble « **S3** ».



Cet ouvrage est composé de :

- Rez-de-chaussée (RDC).
- Neuf (09) étages à usage habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

✓ En élévation:

- Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 30.60\text{m}$.
- Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{\text{RDC}} = 3.06\text{m}$.
- Hauteur d'étage courant : $h_{\text{EC}} = 3.06\text{m}$.
- Hauteur salle machine $h_{\text{sm}} = 3.00\text{m}$.
- Hauteur de l'acrotère : $h_{\text{ACR}} = 0.60\text{m}$.

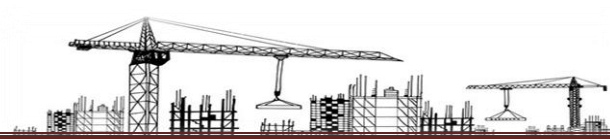
✓ En plan :

- Longueur totale: $L = 32.10\text{m}$
- Largeur totale: $l = 12.75\text{m}$

I.3. Règlements utilisés et normes de conception

Afin de garantir la stabilité de cet ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage .L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 » [5].
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé B.A.E.L.91 modifié 99 [6].
- Documents Technique Règlementaires DTR B.C.2.2 [7] : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé DTR B.C.2.4.1 (CBA 93) [8]



I.4. Éléments de l'ouvrage

I.4.1. Ossature

L'ossature est composée de portiques (poteaux-poutres) transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

- A. **Portiques** : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.
- B. **Voiles** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.4.2. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le rôle essentiel des planchers :

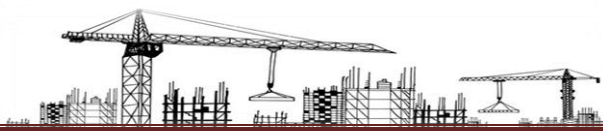
Les planchers jouent le rôle :

- De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

Type de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux types:

1. **Planchers en corps creux** : Les plancher a corps creux sont constituées de :
 - **Nervure** : appelées poutrelles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.



- **Un remplissage en corps creux :** appelé aussi hourdis ou entrevous élément préfabriqué en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher .les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton :** est une dalle en béton armée formée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but :
 - Limiter le risque de fissuration par retrait.
 - Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.



Figure I.1 : plancher à corps creux. [22]

Pour le présent projet tous les planchers du RDC, sous sol et les 12 étages sont réalisés en dalle en corps creux.

2. Dalle pleine en béton armée

Plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les consoles.

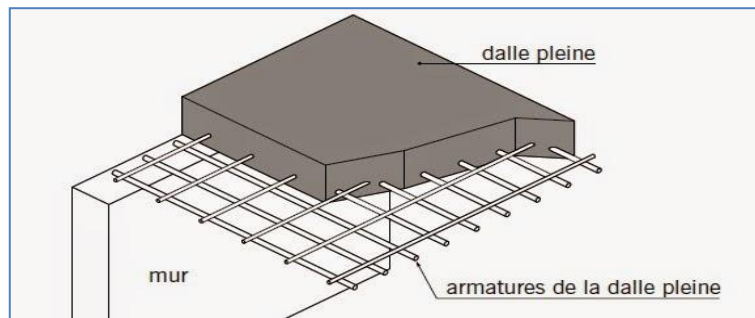


Figure. I.2 : Dalle pleine. [22]

I.4.3. La toiture-terrasse

Dernier plancher haut d'une habitation faisant office de toiture. La toiture-terrasse est un type particulier de couverture dont l'emploi est peu répandu dans le domaine de la maison individuelle mais, en revanche, fréquent en habitat collectif.

La toiture-terrasse subit des agressions climatiques de toute nature (vent, pluie, gel, chaleur excessive). Elle doit être étanche et assurer une isolation thermique efficace.

Il existe dans cet ouvrage le type suivant de toitures terrasses :

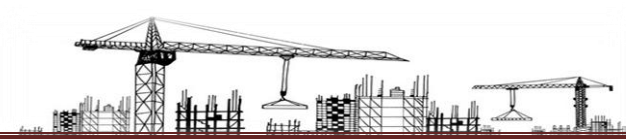
La toiture-terrasse inaccessible

La toiture-terrasse inaccessible où les seuls accès autorisés sont limités aux travaux d'entretien et de réparation, elle sera réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et Limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.4.4. L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps. Sa hauteur est de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.



I.4.5. Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I.4.6. Les escaliers

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

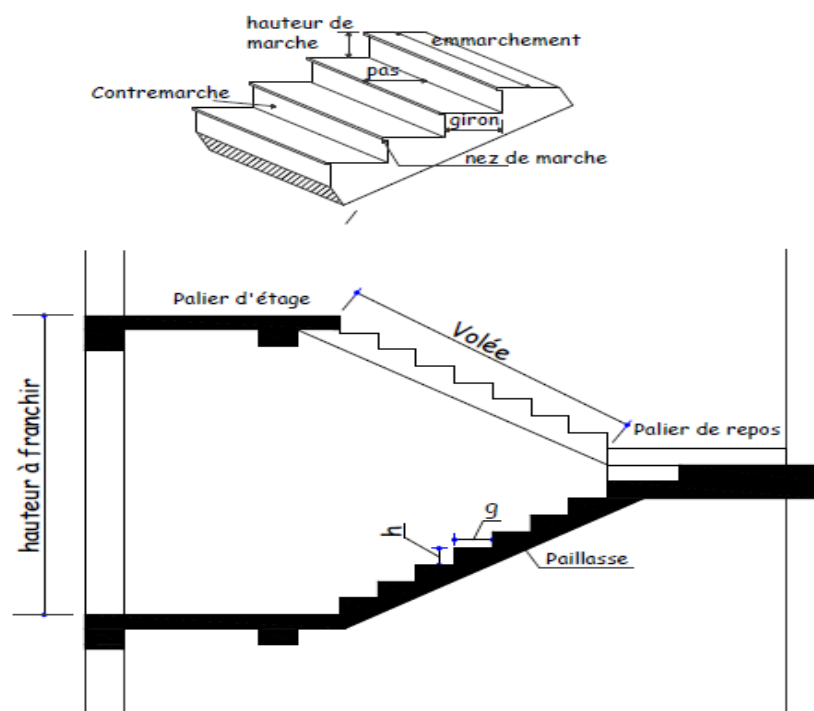
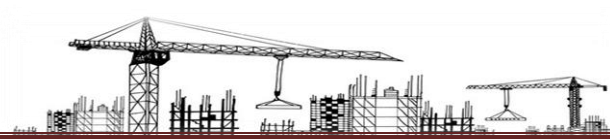


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier droit. [22]



I.4.7. Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place. On doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

I.4.8. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

a- Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

b- Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

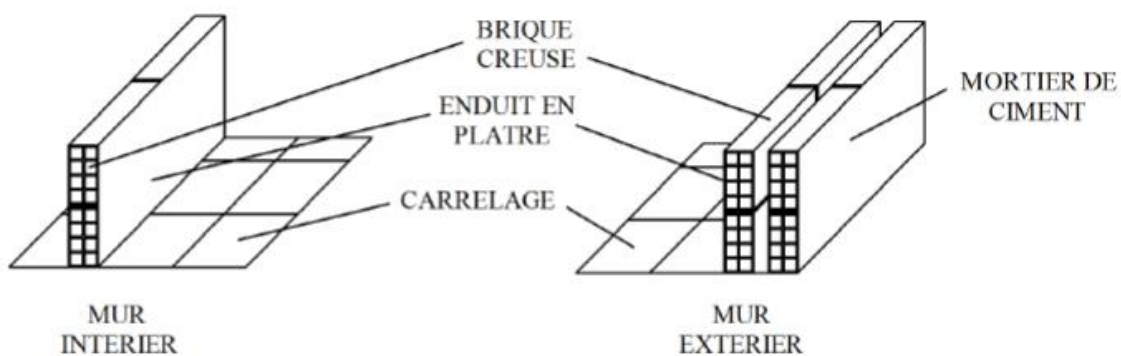
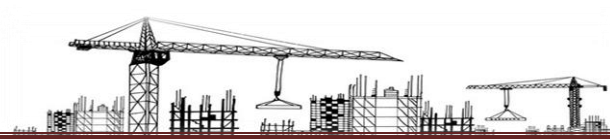


Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs. [22]



I.4.9. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I.4.10. Système de coffrage

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

Par ailleurs ce type de coffrage offre d'autres avantages à savoir :

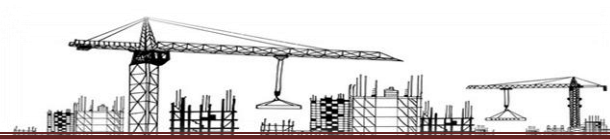
- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.



Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique. [22]

I.4.11. Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.



Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont :

- La nature du sol d'implantation.
- L'importance de l'ouvrage.

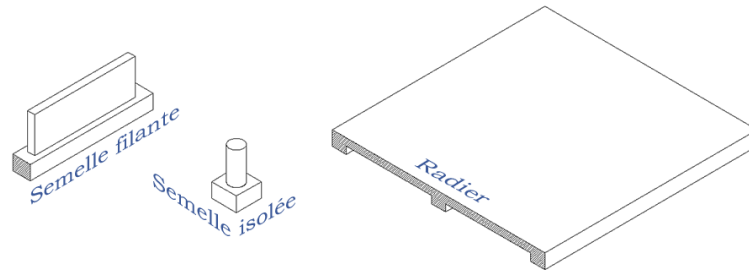


Figure. I.6 : Les fondations. [22]

I.5. Les états limitent

I.5.1 Définition

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

I.5.2 Différentes états limites

a- Etat limite ultime (ELU)

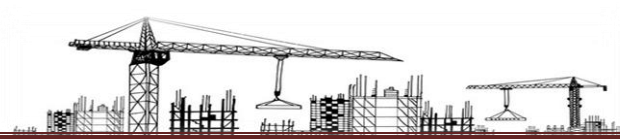
Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).

Critères de calcul :

- Déformations relatives (ou courbure) limites.
- Calcul de type <rupture >avec lois contraintes - déformations des matériaux.



b- Etat limite de service (ELS)

Ils sont est liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.

Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

I.6 Matériaux

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton et l'acier doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003 [5]), ainsi qu'aux règles de béton arme (B.A.E.L.91/modifie.99).

I.6.1 béton

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), d'eau (eau de gâchage) et de faibles quantités d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles. Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction.

Le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour le cas de notre ouvrage nous allons utiliser un béton conforme à la norme algérienne NA 442 – 2013 qui exige pour se type d'ouvrage un ciment distingué : CIMENT PORTLAND composé NA 442-2013-CEM II / A-L 42.5 N [9].

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante (a titre d'exemple)



- ✓ 800 L de graviers ($3 \text{ mm} \leq \Phi \leq 25 \text{ mm}$).
- ✓ 400 L de sable ($0 \text{ mm} \leq \Phi \leq 5 \text{ mm}$).
- ✓ 350 Kg de ciment CPJ 325.
- ✓ 175 L d'eau de gâchage.

Pour limiter le retrait du béton on tient compte du rapport $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = \mathbf{0.5}$

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} > 0.5$: dosage élevé en eau conduit à un retrait

$\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} < 0.5$: insuffisance d'eau conduit à un défaut de maniabilité et une mauvaise étanchéité.

Remarque

L'eau doit être pure sans acide, le gravier doit être aussi dur et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

I.6.1.a. Résistance caractéristiques à la compression

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous :

(ART A.2.1.11/BAEL91modifié99 [6])

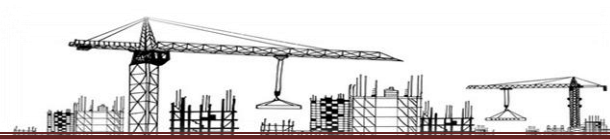
$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{en [MPa]} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{en [MPa]} ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j \geq 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de

Vérifier la résistance des sections : $F_{Cj} = f_{c28}$ en [MPa] (ART A.2.1.11/BAEL

91modifié 99 [6])



Avec

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours en MPa.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours en MPa.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on prévoit une résistance de 25 MPa à 28 jours facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés

D'où $f_{c28} = 25$ MPa

I.6.1.b. résistance a la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99 [6]})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25$ MPa

Donc : $f_{t28} = 2.1$ MPa

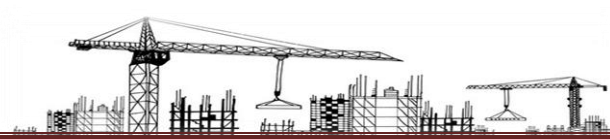
Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2

I.6.1.c. La contrainte a la compression

A. ELU

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout a la perte de résistance (rupture) qui conduise a la ruine de l'ouvrage.

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



$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en [MPa]} \quad (\text{ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99 [6]})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :
 - $\gamma_b = 1.50$ en situation courante
 - $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle
- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :
 - $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures,
 - $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,
 - $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.
- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée
 - Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 14.2$ MPa
 - Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 18.4$ MPa

Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :

(ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99 [6])

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

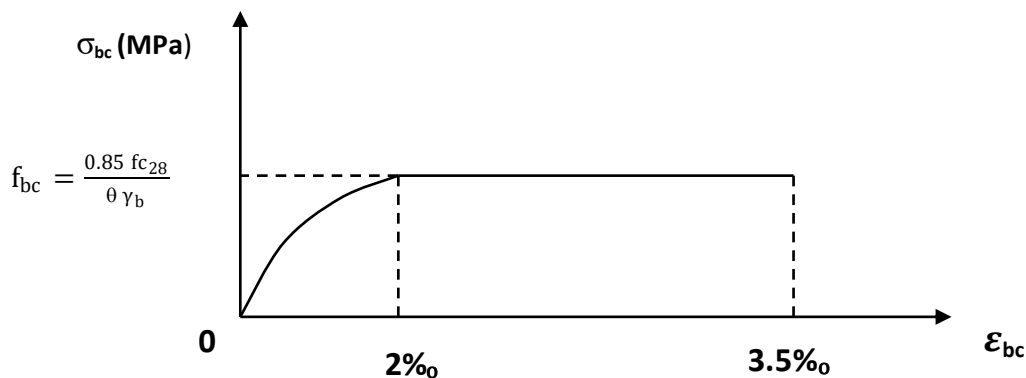
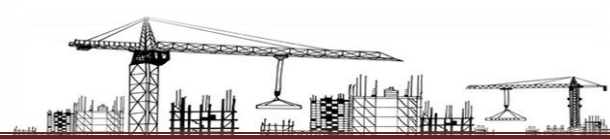


Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.



Le diagramme est composé

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰$ $\sigma_{bc} = f_{bc}$

B. ELS

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

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en [MPa]}. \quad (\text{ART.A.4.5.2 / BAEL 91modifié99 [6]})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Diagramme de contrainte déformation :

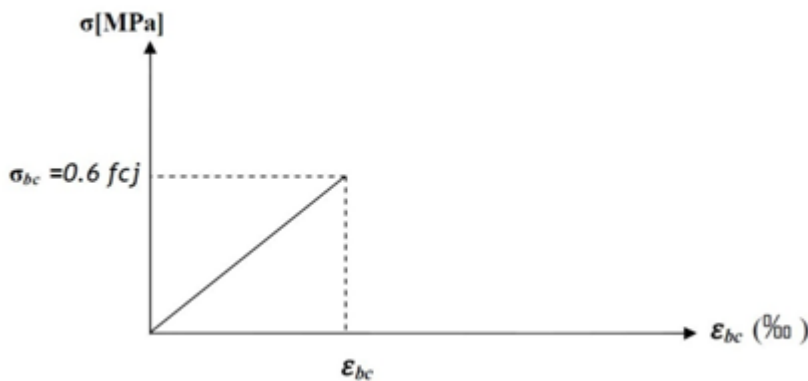


Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

I.6.1.c : contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99 [6]})$$

Avec :



V_u : l'effort tranchant a ELU.

b_0 : largeur de la section cisillée.

d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

- Pour $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

- Pour $\gamma_b = 1.15$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

I.6.1.d. Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

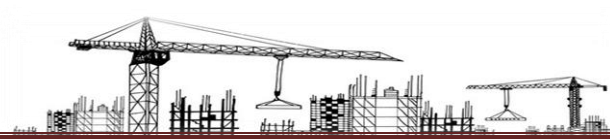
Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99 [6]})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$



B. Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99 [6]})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.6.1.e Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

(Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99 [6])

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.6.2 Les aciers

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse chacune et son propre utilité.

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, on trouve les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence(H.A).



I.6.2 .a. Les aciers utilisés

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1: caractéristiques des aciers

Type d'aciers	Nominatio n	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8‰	1.3	1.5

I.6.2 .b. Module de déformation longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifies 99 [6]})$$

I.6.2 .c. Contraintes limites

A. ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99 [6]})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité tel que

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (S.D).

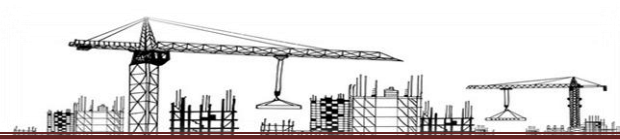
$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$



B .ELS

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99 [6].

On distingue trois cas de fissurations :

1) Fissurations peu préjudiciables

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

2) Fissurations préjudiciables

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

3) Fissuration très préjudiciables

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{ 0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

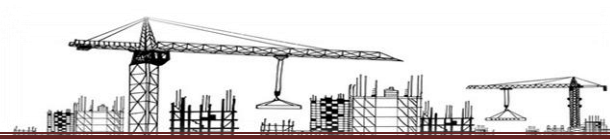
Avec :

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

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta=1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta=1.0 \text{ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.} \end{array} \right.$$



I.6.2.d Diagrammes des contraintes –déformations de calcul

(Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99 [6])

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

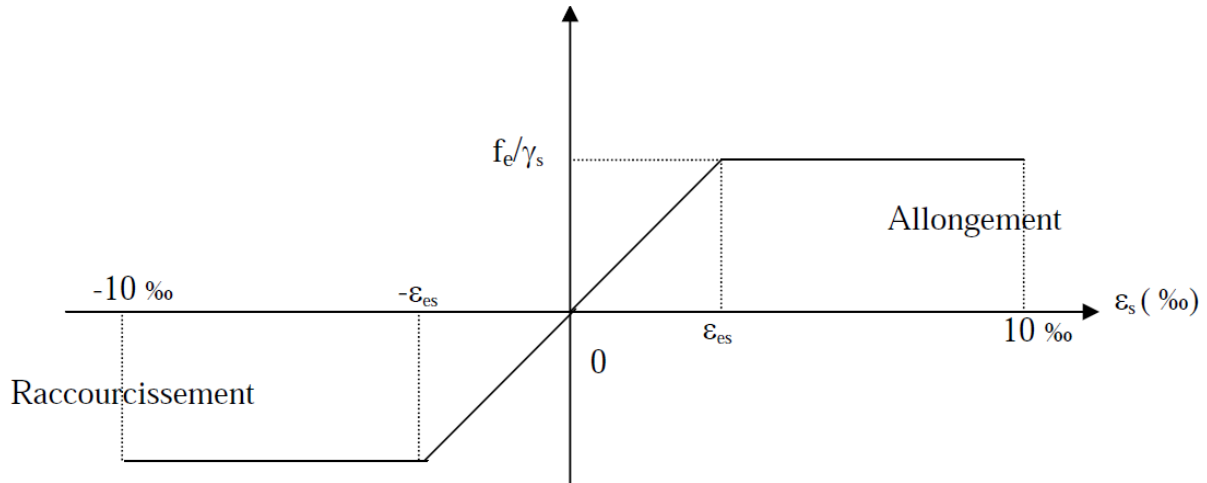


Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

I.7.2 .e. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99 [6])

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.



I.7. Les Actions

I.7.1. Définitions

Ce sont des forces appliquées à une construction :

- Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.
- Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

I.7.2. Les actions permanentes « G »

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

Poids propre de la structure.

Poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).

Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).

Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

I.7.3. Les actions variables « Q »

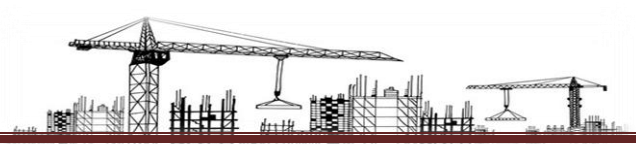
Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations
- Les charges climatiques
- Les variations de température

I.7.4. Les actions accidentelles

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que:

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes,...)
- Séisme.



Conclusion

A ce niveau nous avons défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant Les règlements en vigueur en Algérie.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Dans le chapitre qui suit nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux que contient notre ouvrage.



Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux de constituant, ce chapitre s'intéresse au pré-dimensionnement.

Le but est de définir les dimensions des différents éléments de la structure tels que plancher (dalle en corps creux, dalle pleine), poutre (secondaire et principal), voile et poteau.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer aussi les différentes charges qui seront appliquées aux éléments de la structure.

Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 [5] », les règles de «BAEL 91/modifié 99 [6] », « CBA 93 [8] » et le « DTR-B. C.2.2 [7] ».

II.1. Pré-dimensionnement

II.1.1. Les planchers

Comme il a été précédemment défini dans le chapitre I, le plancher est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre, Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Dans cet ouvrage existe deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

A. Plancher en corps creux

Il est constitués de corps creux (ou entrevous) qui servent de coffrage perdu posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression (ou hourdis) de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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



Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure (voile, mur, poteaux, poutre) et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses tâches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela l'épaisseur de plancher est donné par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99** [6]).

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec

- L: portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher.

Remarque

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

Dans notre cas L = 470 cm

Ce qui donne $h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.88$ cm

On prend $h_t = 20$ cm

Donc on opte pour un plancher (16+4) cm, sous condition que la flèche soit vérifiée pour la poutrelle la plus longue (L=470m).

B. Dalle pleine

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée, dont l'épaisseur de la dalle pleine est moins importante comparé aux autres dimensions.

Dans notre cas nous avons deux type de dalle pleine ;

Le 1^{er} cas une dalle sur deux appuis $\longrightarrow e \geq \frac{L_x}{20}$

Le 2^{ème} cas une dalle sur quatre appuis $\longrightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$



II.2. Les poutres

Les poutres en béton sont destinées à la réalisation d'ossatures d'ouvrages ou de bâtiments à un ou plusieurs niveaux.

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place, chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux éléments verticaux (poteaux, voile).

On distingue deux types de poutre :

- les poutres principales qui constituent les éléments porteurs
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91_modifiées.99** [6] », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement« **RPA 99 / Version 2003** [5] ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur « ht » $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur « b » $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$
-

Avec

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

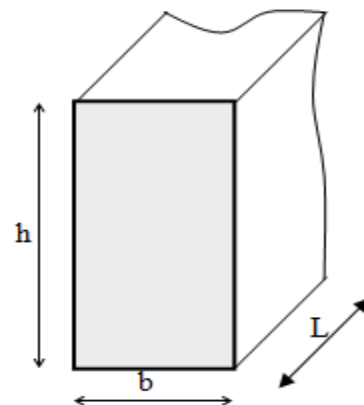


Figure II. 1 : Dimensions de poutre. [22]

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes de « **RPA 99/ version 2003** [5] (Art 7.5.1) »:



$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1}) \quad [5]$$

A. Poutres principales (PP)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- **Hauteur**

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 530 - 30 = 500 \text{ cm}$

$$\left(\begin{array}{l} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \\ 33.34 \leq h \leq 50 \end{array} \right) \quad \text{On opte pour} \quad h = 40\text{cm}$$

- **Largeur**

$$\left(\begin{array}{l} 0.4 h t h \leq b \leq 0.7 h t \\ 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \\ 18 \leq b \leq 31.5 \end{array} \right) \quad \text{On opte pour} \quad b = 25 \text{ cm}$$

B. Poutres secondaires (PS)

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- **Hauteur**

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$

$$\left(\begin{array}{l} \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \\ 31.34 \leq h \leq 47 \end{array} \right) \quad \text{On opte pour} \quad h = 40 \text{ cm}$$

- **Largeur**

$$\left(\begin{array}{l} 0.4 h t h \leq b \leq 0.7 h t \\ 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right) \quad \text{On opte pour} \quad b = 25 \text{ cm}$$

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	40	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.6	1.6	Vérifiée



Conclusion

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : (25 x 40) cm²
- Poutres secondaires : (25 x 40) cm²

II.3.les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux (séisme ou Vent).

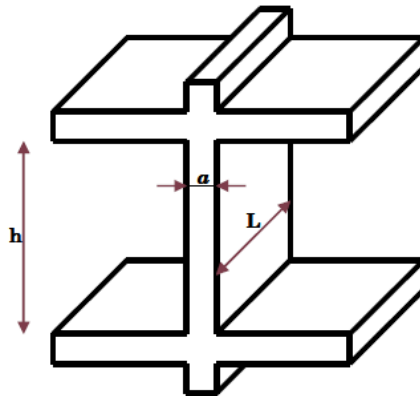


Figure II.2 : Coupe verticale du voile [22].

D'après le RPA 99 version 2003 [5], le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$

L'épaisseur du voile (e):

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

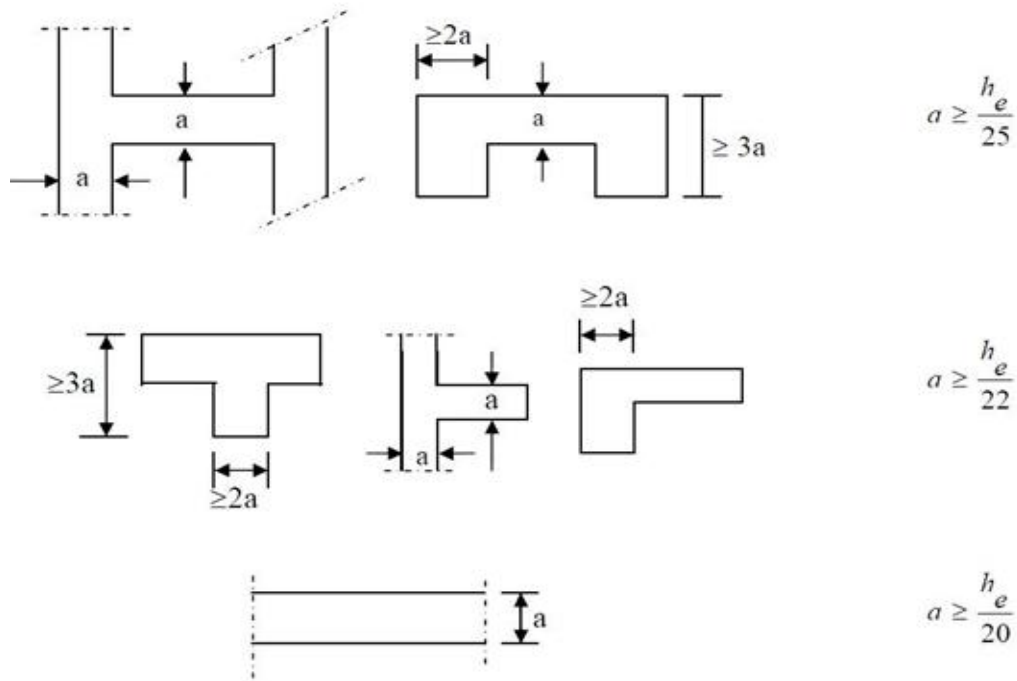


Figure II.3 : Coupe de voile en plan [22].

Avec

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

Remarque

Les voiles de la structure seront étudiées suivant : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec h = hauteur de l'étage courant et h_{ps} : hauteur de la poutre.

➤ **Pour le RDC et étage courant**

$$h_e = h - h_{ps} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(13.3 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On opte pour une épaisseur $a=20\text{cm}$



Remarque

Afin de tenir compte de la possibilité d'appuis des poutres sur les voiles, et du système de contreventement adéquat en zone sismique III par des voiles porteurs, nous optons au final par des voiles d'épaisseur égale à 20 cm sur toute la hauteur de la bâtisse.

Conclusion

On prend une épaisseur de 20cm pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

$$A = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4a$$

$$L_{\min} = 100 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivant : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec

➤ σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} : \text{Résistance du béton a 28 jours.}$$



- **N_s**: Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q$$

Avec

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation,

- **S** : Section du poteau.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA 99/Version 2003 [5] :

- **Section rectangulaire**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec

b_1 : petit cote de la section des poteaux.

h_1 : grand cote de la section des poteaux.

h_e : la hauteur d'étage de poteaux.

II.4.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2**, [7] idem pour les surcharges d'exploitation.

II.4.1.1. charge permanente



A. Plancher terrasse inaccessible

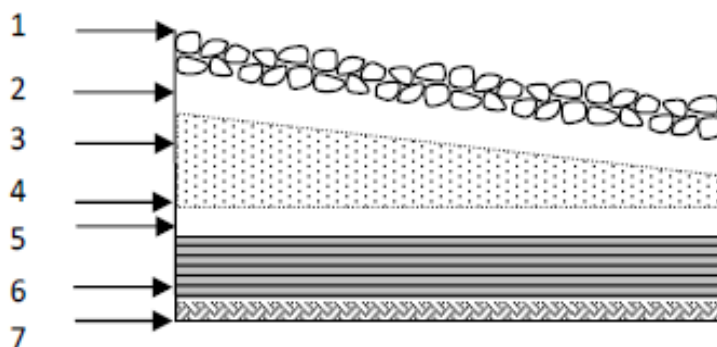


Figure II.4 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible) [22].

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
G total				5.83

B. Plancher d'étage

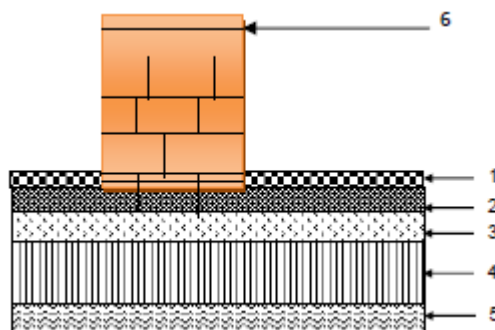


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant [22].



❖ Etage à usage d'habitation

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.28

C. Maçonnerie

❖ Mur extérieur

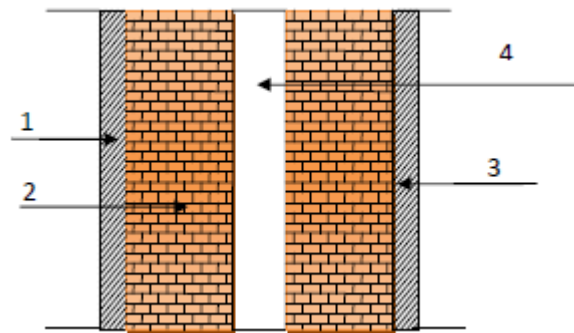
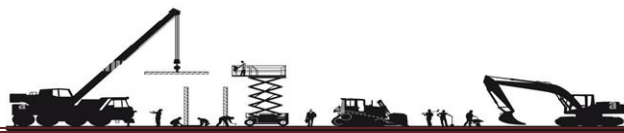


Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur [22].

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36



❖ Mur intérieur

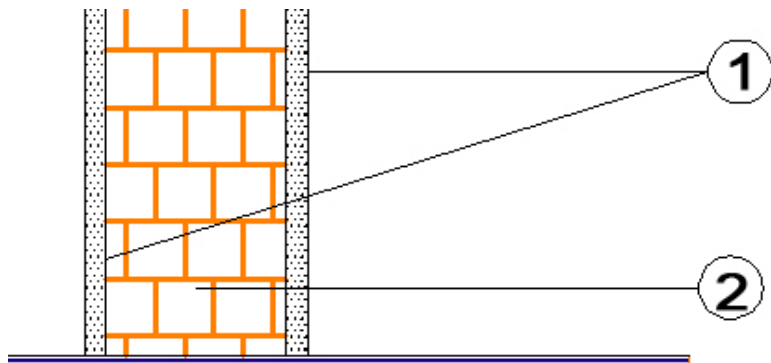


Figure II.7 : Coupe verticale du mur intérieur [22].

Tableau II.5: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

N°	Elément	Épaisseur(m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				1.3

D. Dalle pleine

❖ Balcon

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	-	3.75
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
G total				5.35



❖ Dalle pleine étage terrasse

Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).

N°	Élément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle pleine en béton armé	0.16	25	3.75
7	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
G total				6.94

II.5. charge d'exploitation

Tableau II.8: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher RDC	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

II.5.1. Descente de charge**II.5.a. Définition de la descente de charge**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surfaces d'influence.



II.5.b Charges et surcharges revenant au poteau

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

Dans notre cas, on dimensionne le poteau (x_3, y_2) (voir plan).

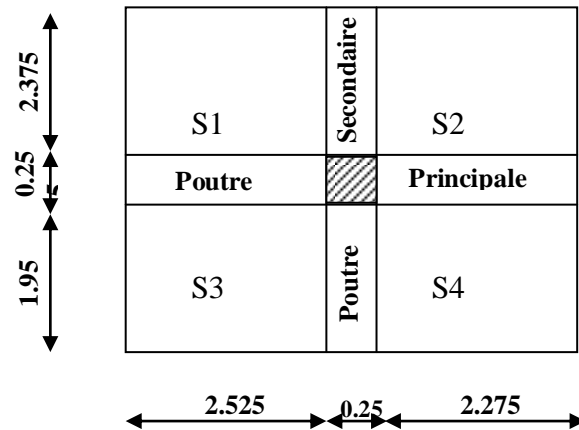


Figure II.8: Surface d'influence du poteau (x_3, y_2) .

Surface nette : $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

Avec: $S_1 = 2.375 \times 2.525 = 5.996 \text{ m}^2$

$$S_2 = 2.375 \times 2.275 = 5.403 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.525 \times 1.95 = 4.923 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.95 \times 2.275 = 4.436 \text{ m}^2 \quad \text{Donc :} \quad S_n = 20.758 \text{ m}^2$$

Surface brute : $5.05 \times 5.05 = 25.502 \text{ m}^2$

II.5.c. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

1. Poids du plancher : $P = G \times S$

- Plancher terrasse: $P = 5.83 \times 20.758 = 121.01 \text{ KN}$

- Plancher d'étage courant: $P = 5.28 \times 20.758 = 109.60 \text{ KN}$

2. Poutre :

- Poutres principales $P_{pp} = (0.25 \times 0.40) \times 25 \times 5.05 = 12.62 \text{ KN}$

- Poutres secondaires $P_{ps} = (0.25 \times 0.4) \times 25 \times 4.325 = 10.81 \text{ KN}$

D'où le poids totale : $P = P_{pp} + P_{ps}$

$$P = 12.62 + 10.81 = 23.435 \text{ KN}$$



3. Les poteaux

Le but de ce chapitre est le dimensionnement des poteaux, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA $(b_1, h_1) = 30\text{cm}$ pour la zone III. Pour tous les poteaux des niveaux de cette structure : $b = h = 30\text{cm}$

- Poids de poteaux :

$$G = 0.3 \times 0.3 \times 4 \times 25 = 9 \text{ KN}$$

4. Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1 \times 25.502 = 25.502 \text{ KN}$
- Plancher étage courant: $Q_1 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 25.502 = 38.253 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q_2 = 4 \times 25.502 = 100.208 \text{ KN}$

II.5.d. Dégression des surcharges d'exploitations

Les règles du **BAEL 99** [6] exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages (de niveaux), où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Donc on peut utiliser la formule préconisée par le (DTR B.C 2.2 [7]: Charges permanentes et charges d'exploitation) .La loi de dégression est donc définie comme suit :

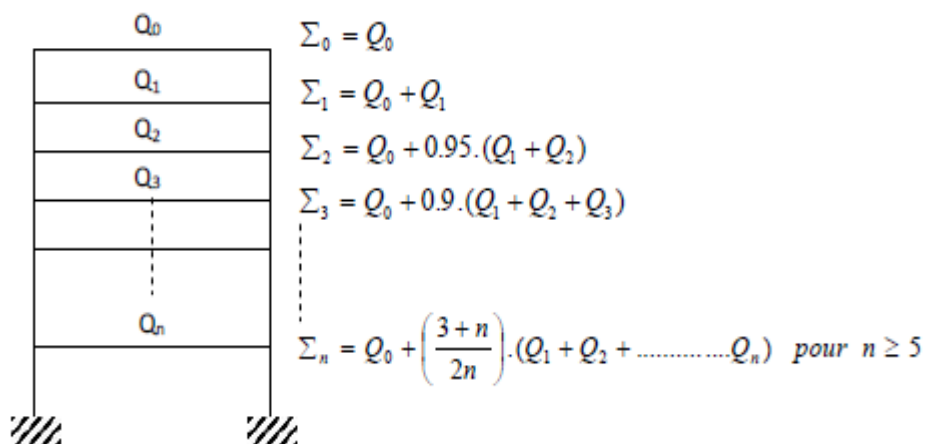


Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation [22].



Avec

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i).

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Coefficients de dégression de surcharges

Tableau II.9: Coefficients de dégression de surcharges.

NIVEAUX	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67

Note : Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

Les surcharges cumulées

Tableau II.10: Les surcharges cumulées.

Niveaux	Opération
Terrasse	Q_0
8	$Q_0 + Q_1$
7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
6	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
4	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
2	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
1	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
RDC	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{RDC})$



Application numérique

Tableau II.11: Résultats des surcharges cumulées.

Niveaux	Résultats [kN]
Terrasse	25.502 KN
8	$25.502 + 38.253 = 63.755$ KN
7	$25.502 + 0.95 (38.253 \times 2) = 98.182$ KN
6	$25.502 + 0.90 (38.253 \times 3) = 128.785$ KN
5	$25.502 + 0.85 (38.253 \times 4) = 155.56$ KN
4	$25.502 + 0.8 (38.253 \times 5) = 178.514$ KN
3	$25.502 + 0.75 (38.253 \times 6) = 197.640$ KN
2	$25.502 + 0.71 (38.253 \times 7) = 215.61$ KN
1	$25.502 + 0.69 (38.253 \times 8) = 236.658$ KN
RDC	$25.502 + 0.67 (38.253 \times 9 + 100.208) = 323.306$ KN

Dimensionnement des poteaux

Tableau II.12 : Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		$N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}		Section trouvée $\frac{N}{0,3 f_{c2}}$	Section Adopté
9	116,45	9	23,43	148,88	148,88	25,502	25,502	174,382	116,25	30×30
8	109,6	9	23,43	142,03	290,91	38,253	63,755	354,665	236,44	30×30
7	109,6	9	23,43	142,03	432,94	38,253	98,182	531,122	354,08	30×30
6	109,6	9	23,43	142,03	574,97	38,253	128,785	703,755	469,17	30×30
5	109,6	9	23,43	142,03	717	38,253	155,56	872,56	581,71	35×35
4	109,6	9	23,43	142,03	859,03	38,253	178,514	1037,54	691,70	35×35
3	109,6	9	23,43	142,03	1001,06	38,253	197,64	1198,7	799,13	35×35
2	109,6	9	23,43	142,03	1143,09	38,253	215,61	1358,7	905,80	35×35
1	109,6	9	23,43	142,03	1285,12	38,253	236,658	1521,77	1014,52	35×35
RDC	109,6	9	23,43	142,03	1427,15	100,208	323,306	1750,45	1A66,97	35×35



Note

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

Conclusion

A ce niveau on a pré-dimensionné tout les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Donc, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux 16+4 cm
- Dalles pleines épaisseur de 15 cm.
- Poutre
 - ✓ Poutres principales : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.
 - ✓ Poutres secondaires : $(25 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poteaux
 - ✓ $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les étages de 5 à 9.
 - ✓ $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ pour les poteaux du RDC au 4^{ème} étage.
- Voile

Épaisseur de 20 cm (longueur minimale égale à 100 cm).

Introduction

Ce chapitre se portera sur l'étude spécifique pour chaque éléments structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins direct sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieure de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontal ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

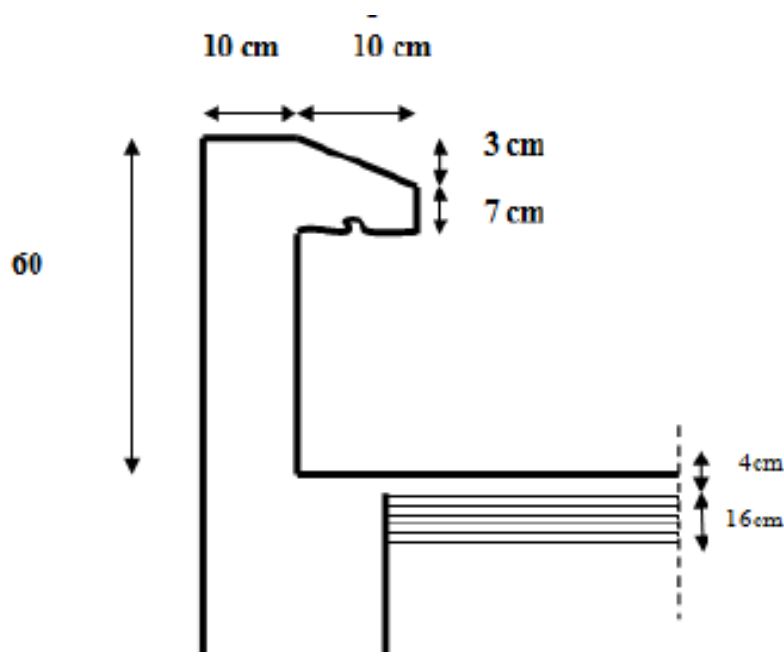


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère. [22]



III.1. 1. Détermination des sollicitations

❖ Le chargement

- La charge permanente de l’acrotère est déterminée comme suit

$$G = p \cdot S$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l’acrotère.

$$G = 25 \left[0.60 \times 0.10 + 0.10 \times 0.07 + \frac{0.10 \times 0.03}{2} \right] = 3,287 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d’exploitation horizontale

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

❖ Calcul des sollicitations

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 13,287 \text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

❖ Diagramme des efforts

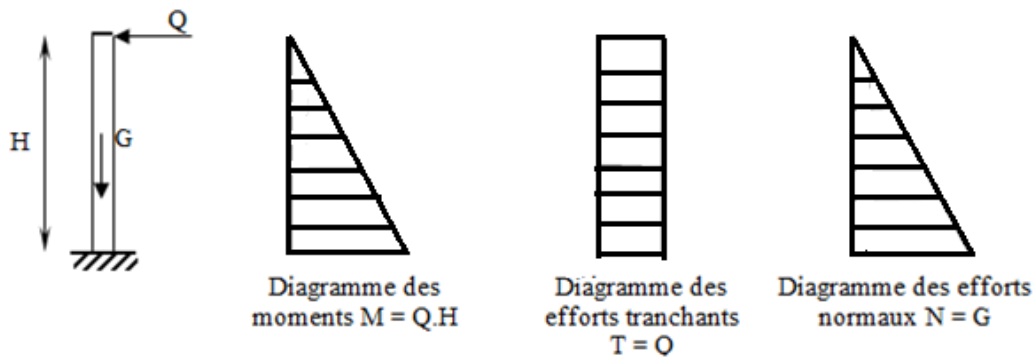


Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes [22].

III.1.2. Combinaisons de charges

A l’ELU

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,287 = 4,437 \text{ KN}$$

- Moment de renversement

$$M_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

A l'ELS

La combinaison de charge est : G + Q

- Effort normal:

$$N_s = 3,287 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_s = 1 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III.1.3. Ferrailage de la acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

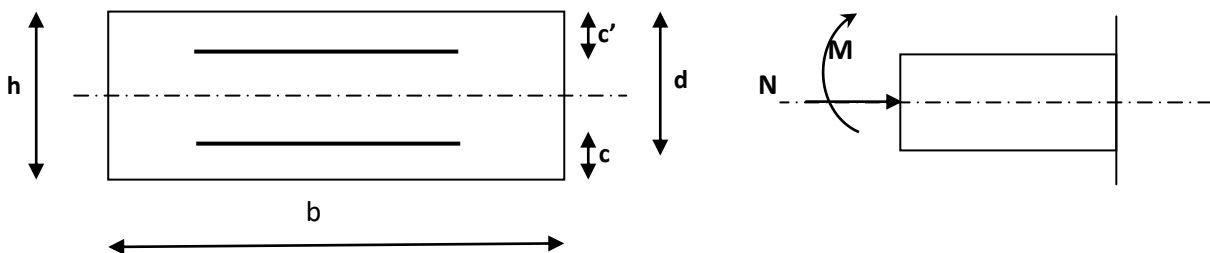


Figure III.1.3: La section d'armature [22].

Avec : **h** : Epaisseur de la section ($h = 10 \text{ cm}$).

b : Largeur de la section ($b = 100 \text{ cm}$).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2 \text{ cm}$).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,50}{4,437} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

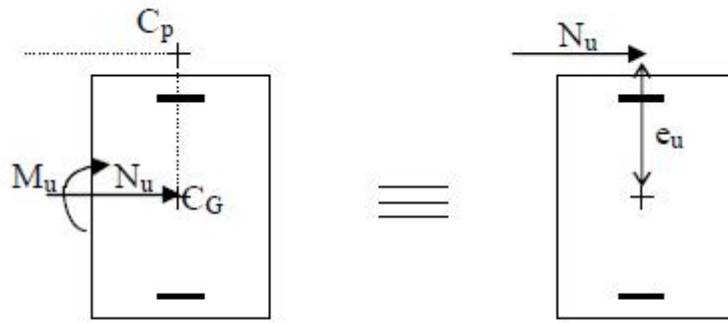


Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée [22].

$\frac{h}{2} - c > e_u \Rightarrow$ Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

❖ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

a. Calcul du moment fictif

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec

a : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0,33 + \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,36 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 4,437 \times 0,36 = 1,59 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

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



$$\mu = \frac{1.59 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0174$$

$\mu = 0.0174 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée **SSA**

Remarque

La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0174 \rightarrow \beta = 0.820$

c. Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.59 \times 10^3}{0.820 \times 8 \times 348} = 0,695 \text{ cm}^2$$

d. La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.37 - \frac{4,437 \times 10}{348} = 0,127 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2. Vérifications à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91 modifié 99) :

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,695 \cdot d}{e_s - 0,127 \cdot d} \right]$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{3,287} = 0.304 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{30 - 0,695 \times 8}{30 - 0,127 \times 8} \right] = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.127 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$$



La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{N_s} \quad A_r = \frac{2,01}{3,287} = 0,611 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):

(A.5.1,2/BAEL91 modifié 99 [6])

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99 [6])

On doit vérifier

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

Avec :

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,04 \text{ cm}$, n : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 100,4} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Espacement des barres :

- Armatures principales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99 [6])

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

D'où :

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 25,39 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$



III.1.3.3. Vérifications à L'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considéré comme très préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1) la contrainte dans acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec

$\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec

$$M_s = 1 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 67,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) la contrainte dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,50} \times 67,59 = 1,423 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,423 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

III.1.3.4 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3 [5])

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = \mathbf{0.25} \text{ (Zone III, groupe d'usage2).}$$

- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$$\text{Soit : } C_p = \mathbf{0.3}$$

- **W_p** : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.71 \text{ KN/mL}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.71 = 0.51 \text{ KN /ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$$



Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Ferrailage adopté

- ❖ Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25\text{ cm}$
- ❖ Armatures de répartition : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{ cm}^2$ avec : $S_t = 16\text{ cm}$

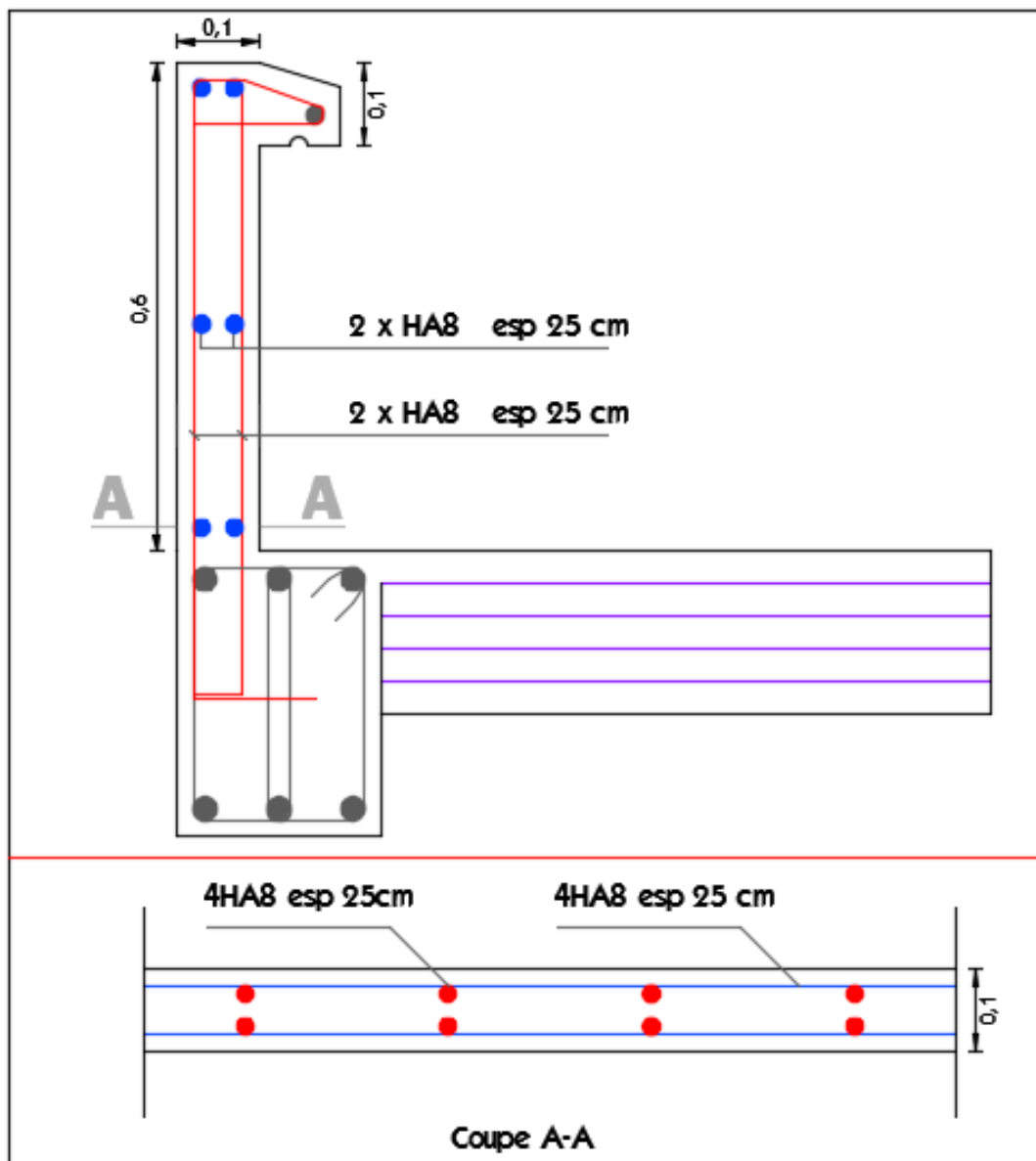


Figure III.1.5: Schéma de ferrailage de l'acrotère[23].



III.2. Plancher en corps creux

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

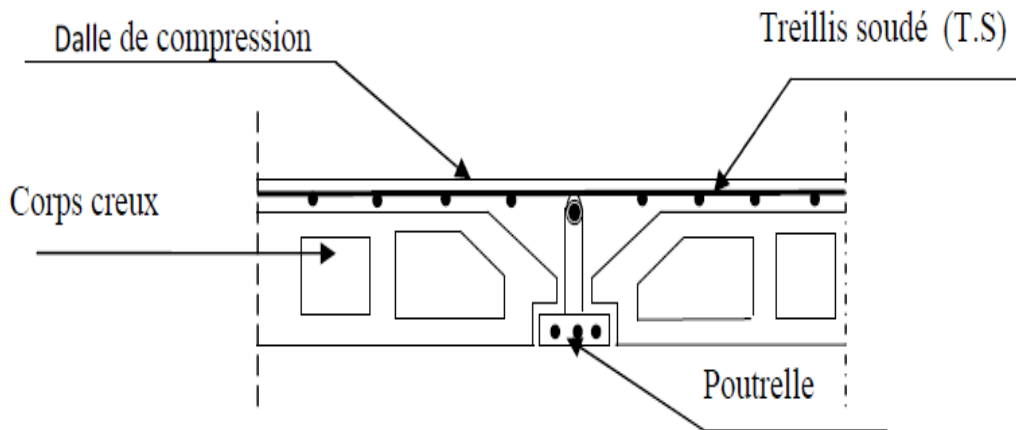


Figure III.2.1 : Coupe verticale sur un plancher en corps [22].

- Les poutrelles sont des sections en T, distantes de 65 cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

III.2.1 Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520, $\phi \leq 6$) d'élasticité $F_e = 520$ MPa ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 [6] (Art : B.6.8, 423).

- **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- **33 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

III.2.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} \quad (50 \leq l' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec

l' : la distance entre axes des poutrelles; ($l' = 65$ cm) .

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

III.2.1.2. Armatures parallèle aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$.

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\phi 5$ et de mailles (200 x 200) mm².

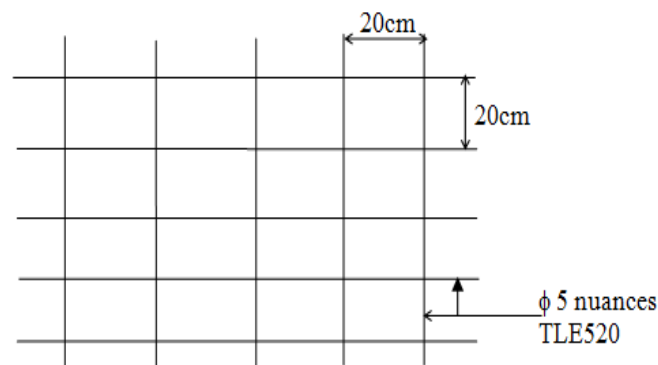


Figure III.2.2 : Treillis soudé de (20x20) cm² [22].

III .2.2 Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

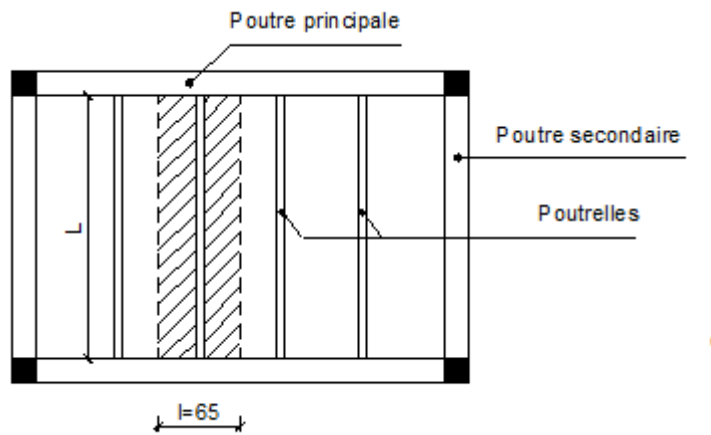


Figure III .2.3 : Vue en plan de plancher a corps creux [22] .

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

III .2.2.1 Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriqué est considérée comme simplement appuyée a ses deux extrémités celle si supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

A. les charges et surcharges

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge de l'ouvrier :

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

B. Ferrailage à l'ELU

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ kN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

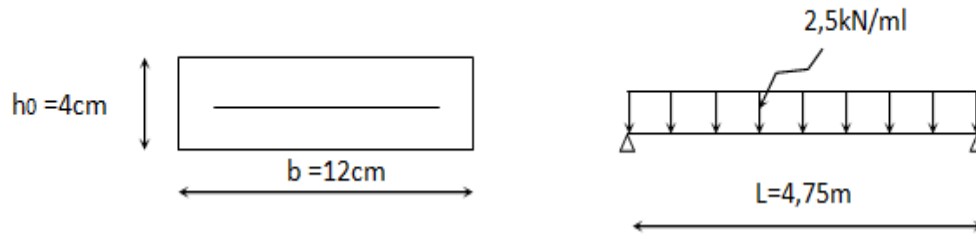


Figure III.2.4 : schéma statique de la poutrelle [22].

Avec : L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

❖ **Le moment max en travée**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (5,00)^2}{8} = 7,812 \text{ kN.m}$$

❖ **L'effort tranchant max**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 5}{2} = 6,25 \text{ kN}$$

❖ **Calcul d'armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : $b = 12 \text{ cm}$.

$h = 4 \text{ cm}$.

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile et c : l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$).

Donc : $\mu = 11,461$

$\mu = 11,461 > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée (**SDA**).

Remarque

Sachant que la dimension des poutrelles est de $12 \times 4 \text{ cm}$, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression ($A_{sc}=0$) ne soit pas nécessaire.

III .2.2.2. Apres coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

1. Dimensionnement de la poutrelle

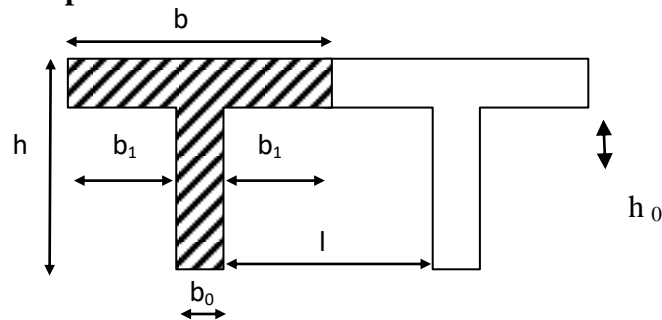


Figure III.2.5 : Dimensions de la poutrelle [22].

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (16+4 plancher).

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

l_0 : Distance entre axe des poutrelles ($l_0 = 65 - 12 = 53$ cm).

l : portée libre entre nus. ($l=500$ cm).

b_1 : largeur de l'ourdis `a prendre en compte de chaque cote de la nervure est limitée `a la plus faible des valeurs ci-après :

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{500}{2} = 166.66 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min}(26.5, 50, 166.66) = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : $b_1=26.5$ cm.

b : largeur de la table de compression.

Soit : $b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm.

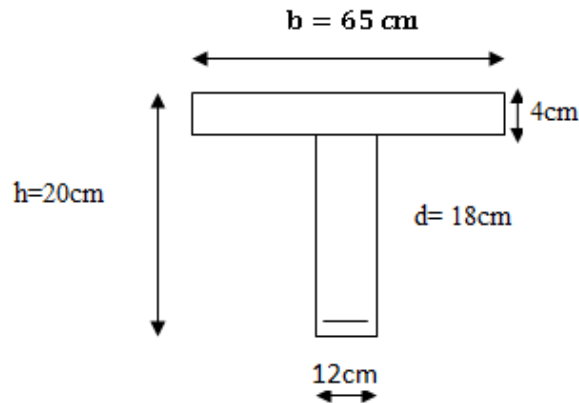


Figure III.2.6: Coupe transversale de la poutrelle.

1. Evaluation des charges

❖ Charges permanentes

➤ Plancher étage courant (usage d'habitation) : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.43$ KN/ml.

❖ Charges d'exploitations

➤ Plancher étage courant (usage d'habitation) : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$ KN/ml.

2. Combinaison d'actions

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.095$ KN /ml.
- ELS : $q_s = G + Q = 4.407$ KN/ml.

3. Choix de la méthode de calcul

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

- ❖ La méthode forfaitaire.
- ❖ La méthode des trois moments.
- ❖ La méthode de Caquot.



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 .

- Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.28 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.56 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.56 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \longrightarrow Condition vérifiée.

3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{4.15}{5} = 0.83$$

$$0.8 \leq 0.83 \leq 1.25 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion

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

4. Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

5. Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise aux mêmes charges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.



M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

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

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

- $M_t \geq \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastés.

Effort tranchant

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec

- l : Longueur de la travée considérée.
- $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.
- M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

6. Application de la méthode

❖ Plancher à usage d'habitation

Dans se cas le plancher est composé de deux différentes poutrelles :

- Poutrelle 1 à deux travées.
- Poutrelle à une seule travée.

a. Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.43} = 0.221 \quad \text{avec :} \quad 0 < \alpha = 0.221 < \frac{2}{3}$$



Tableau III.2.1: Rapport de charges.

A	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.221	1.0663	0.533	0.633

b. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants)

A L'ELU :

❖ Poutrelle 1

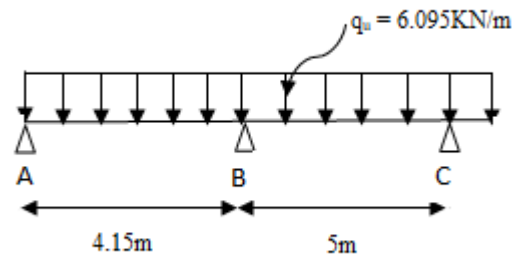


Figure III.2.8: l'évaluation des moments dans les différents appuis.

a. Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,095 \times (4.15)^2}{8} = 13.121 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,095 \times (5)^2}{8} = 19.046 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,2 M_{01} = 0,2 \times 13.121 = 2,624 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_{02} = 0,6 \times 19.046 = 11.428 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{02} = 0,2 \times 19.046 = 3.809 \text{ KN.m}$$

c. Calcul des moments en travées

- Travée (AB)

$$M_{t(AB)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

$$M_{t(AB)} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq (1 + 0,3 \times 0,221) 13.121 - \frac{2.624 + 11.428}{2} = 6.964 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{t(AB)} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{01} = \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2}\right)13.121 = 8.307 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(AB)} = 8.307 \text{ KN.m}$

Travée (BC)

$$M_{t(BC)} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02}$$

$$M_{t(BC)} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{t(BC)} \geq (1 + 0,3 \times 0,221)19.046 - \frac{11.428 + 3.809}{2} = 12.690 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{t(BC)} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{02} = \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,221}{2}\right)19.046 = 12.058 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t(BC)} = 12.690 \text{ KN.m}$

d. Calcul des efforts tranchants

-Travée (AB)

$$T_A = \left(\frac{Q_U \times L_{12}}{2}\right) + \left(\frac{M_B - M_A}{L_1}\right) = \left(\frac{6,095 \times 4,15}{2}\right) + \left(\frac{11.428 - 2.624}{4,15}\right) = 14.768 \text{ KN}$$

$$T_B = -\left(\frac{Q_U \times L_{12}}{2}\right) + \left(\frac{M_B - M_A}{L_1}\right) = -\left(\frac{6,095 \times 4,15}{2}\right) + \left(\frac{11.428 - 2.624}{4,15}\right) = -10.525 \text{ KN}$$

-Travée (BC) :

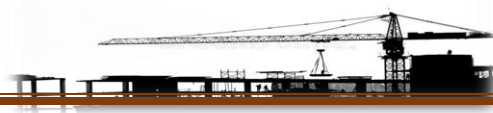
$$T_B = \left(\frac{Q_U \times L_2}{2}\right) + \left(\frac{M_C - M_B}{L_2}\right) = \left(\frac{6,095 \times 5}{2}\right) + \left(\frac{3.809 - 11.428}{5}\right) = 13.713 \text{ KN}$$

$$T_C = -\left(\frac{Q_U \times L_2}{2}\right) + \left(\frac{M_C - M_B}{L_2}\right) = -\left(\frac{6,095 \times 5}{2}\right) + \left(\frac{3.809 - 11.428}{5}\right) = -16.761 \text{ KN}$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les différentes travées :

Tableau III.2.2 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

Travée	M_0 (KN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	13.121	2.624	11.428	8.307	14.768	-10.525
BC	19.046	11.428	3.809	12.690	13.713	-16.761



▪ Diagramme des efforts internes

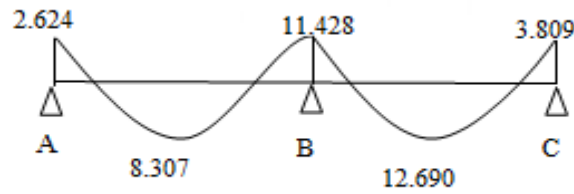


Figure III.2.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.

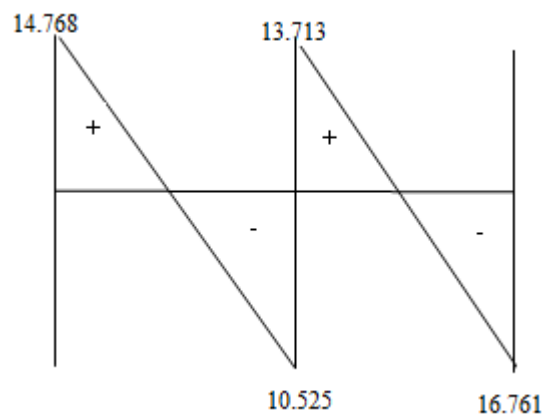


Figure III.2.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2

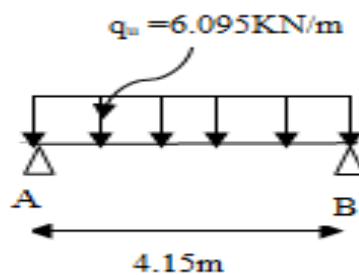


Figure III.2.11: Schéma statique de la poutrelle 2.

e. Calcul des moments isostatiques



$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,095 \times (4.15)^2}{8} = 13.121 \text{ KN.m}$$

f. Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13.121 = 3.936 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13.121 = 3.936 \text{ KN.m}$$

g. Calcul des moments en travées

- Travée (AB)

$$M_{t(AB)} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01}$$

$$M_{t(AB)} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{t(AB)} \geq (1 + 0,3 \times 0,221) 13.121 - \frac{3.936 + 3.936}{2} = 10.054 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{t(AB)} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} = \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,221}{2} \right) 13.121 = 8.307 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_{t(AB)} = 10.054 \text{ KN.m}$$

h. Calcul des efforts tranchants

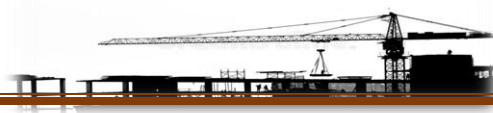
- Travée (AB)

$$T_A = \left(\frac{Q_U \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_B - M_A}{L} \right) = \left(\frac{6,095 \times 4.15}{2} \right) + \left(\frac{3.936 - 3.936}{4.15} \right) = 12.647 \text{ KN}$$

$$T_B = - \left(\frac{Q_U \times L}{2} \right) + \left(\frac{M_B - M_A}{L} \right) = - \left(\frac{6,095 \times 4.15}{2} \right) + \left(\frac{3.936 - 3.936}{4.15} \right) = -12.647 \text{ KN}$$

Tableau III.2.3: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

Travée	M_0 (KN.m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	13.121	3.936	3.936	10.054	12.647	-12.647



▪ Diagramme des efforts internes

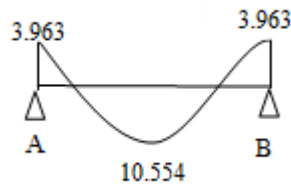


Figure III.2.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 2.

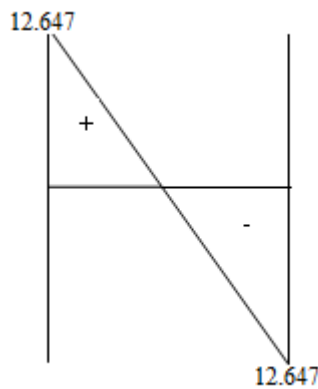


Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

A L'ELS

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par q_s et de diviser par q_u pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.407}{6.095} = 0.723$$

❖ Poutrelle1

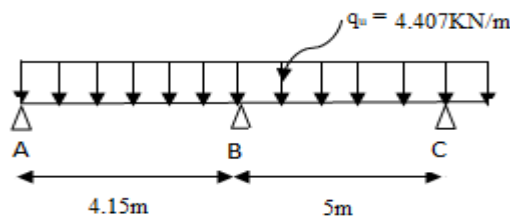


Figure III.2.13 : Schéma statique de la poutrelle 1.

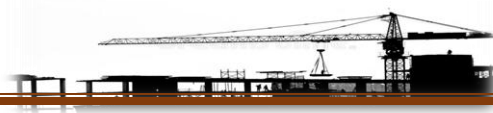


Tableau III.2.4: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	1.896	8.262	6.00	10.67	-7.610
BC	8.262	2.754	9.174	7.817	-11.476

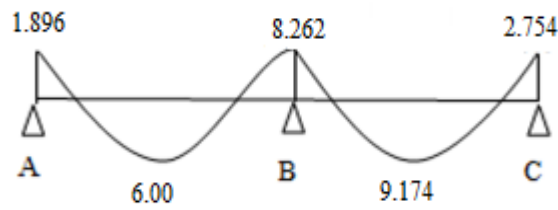


Figure III.2.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 1.

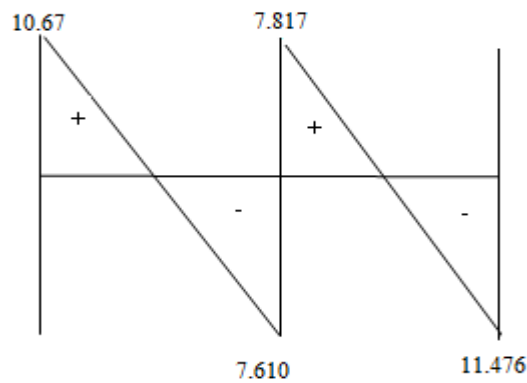


Figure III.2.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 1.

❖ Poutrelle 2

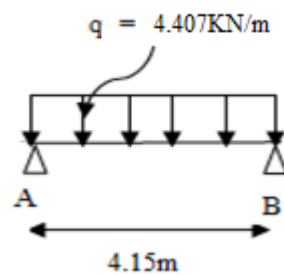


Figure III.2.16 : Schéma statique de la poutrelle 2.

Tableau III.2.6: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle

Travée	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_t (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)
AB	2.846	2.846	7.269	9.144	-9.144

2

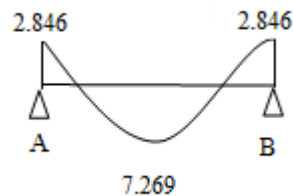


Figure III.2.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la poutrelle 2.

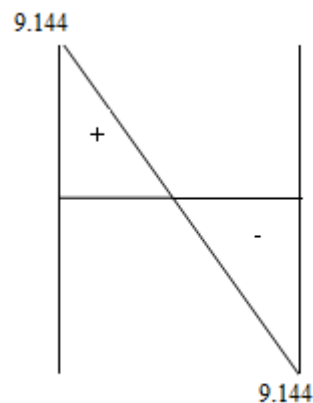


Figure III.2.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle 2.

c. Calcul des armatures à ELU

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{\max}^t = 12.690 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{\max}^a = 11.428 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

1. Armature longitudinal

❖ En travée

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 12.690 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{\max}^t < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

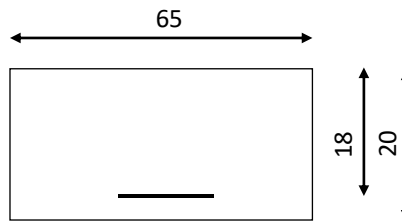


Figure III.2.19: section rectangulaire de (20x 65) cm².

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{12.690 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.042$$

Donc : $\mu = 0.042 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (**SSA**) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{12.690 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

❖ Aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis : $M_{\max}^a = 11.428 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{bd^2f_{bu}}$$



$$\mu = \frac{11.428 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.206$$

Donc : $\mu = 0.206 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc $As' = 0$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.206 \rightarrow \beta = 0.883$

$$A_a = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{11.428 \times 10^3}{0.883 \times 18 \times 348} = 2.066 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1HA12 + 1HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Armature transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12BAEL91** [6]) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

- \emptyset_t : diamètre des armatures transversal.
- \emptyset_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.2; 1.2\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset_t = 0.8 \text{ cm}$

Donc : $A_t = 2x \emptyset_t = 1.01 \text{ cm}^2$

2. Espacement entre les cadres

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = \min \{16.2; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} > 0.4 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} > 0.4 \text{ MPa}$$

2.24 MPa > 0.4 MPa → Condition vérifiée.

Vérification a l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

❖ En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99 [6]) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant ($T_{\max} = 16.761 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{16.761 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.775 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.775 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$



- ❖ Appui intermédiaire $T_{\max} = 13.713 \text{ KN}$
 $T_{\max} = 13.713 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN.} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$
- ❖ Appui de rive $T_{\max} = 16.761 \text{ KN}$
 $T_{\max} = 16.761 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$

2. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inferieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99 [6]) :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{V_s}{f_e} < A$$

- ❖ Appui intermédiaire : $M_{\max} = 11.428 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 13.713 \text{ KN}$

$$\left(13.713 - \frac{11.428}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.633 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

- ❖ Appui de rive : $M_{\max} = 3.936 \text{ KN.m}$ et $T_{\max} = 16.761 \text{ KN}$

$$\left(16.761 - \frac{3.936}{0.9 \times 0.18}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.216 \text{ cm}^2 < A_a = 2.26 \text{ cm}^2$$

condition verifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s :Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times \pi \times 1.2 = 7.536 \text{ cm,} \quad n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{16.761}{0.9 \times 18 \times 7.536} \times 10 = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.137 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

Pas de risque d entrainement des barres longitudinales.

3. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23..BAEL91/modifiée 99 [6]):

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 [6] [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

d. Vérification à l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99 [6])

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la résistance à la compression du béton (ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99 [6])

Contrainte dans le béton

❖ En travée :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec

$$M_s = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.200$$

$$\rho_1 = 0.200 \rightarrow \beta_1 = 0.9274 \rightarrow K_1 = 54.07$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.9274 \times 18 \times 2.35} = 257.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{54.07} \times 257.46 = 4.761 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.761 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En appuis :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$M_s = 8.251 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.054$$

$$\rho_1 = 1.054 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.251 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 236.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20.21} \times 236.39 = 11.696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.696 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99 [6]) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{415} = 0.0481 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

→ Condition non vérifié

$$\frac{20}{415} = 0.048 < \frac{12.69}{10 \times 19.046} = 0.0666$$

→ Condition non vérifié

$$\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0011 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

→ Condition vérifiée.

Avec

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 4.15)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

Vu que les conditions ne sont pas toutes vérifiées, on doit procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

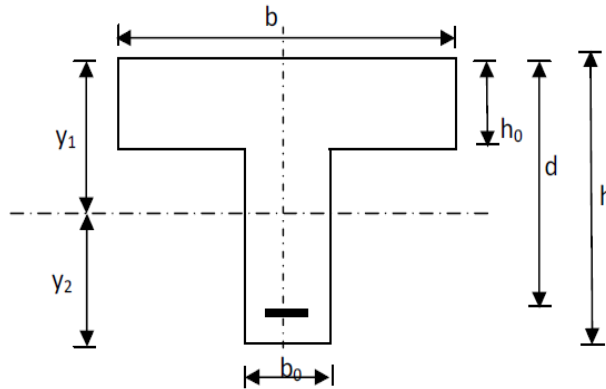


Figure III .2.20: Schéma statique de calcul [22].

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec

- S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h}{2} h + (b - b_0) \frac{h_0}{2} h_0 + 15A_{st} d$$

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458.5}{487.25} = 7.097 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.097 = 12.903 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.097^3 + 12.903^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.097 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2.35 (12.903 - 2)^2$$

$$I_0 = 20067.877 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.977$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.010} = 1.61$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 236.39 + 2.1} = 0.68$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 20067.877}{1 + (0.68 \times 1.61)} = 10537.83 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{10.054 \times (4.15)^2 \times 10^7}{1000 \times 10818.865 \times 10537.83} = 0.01518 \text{ cm}$$

$$f = 0.015 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Puisque la flèche est vérifiée donc on peut garder le plancher 16+4

Les armatures longitudinales seront réalisées par :

- En travée $3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$
- Aux appuis $1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

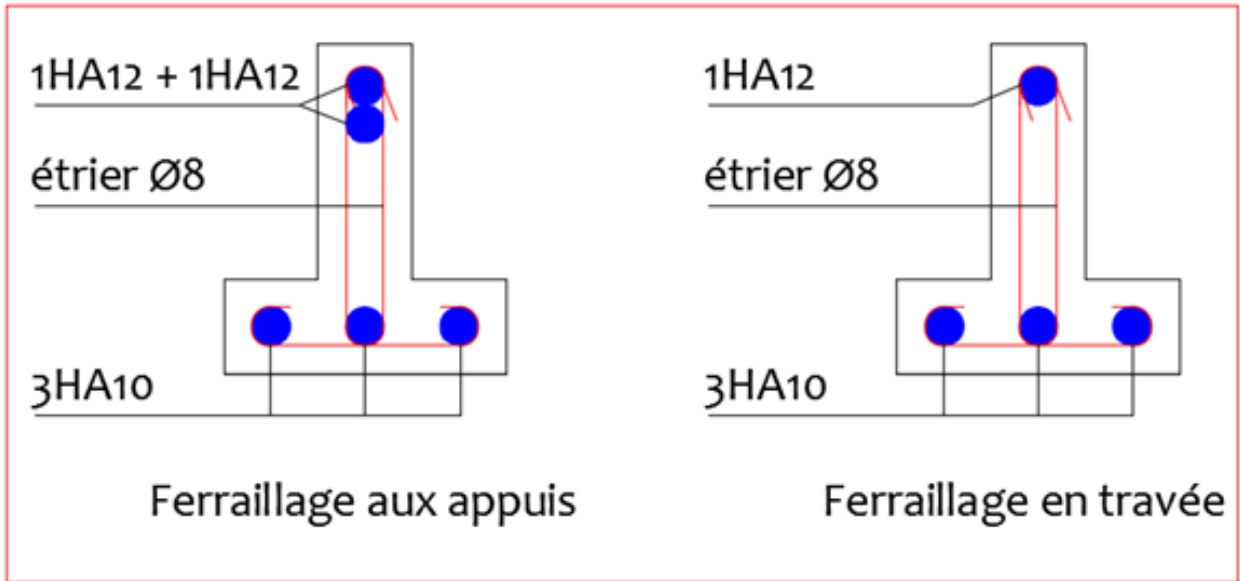


Figure III .2.21: Schéma du ferrailage du plancher [23].



III.3. Balcon

C'est une dalle pleine en béton armé reposant sur deux appuis (dans notre cas) d'une épaisseur de 15cm.

III-3.1 : Calcul à L'ELU :

III.3.1.1.Détermination des charges et surcharges du balcon

- Charge permanente :

$$G = 5.35 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{déterminé dans le chapitre II})$$

- Charge concentrée :

Tableau III.3.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
G total				1.62

- Surcharge d'exploitation : D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

Avec :

- **G** : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

A L'ELU :

- Dalle: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12,47 \text{ KN/ml}$
- Garde corps: $g_u = 1.35 g = 1.35 \times 1.62 = 2,19 \text{ KN/ml}$

A PELS :

- Dalle : $q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8,85 \text{ KN/ml}$

- Garde corps : $g_s = g = 1.62 = 1.62 \text{ KN/ml}$

Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis.

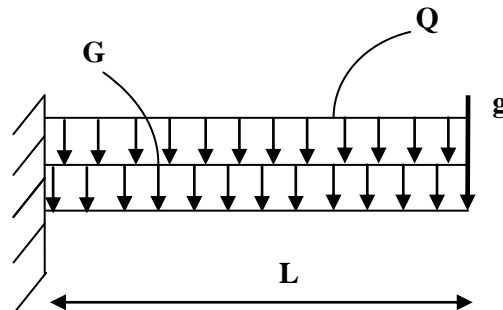
La dalle est considérée comme portant dans deux directions...si $0,40 \leq l_x/l_y = \rho \leq 1$

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée...si $l_x/l_y = \rho < 0,4$.

- La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au BAEL91/modifiée99.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.3 \rightarrow \rho < 0.4$$

Donc la dalle porte uniquement dans un seul sens. On va prendre une bande de 1m au milieu de L_y parallèle à L_x .



**Figure III.3.1 : Schéma
statique du balcon**

Remarque

Les dalles encastrées totalement ou partiellement sur leur contour sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leurs contours

(BAEL Art-8-2-32 [6]).

III.3.4. Calcul des efforts internes

A l'ELU

- moments fléchissant : $M_u = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} + G_u \cdot l \rightarrow M_u = \frac{12.47 \times (1.8)^2}{2} + 2.19 \times 1.8 = 24.143 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $V_u = q_u \cdot l + g_u \rightarrow V_u = 12.47 \times 1.8 + 2.19 = 24.636 \text{ KN}$

A l'ELS

- moments fléchissant : $M_s = \frac{Q_s \cdot l^2}{2} + G_s \cdot L \rightarrow M_s = \frac{8.85 \times (1.8)^2}{2} + 1.62 \times 1.8 = 17.253 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $V_s = q_s \cdot l + g_s \rightarrow V_s = 8.85 \times 1.8 + 1.62 = 17.55 \text{ KN}$

III.3.5. Calcul a l'ELU

❖ Ferrailage

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple .La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.3.2: section de balcon.

Avec :

h : Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b : Largeur de la section (b = 100 cm).

c : Enrobage (c = c' = 2 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

Armature principal

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{24.143 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.100$$

$\mu = 0.100 < \mu_1 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.100 \rightarrow \beta = 0.947$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{24.143 \times 10^3}{0.947 \times 13 \times 348} = 5.635 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

III.3.6. Vérification a l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99 [6])

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):

(A.5.1,2/BAEL91modifié 99 [6])

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{V_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{24.636}{100 \times 13} \times 10 = 0.19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



c. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99 [6]) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1.4 = 17.584 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{24.636}{0.9 \times 13 \times 17.584} \times 10 = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99 [6]) :

- Pour les armatures principales

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = \min(48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = \min(64 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ c}$$

III.3.7. Vérification `a l'E.L.S

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99 [6])

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91 [6])

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 17.253 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 13} = 0.473$$

$$\rho_1 = 0.473 \rightarrow \beta_1 = 0.896 \rightarrow K_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.253 \times 10^3}{0.896 \times 13 \times 6.15} = 240.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{1}{33.08} \times 240.84 = 7.280 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.280 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99 [6]) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{e}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{17.253}{10 \times 17.253} = 0.1 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{6.15}{100 \times 13} = 0.0047 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA14 avec $S_t=25$ cm.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.

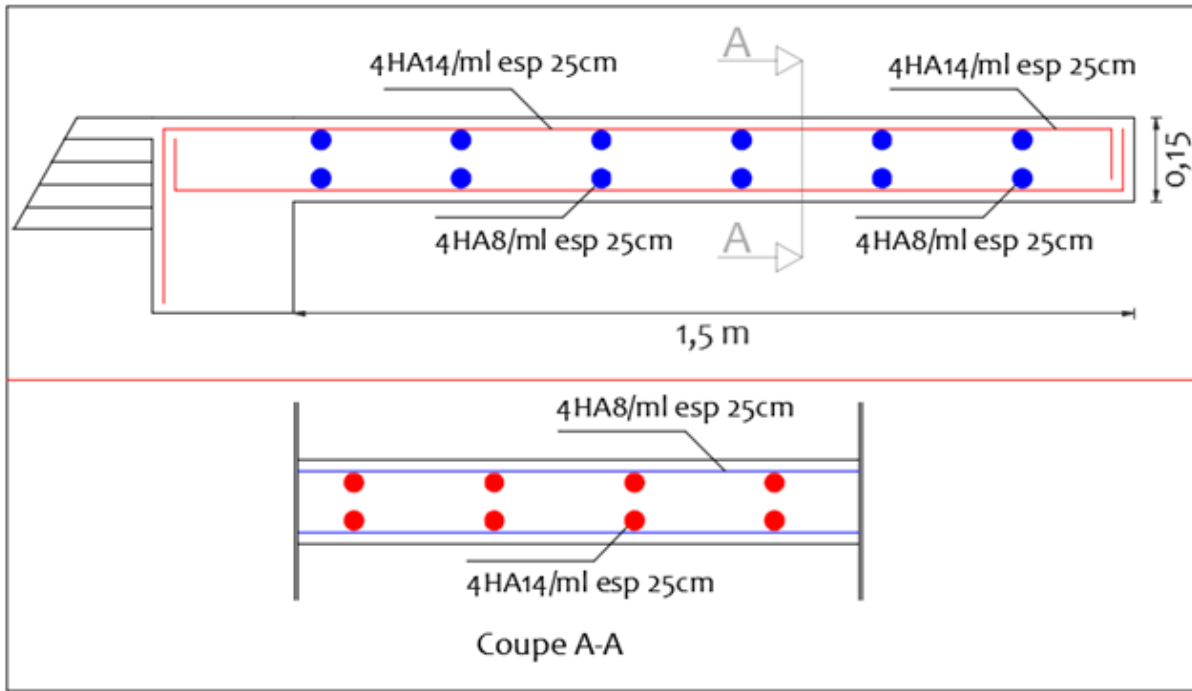


Figure III.3.3: Schéma de ferrailage du balcon [23].



III.4. Etude de la poutre de chaînage

III.4.1. Définition

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place, chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux éléments verticaux (poteaux, voile).

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

III.4.2. Dimensionnement

Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99** [6] », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** [5] ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur « ht » $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- Largeur « b » $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10} \quad \longrightarrow \quad 33.34 \leq h_t \leq 50 \quad \longrightarrow \quad h_t = 40\text{cm}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad b = 25\text{cm}$$

Exigences du RPA 99/2003 [5] ;

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{donc, on prend} \quad \begin{array}{l} h=40\text{cm} \\ b=25\text{cm} \end{array}$$

Evaluation des charges et surcharges

❖ **Les charges permanentes**

Le poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du cloison $(4-0.4)2.36 = 8.496 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du plancher..... $5,28 \times (0.65/2) = 1.716 \text{ KN/ml}$.

G= 12.71 KN/ml

❖ **La surcharge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ KN/ml.}$$

Combinaisons de charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5q = 1,35 \times 12.71 + 1,5 \times 0.487 = 17.89 \text{ KN/ml.}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 12.712 + 0.487 = 13.199 \text{ KN/ml.}$

III.4.3. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

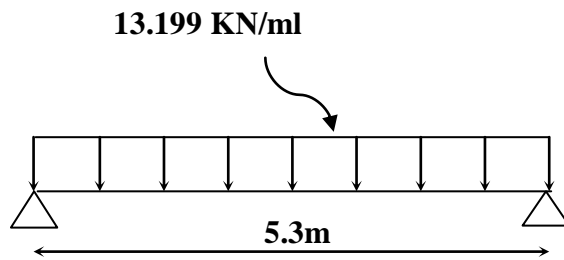


Figure III.4.1: Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

1-Calcul des efforts internes

Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{17.89 \cdot 5.3^2}{8} = 62.81 \text{ kN.m}$$

Les réactions d appuis

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{17.89 \cdot 5.3}{2} = 47.408 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M max en travées

-0,30 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée $M_t = 0,85M = 53.388 \text{ KN.m}$

Aux appuis $M_a = M_b = -0,3M_{\max} = -18.843 \text{ KN.m}$

2- Les efforts tranchant

$$t(x) = -17.89x + 47.408$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{pour } x=0\text{m} \rightarrow t(x) = 47.408 \text{ kN} \\ \text{pour } x=5.3\text{m} \rightarrow t(x) = -47.409 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

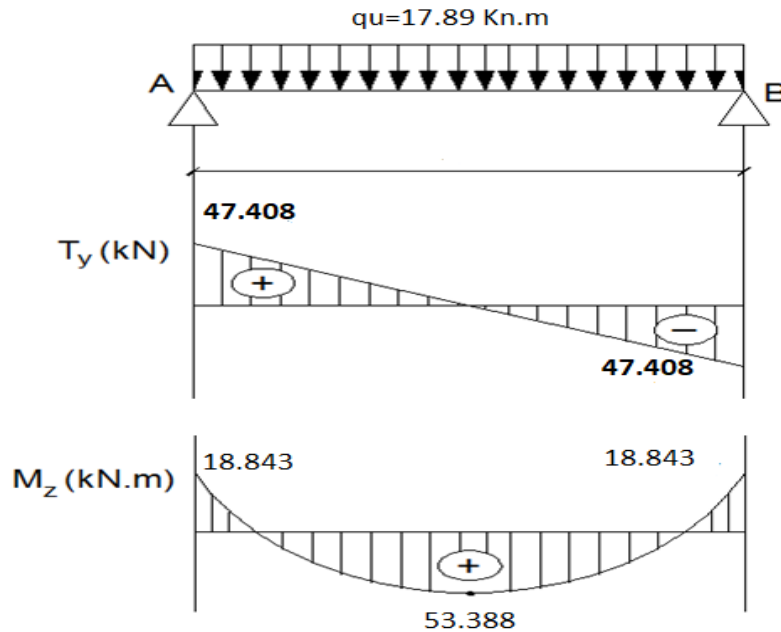


Figure III.4.2 : Diagramme des Efforts internes à l'ELU.

3-Calcul des armatures

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53.388 \cdot 10^3}{25.36^2 \cdot 14.2} = 0.116$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0.116 \text{ et } \beta = 0.938$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{e} / \gamma_s} = \frac{53.388 \cdot 10^3}{0.938 \cdot 36 \cdot 384} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA14 = 4.62 cm²

- Aux appuis :



$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{18,843 \cdot 10^3}{25 \cdot 36^2 \cdot 14.2} = 0.040$$

$\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$B = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{18,843 \cdot 10^3}{0.979 \cdot 36 \cdot 384} = 1.536 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA14 = 4.62 cm²

4-Vérification à l'ELU

❖ condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

Calcul de la section minimale

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis

$$A_{adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,086 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée

$$A_{adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,086 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1 [6])**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } T_{max} = 47,408 \text{ KN.}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

5- Calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{47,408 \times 10^3}{250 \times 360} = 0,526 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.



❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3 [6]).**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$$

Avec $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,708 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 226,1} = 0,651 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant**

✓ **Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312 [6]).**

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{16,60 \times 10^3 + 12,35 \times 10^3}{0,9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} = 0,330 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,19 > A_u = 0,330 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

✓ **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313 [6]).**

$$\frac{2 T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 250 \times 360}{1,5} = 540 \times 10^3 \text{ N} = 540 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 47,408 \text{ KN} < 540 \text{ KN}$ \longrightarrow **Condition vérifiée.**

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22 [6]).**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

En travée

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20$ cm

Aux appuis

$$L_s = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20$ cm

❖ Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{10; 11,4; 25\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Tr} = 3,14 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003 [5])

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 35 = 36,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 36,4 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 40 \text{ cm}$

- En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

on opte pour $S_t = 8 \text{ cm}$.

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$S_t \leq 15 \text{ cm}$, on opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

6-Vérifications à l'ELS

$$Q_s = 13,199 \text{ kN/ml}$$

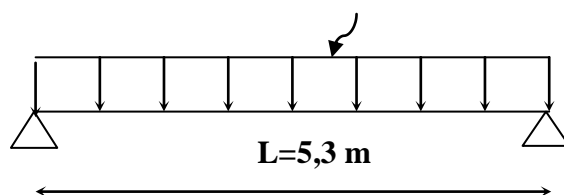


Figure III.4.3. Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

a- Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{13,199 \times 5,3^2}{8} = 46,344 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M max en travées

0,50 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- **En travée** $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 46,344 = 39,392 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis** $M_a = M_b = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 46,344 = -13,903 \text{ KN.m}$

b- Les efforts tranchant

$$T_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{13,199 \times 5,3}{2} = 34,977 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q_s \cdot L}{2} = \frac{-13,199 \times 5,3}{2} = -34,977 \text{ kN}$$

c-Diagramme des Efforts internes

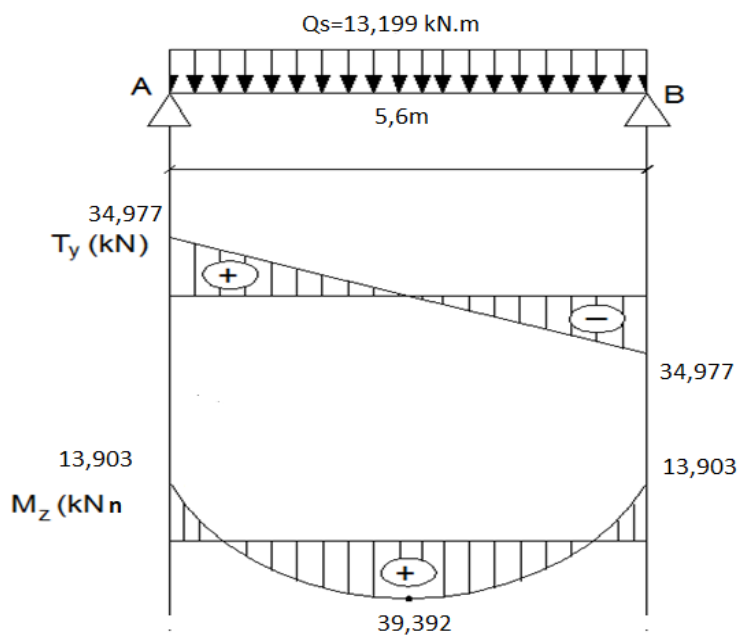


Figure III.4.4. Diagramme des Efforts internes à l'ELS.



7- Vérification des contraintes

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Dans le béton}$$

✓ **Aux appuis**

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

Avec $A_{Ap} = 2,25 \text{ cm}^2$; $M_{sA} = 13,977 \text{ KN.m}$; $d = 36 \text{ cm}$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 2,25}{25 \times 36} = \mathbf{0,25}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47,89 \\ \beta_1 = 0,920 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,977 \times 10^3}{0,92 \times 36 \times 2,25} = 187,56 \text{ MPa}$$

Avec $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 187,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47,89} = 0,020$$

$$\sigma_{bc} = 0,020 \times 187,56 = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ **En travée**

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 39,392 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 36} = 0,513$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31,45 \\ \beta_1 = 0,892 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{39,392 \times 10^3}{0,892 \times 36 \times 4,62} = 265,52 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 265,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,45} = 0,031$$

$$\sigma_{bc} = 0,031 \times 265,52 = 8,23 \text{ MPa}$$



$\sigma_{bc} = 8,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition est vérifiée.

❖ Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ Avec : h = 40 cm hauteur totale,

L = 5,3 m portée entre nus d'appuis,

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$ Avec : M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,62}{f_e}$ Avec A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{l} = \frac{0,4}{5,60} = 0,071 > \frac{1}{16} = 0,0625$ \longrightarrow Condition vérifiée.

$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{39,392}{10 \times 46,344} = 0,084 < \frac{h}{l} = 0,071$ \longrightarrow Condition non vérifiée.

$\frac{A}{bd} = \frac{4,62}{25 \times 36} = 0,005 < \frac{4,62}{400} = 0,0115$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc il faut la vérification de la flèche.

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_u I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$

Avec

\bar{f} : la flèche admissible

E_u : module de déformation différée

$E_u = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} I = \frac{b}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 \\ I = \frac{25}{3} + (18,83^3 + 21,17^3) + 15.4,62(21,17 - 4)^2 \\ I = 36602,856 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_1 = \left((h^2 \cdot b/2) + 15A_t \cdot 2 \right) / (b \cdot h + 15A_t) \\ V_1 = \left((40^2 \cdot 25/2) + 15.4,62 \cdot 2 \right) / (25 \cdot 40 + 15.4,62) \\ V_1 = 18,83 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 \\ V_2 = 40 - 18,83 \\ V_2 = 21,17 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc

$\frac{5}{384} \frac{13,199 \cdot 5,3^2}{10818,865 \cdot 10^3 \cdot 36602,856 \cdot 10^{-8}} = 0,00121 \leq \frac{1}{500} = 0,002$

La condition est vérifiée .



Conclusion

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion

Et les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes

Donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'état limite de service

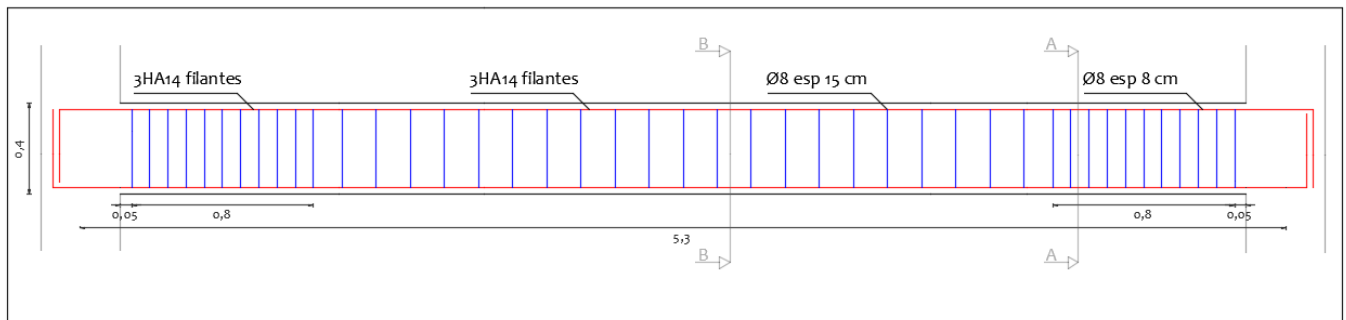
On adopte ;

❖ Armatures longitudinales :

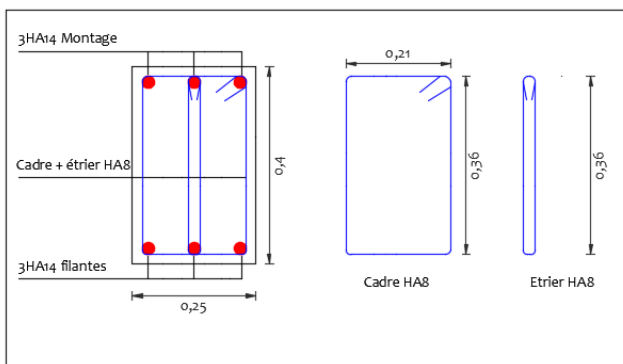
- En travée : 3HA14
- Aux appuis : 3HA14

❖ Armatures transversales :

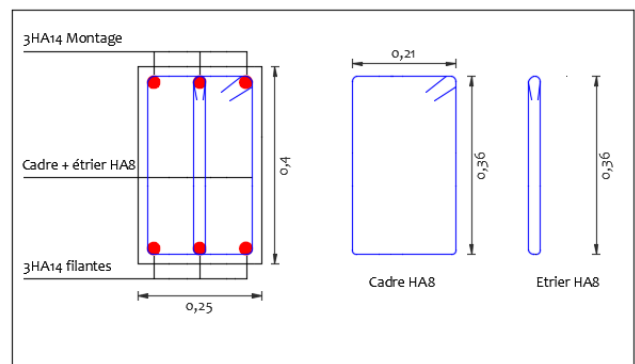
- 4HA10



Ferraillage de la poutre de chaînage



Ferraillage aux appuis
Coupe A-A



Ferraillage en travée
Coupe B-B

Figure III.4.5. Schéma du ferraillage de la Poutre de chaînage [23].

III.5. Calcul d'escaliers

III.5.1. Définition

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. La structure est munie d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

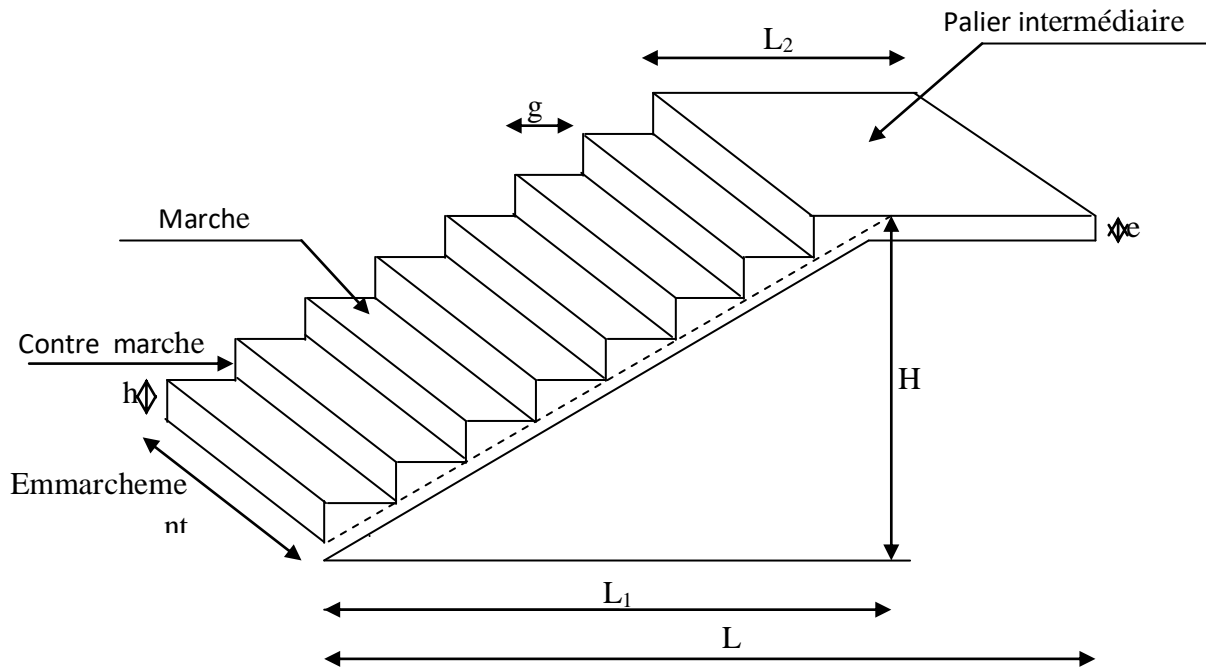


Figure III.5.1: schéma de l'escalier [22].

III.5.2. Terminologie

- La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'embranchement : représente la largeur de la marche.

III.5.3. Calcul des escaliers

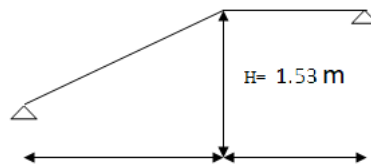
III.5.3.1. Calcul de l'escalier de l'étage courant

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

III.5.3.2. Pré- dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).



$$L_1 = 2.4\text{m} \quad L_2 = 1.5\text{m}$$

Figure III.5.2 : Schéma statique d'escalier étage courant

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A. Calcul du nombre de contre marches

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Soit : $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$n = 9$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$



C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

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

D. Calcul de la hauteur du giron

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \leq g+2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } h = 17 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

Application :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ} \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 280 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_2 = 2.80 + 1.6 = 4.4 \text{ m} = 440 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'ou : } \frac{440}{30} \leq e_p \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 14.66 \leq e_p \leq 22$$

On opte pour: $e_p = 18 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.3.3. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.



A. Les charges permanentes

- Le poids des revêtements

Tableau III.5.1 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit ciment	0.015	18	0.27
5	Poids propre du garde corps	/	/	0.2
G total				1.85

- Le palier

Tableau III.5.2 : Charges permanentes revenant au palier.

N°	Elément	Épaisseur[m]	pds volumique [KN/m ³]	G[KN/m ²]
1	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
2	poids des revêtements			1.85
G total				6.35

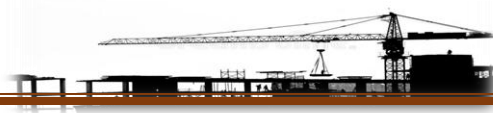
- La paillasse (Le volée)

Tableau III.5.3 : Charges permanentes revenant à la paillasse.

N°	Elément	G[KN/m ²]
1	Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 29.55^\circ = 5.17$
2	Poids des marches	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
3	poids des revêtements	1.85
G total = 9.14		

B. Surcharges d'exploitations

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.



III.5.4. Combinaison des charges

- ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_u = (1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.32 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Volée : $q_u = (1.35 \times 9.14 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.09 \text{ KN / ml}$.
- ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - ✓ Palier : $q_s = (6.35 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.85 \text{ KN / ml}$.
 - ✓ Volée : $q_s = (9.14 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.64 \text{ KN / ml}$.

II.5.5.1. Calculs à l'ELU :

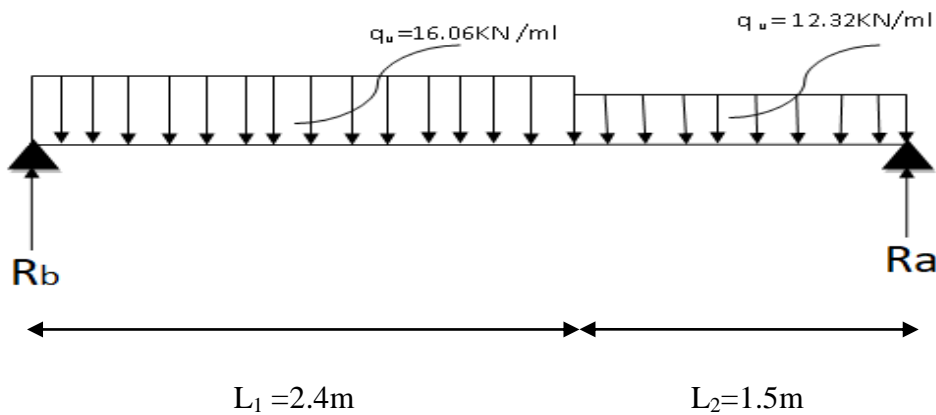


Figure III.5.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

- Calcul des efforts internes

Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 8.97 + 12.32 \times 1.5 + 16.09 \times 2.4$$

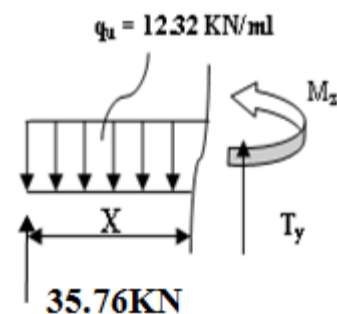
$$R_A + R_B = 65.994 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies - 3.9 R_B + (16.06 \times 2.8 \times 1.4) + (12.32 \times 1.5 \times 0.75) = 0$$

$$\text{D'où} \begin{cases} R_A = 35.76 \text{ KN} \\ R_B = 30.23 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELU

✓ Tronçon $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$





$$T_y = 12.32 x + 8.97 - 35.76$$

$$M_z = \frac{(-12.32 x^2)}{2} - 8.97 x + 35.76x$$

$$M_z = -6.16 x^2 - 8.97x + 35.76x$$

✓ **Tronçon $0 \leq x \leq 2.4$**

$$T_y = +16.06x - 30.23$$

$$M_z = 16.06x^2 - 30.23x$$

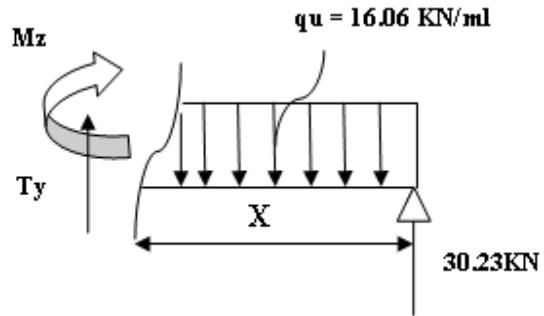


Tableau III.5.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	12.32 x - 26.79	$- 6.16 x^2 + 26.79x$	0	-26.79	0
			1.5	-8.31	26.32
$0 \leq x \leq 2.4$	16.06 x - 30.23	$16.06x^2 - 30.23x$	0	-30.23	0
			2.4	8.31	19.95

D'où

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon $0 \leq x \leq 1.5m$

$$T_y = 0 \Rightarrow +12.32x - 26.79 = 0 \Rightarrow x = 2.17 \text{ m}$$

Donc : $M_z^{\max} = 29.127 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

Tableau III.5.5: Les moments corrigés à l'ELU.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 29.127$	-8.73
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 29.127$	24.75



D'où :

$$\begin{cases} M_T \text{ travée} = 24.75 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -8.73 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -26.32 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 26.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU

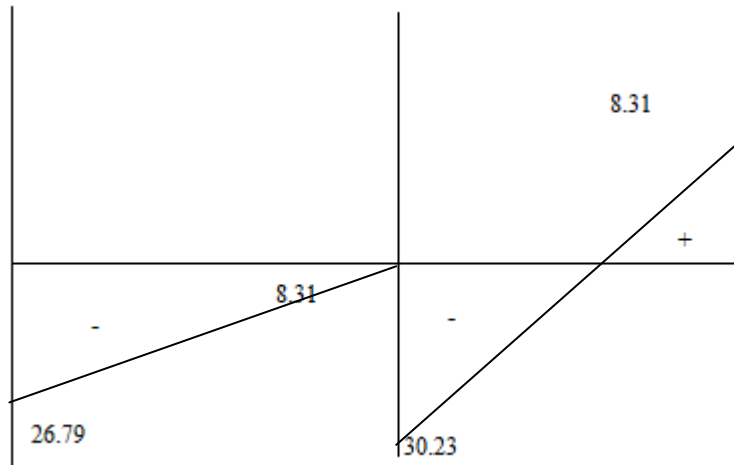


Figure III.5.4. Diagramme des efforts tranchants

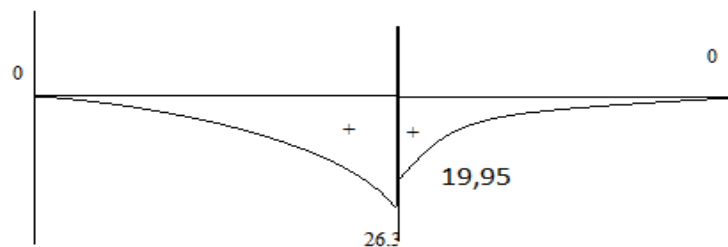


Figure III.5.5. Diagramme des moments fléchissant

III.5.5.2. Ferrailage à l'ELU

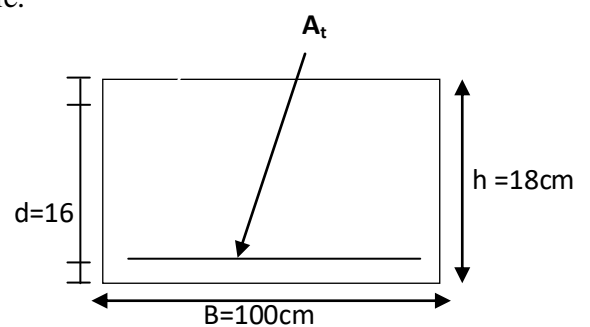
Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.

✓ Armatures aux appuis :

Appui B :

• Armatures principales



$$M_B = - 8.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8.73 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.024$$

$$\mu_b = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{8.73 \times 10^2}{0.988 \times 16 \times 34.8} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui A:

- **Armatures principales**

$$M_A = - 26.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{26.32 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.072$$

$$\mu_b = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.072 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{26.32 \times 10^2}{0.963 \times 16 \times 34.8} = 4.90 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions**



$$A_r = \frac{A_b}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

En travée

• Armatures principales

$$M_t = 24.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{24.75 \cdot 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.068$$

$\mu_b = 0.068 < \mu_1 = 0.392$ → La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{24.75 \times 10^2}{0.965 \times 16 \times 34.8} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.5.5.3. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1 [6])

$$A_{\min} \equiv \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis

$$A_B = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

➤ En travées

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b. Espacement des barres

➤ Armatures principales

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ Armatures répartitions

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.



c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1 [6])

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec :

T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 30.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.23 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.0188 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3 [6])

➤ **Influence sur le béton**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} = Effort tranchant.

$$T_{\max} = 30.23 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 30.23 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = 26.32 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = -30.23 \text{ KN}$$

$$\left(-30.23 + \frac{26.32}{0.9 \times 0.16}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 4.38 \text{ cm}^2 < A_a = 5.65 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99 [6])

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad [17]$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Appui A : 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{30.23 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.114 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.114 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui B: 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{30.23 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.114 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.337 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Travée: 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{30.23 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.114 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.114 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e. **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1 [6]) :**

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

Soit : $L_S = 35.21 \phi \text{ cm}$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

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

Appui B:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

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

III.5.6.1. Calculs à l'ELS

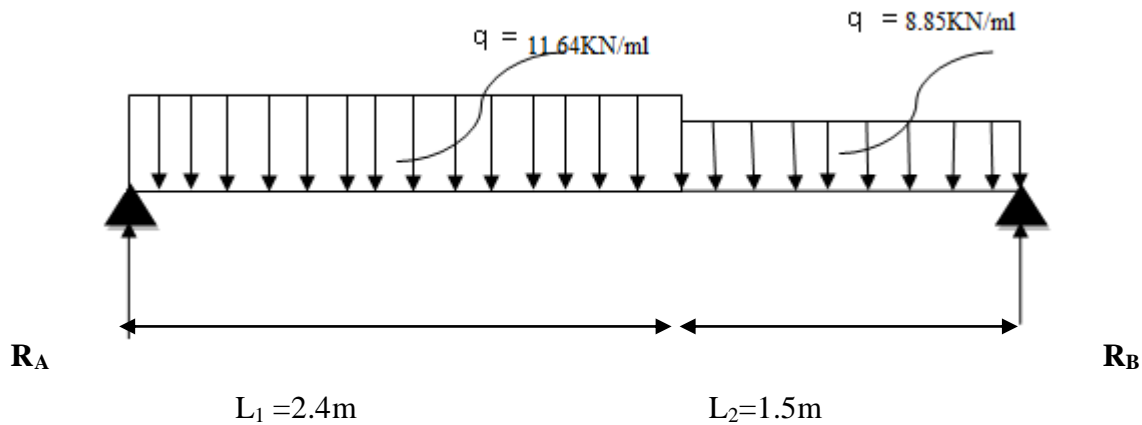


Figure III.5.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

- Calcul des efforts internes :

✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \implies R_A + R_B = 6.65 + 8.85 \times 1.5 + 11.65 \times 2.4$$

$$R_A + R_B = 47.885$$

$$\sum M/A=0 \implies -3.9 R_B + (11.65 \times 2.4 \times 2.7) + (8.85 \times 1.5 \times 0.75) = 0$$

$$3.9 R_B = 85.448$$

D'où:

$$R_A = 25.985 \quad R_B = 21.90 \text{ KN}$$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.5.6 : Les efforts internes à l'ELS

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1.5	8.85 x - 19.33	-4.42 x ² + 19.33x	0	-19.33	0
			1.5	-6.05	19.05
0 ≤ x ≤ 2.4	11.64 x - 21.90	5.82x ² - 21.90x	0	21.90	0
			2.4	6.036	-19.036

Le moment M_z est maximal pour T_y=0

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,5 m

$$T_y = 0 \Rightarrow +8.85x - 19.33 = 0 \Rightarrow x = 2.18 \text{ m}$$

Donc

$$M_z^{\max} = 21.13 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres

Tableau III.2.7. Les moments corrigés à l'ELS.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis B (M_a)	(-0.3) x 21.013	-6.339
Moment en travée (M_t)	(0.85) x 21.13	17.96

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T \text{ travée} = 17.96 \text{ KN.m} \\ M_B \text{ appui} = -6.339 \text{ KN.m} \\ M_A \text{ appui} = -19.05 \text{ KN.m} \\ M \text{ console} = 19.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99 [6]) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91 [6]) :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

**Appui A:**

Avec :

$$M_s = -19.05 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.35$$

$$\rho_1 = 0.35 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.05 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 232.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 232.08 = 5.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Appui B

Avec :

$$M_s = -6.33 \text{ m}$$

$$A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.35 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.05 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 232.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 232.08 = 5.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

En travée

Avec :

$$M_s = 17.96 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho_1 = 0.353 \rightarrow \beta_1 = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.96 \times 10^3}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 218.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 218.80 = 5.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

C. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2 [6]) :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{400} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

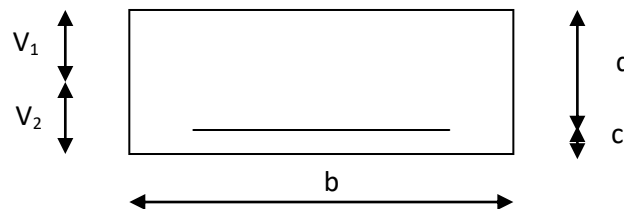


Figure III.5.7 : la section de la pailleasse.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$



$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1867.80 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17556}{1867.80} = 9.39 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.39 = 8.61 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.39^3 + 8.61^3) + 15 \times 5.65 \times (8.61 - 2)^2$$

$$I_0 = 54036.08 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00283$$

- $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.00283} = 3$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52 \times 100}{100 \times 16} = 0.283 \Rightarrow \beta = 0.916$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17.96 \times 10^3}{0.916 \times 16 \times 5.65} = 216.89 \text{ Mpa}$$

- $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00283 \times 216.89 + 2.1} = 0.80$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 54036.08}{1 + (0.80 \times 0.30)} = 47935.23$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{17.96 \times (4)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.87 \times 47935.23} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f = 0.55 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.



Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

Aux Appuis:

➤ Appui A:

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

➤ Appui B:

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

En travée :

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

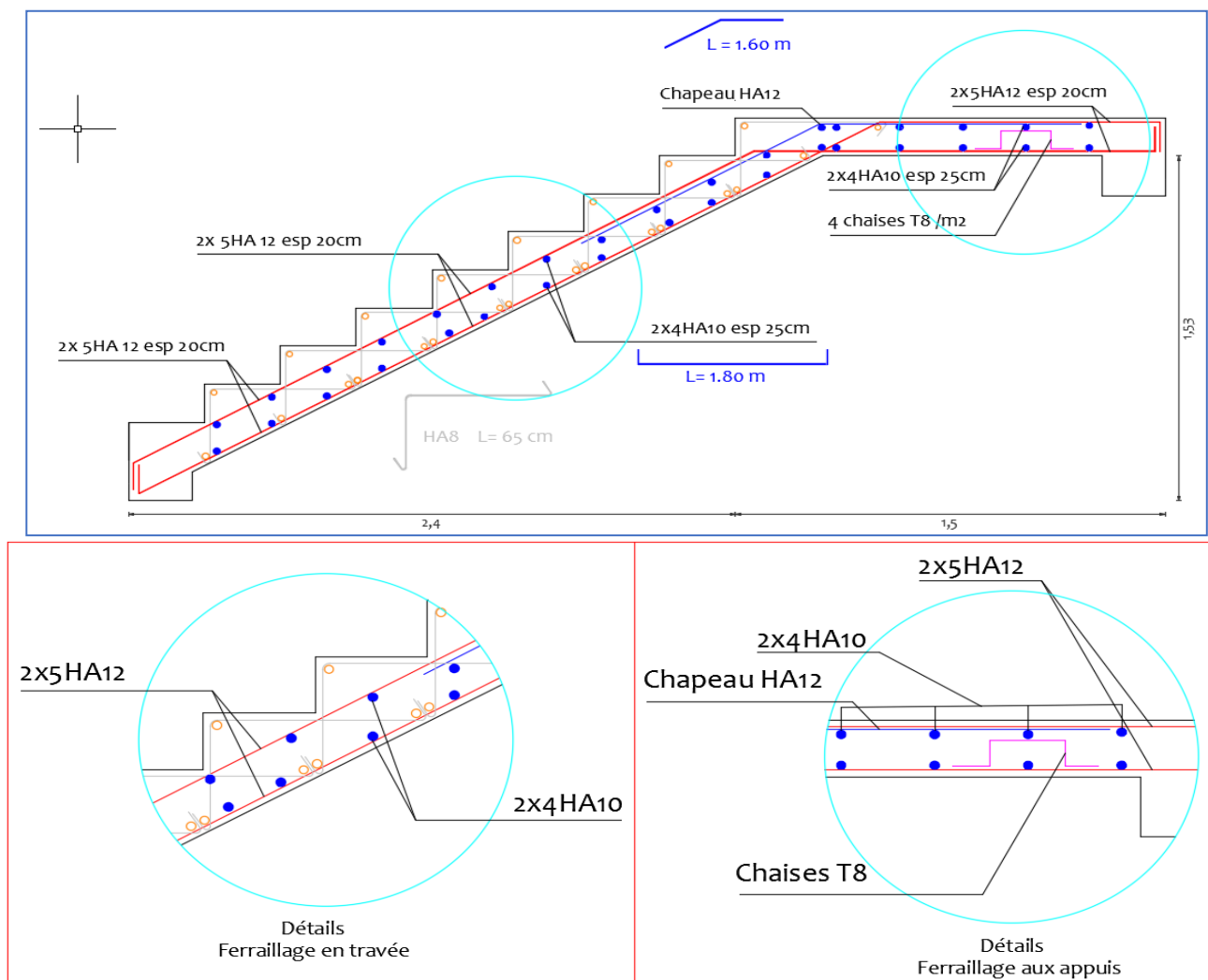


Figure III.5.8. schéma de ferrillage de l'escalier [23].



III.6. La poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.6.1 Pré dimensionnement

A. Hauteur

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$$L_{\max} = 520 - 25 = 495 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10}$$

$$33,00 \text{ cm} \leq h_t \leq 49,5 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30 \text{ cm}$ → on opte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

B. Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où : $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm}$ → on opte pour $b = 25 \text{ cm}$

C. Vérification relative aux exigences du RPA

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $40/25 = 1.6 < 4$ → condition vérifiée.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.6.2.détermination des charges et surcharges [17]

- Poids propre de la poutre

$$G=25 \times 0.25 \times 0.40 = 2,5 \text{ kN/ml}$$
- Surcharge d'exploitation

$$Q= 2.5 \text{ KN /ml}$$
- L'effort tranchant à l'appui A :

$$\text{ELU : } T_u = R_a = 35.76 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_a = 25.98 \text{ kN/ml}$$

III.6.3 Combinaison de charges

- ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 2,5) + 35.76 = 39.13 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 2,5 + 25.98 = 28,48 \text{ kN/ml}$

III.6.4.Calcul des efforts internes à L'ELU :

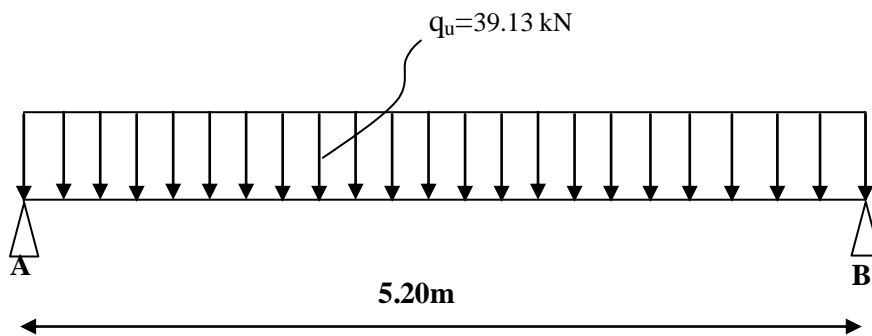


Figure III.6.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{39.13 \times 5.20}{2} = 101.738 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{39.13 \times 5.20^2}{8} = 132.25 \text{ KN}$$

- Moment corrigé

En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 132.25 = 112.42 \text{ kN.m}$$

Aux appuis

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 132.25 = -39.675 \text{ kN.m}$$



- Effort tranchant

$$T_{\max} = 101.738 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

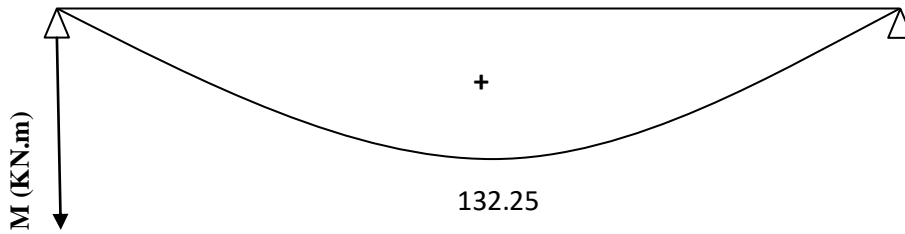


Figure III.6.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

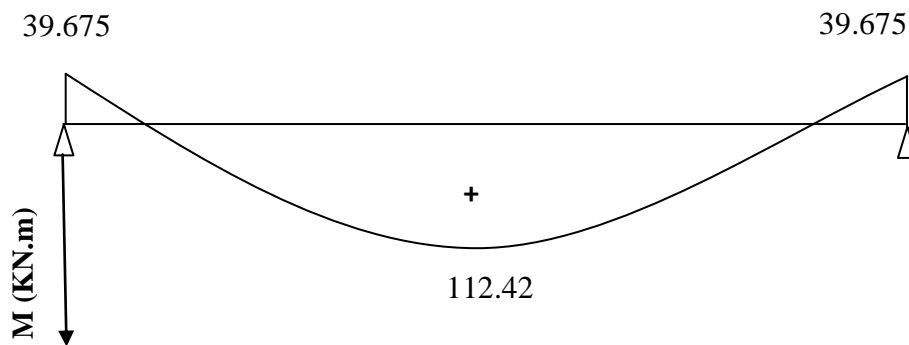


Figure III.6.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

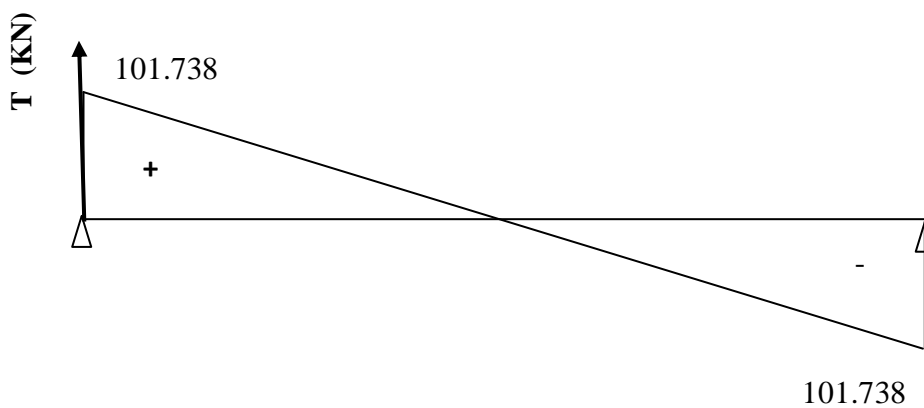


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III.6.5. Calcul des efforts internes à L'ELS

$$q_s = 28.48 \text{ kN}$$

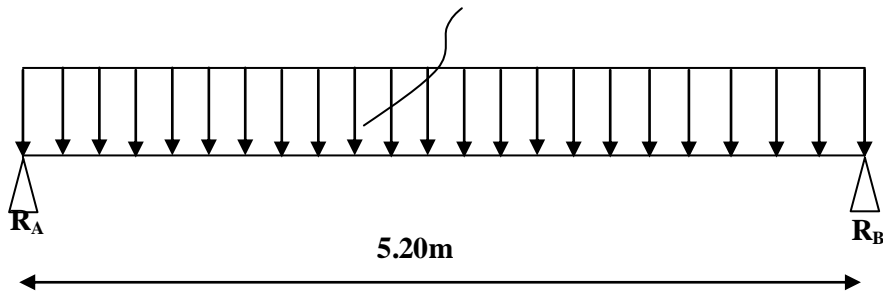


Figure III.6.5 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{28.48 \times 5.20}{2} = 74.048 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{28.48 \times 5.20^2}{8} = 96.262 \text{ KN}$$

- Moment corrigé :

En travée $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 96.262 = 81.823 \text{ kN.m}$

Aux appuis $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 96.262 = -28.878 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = 74.048 \text{ kn}$$

- Diagramme des efforts interne :

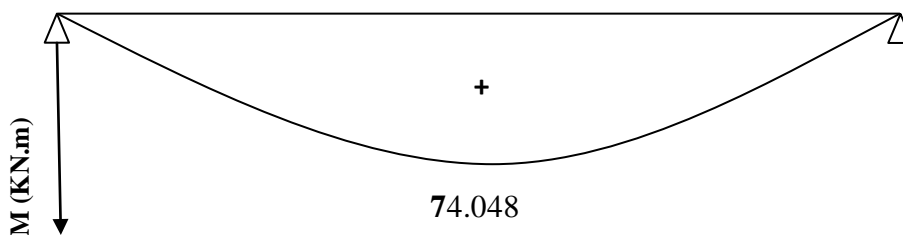


Figure III.6.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

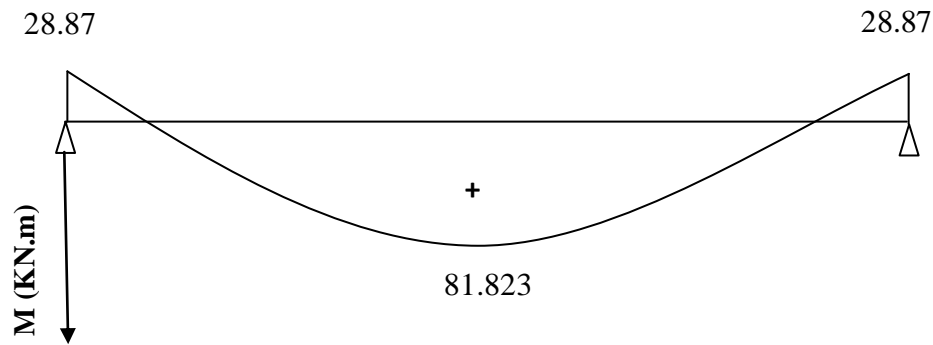


Figure III.6.7: Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

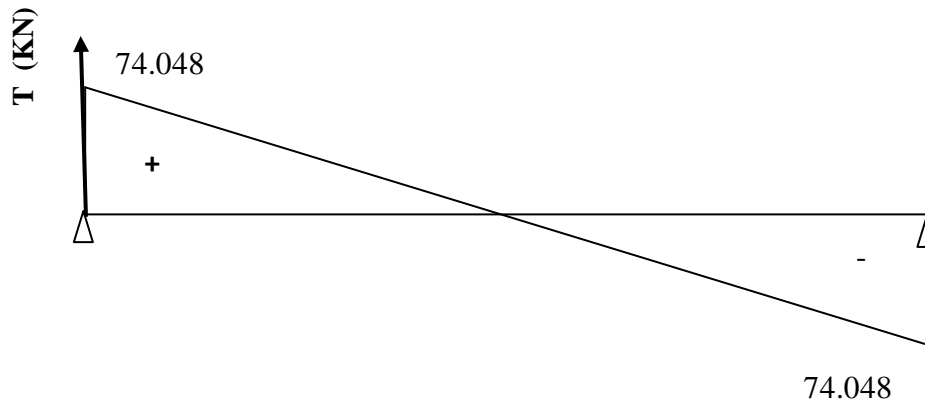


Figure III.6.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.6.6. ferrailage à ELU

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 112.42 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{112.42 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = 0,219$$

$$\mu = 0,219 < \mu_1 0.392 \quad \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.219 \quad \rightarrow \beta = 0.875$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{112.42 \times 10^3}{0.875 \times 38 \times 348} = 9.715 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 10.65 \text{ cm}^2$$



b. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = 39.675 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{39.675 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14.2} = 0.07739$$

$\mu = 0.0773 < \mu_1 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.0773 \rightarrow \beta = 0.959$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{39.675 \times 10^3}{0.959 \times 38 \times 348} = 3.128 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.6.7. vérification à ELU

f. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99 [6]) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} \equiv \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.14 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :
(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99 [6])

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 101.738 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{101.738 \times 10}{25 \times 38} = 1.067 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.067 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99 [6]) :

❖ **Influence sur le béton**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 38 \times 30 \times 10^{-1} = 684 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 101.738 \text{ KN} \leq 684 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures**

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec : $M_a = 39.675 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 101.738 \text{ KN}$

$$\left(101.738 - \frac{39.675}{0.9 \times 38} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 2.89 \text{ cm}^2 < A_a = 4.62 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/ BAEL 91 modifiées99 [6]) :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{101.738}{0.9 \times 38 \times 13.188} \times 10 = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

h. Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2.12 BAEL91** [6])

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; 1.4; \frac{25}{10} \right\} = \min\{1.14; 1.4; 2.5\} = 1.14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8

i. Espacement des armatures transversal

Selon le RPA version 2003 [5] (Art7.5-2.2)

❖ Zone nodal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm} \right\} = \min\{10; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

❖ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.6.8. vérification à ELS

c. **Etat limite d'ouverture des fissurations** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99 [6]) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

d. **Etat limite de compression du béton** (Art A.4.5.2 BAEL91 [6]) :

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

❖ **En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 81.823 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.65}{25 \times 38} = 1.121$$

$$\rho_1 = 1.121 \rightarrow \beta_1 = 0.855 \rightarrow K_1 = 19.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{81.823 \times 10^3}{0.855 \times 38 \times 10.65} = 236.47 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{19.48} \times 236.47 = 12.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 28.87 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 38} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{28.87 \times 10^3}{0.895 \times 38 \times 4.62} = 183.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32.62} \times 183.73 = 5.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99 [6]) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$4) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$5) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$6) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 40 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 5.20 m)
- M_t : moment max en travée. ($M_t = 112.42$)
- M_0 : moment max de la travée isostatique. ($M_0 = 132.25 \text{ KN}$)
- A_t : section des armatures. ($A_t = 10.65 \text{ cm}^2$)
- b : largeur de la nervure. B = 25 cm
- d : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 40 - 2 = 38 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{40}{520} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{40}{520} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{112.42}{10 \times 132.25} = 0.085 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{10.65}{25 \times 38} = 0.0112 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Remarque

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

Calcul de la flèche

On doit vérifier que :
$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée : $B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$

$$B_0 = 25 \times 40 + 15 \times 10.65$$

$$B_0 = 1159.75 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15Ad$$

$$S_{/xx} = \frac{25 \times 40^2}{2} + 15 \times 10.62 \times 38 = 26053.4 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{26053.4}{1159.75} = 22.464 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17.53 \text{ cm}$$

Donc : $V_2 = 17.53 \text{ cm}$.

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (22.464^3 + 17.53^3) \frac{25}{3} + 15 \times 10.62 (17.53 - 2)^2$$

$$I_0 = 177778.63 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{10.62}{25 \times 38} = 0.0111$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{p \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 1.891$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 0.756$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \longrightarrow \mu = 0.358$$

Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 177778.63}{1 + 0.756 \times 0.358}$$

$$I_{fv} = 153902.96 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = 1.081 \text{ mm} < \bar{f} = 10.4 \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion

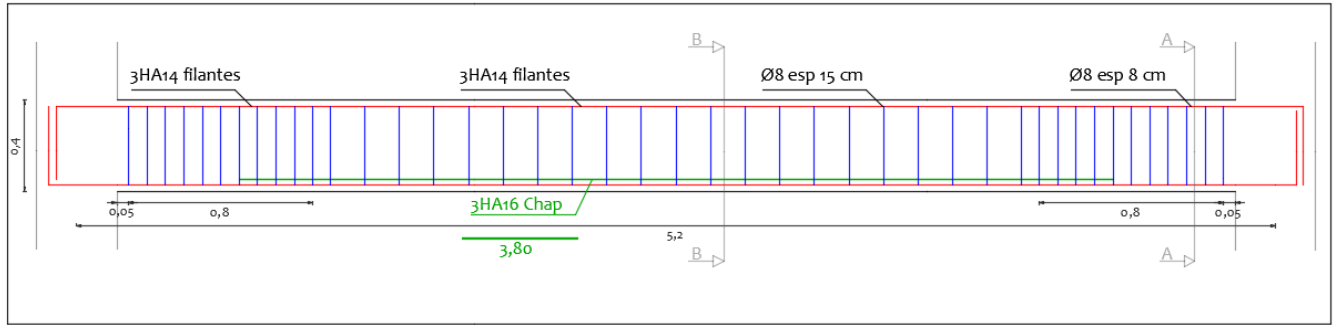
Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

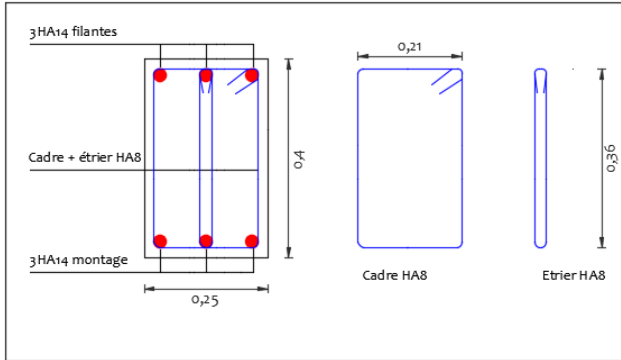
- 3HA14 + 3HA16 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 14 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

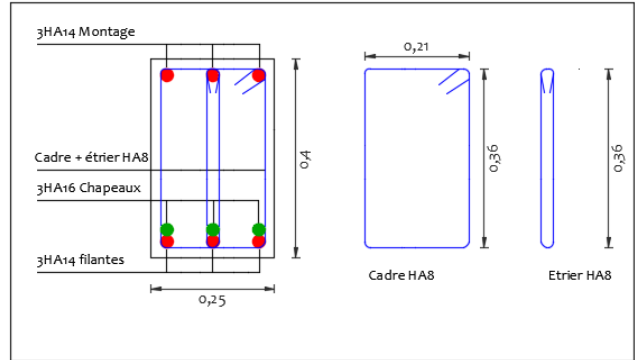
- 1cadre et 1 étrier en HA8 .



Ferrailage de la poutre palière



Ferrailage aux appuis
Coupe A-A



Ferrailage en travée
Coupe B-B

Figure III.6.9:schéma de ferrailage de la poutre palière [23].

III.7. Salle machine

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

III.7.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur

- La surface de la salle machine est de : $2.00 \times 2.60 = 5.2 \text{m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.6 \times 2.4 = 3.84 \text{m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ($P=90 \text{ KN}$).

III.7.2. Calcul de la dalle pleine

a-Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{2,6}{30} \Rightarrow h_0 \geq 8,66 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12 \text{cm}$

Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 15 \text{cm}$.

• Calcul a l'ELU

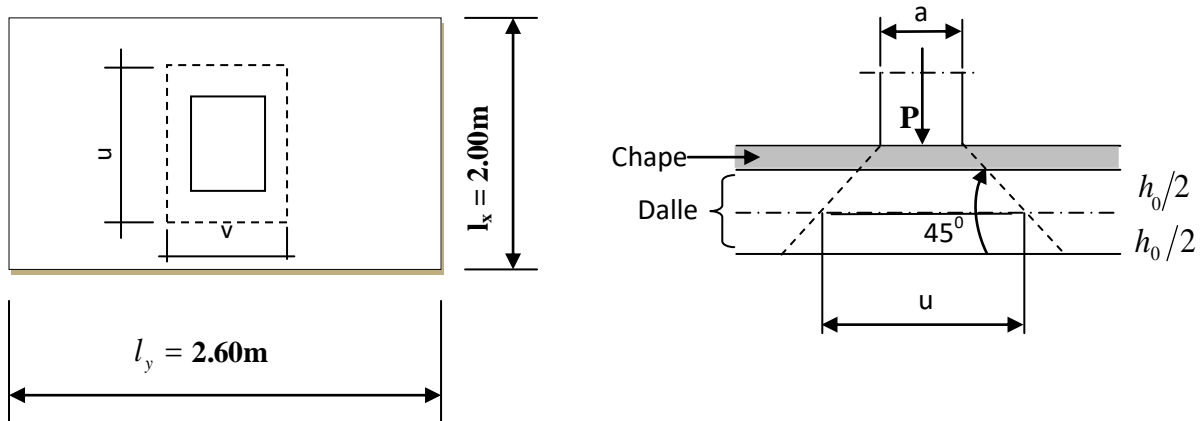


Figure III.7.1.: schéma statique de la salle machine.



La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$$h_0 = 15\text{cm}$$

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$$U_0 = 120\text{cm} ; V_0 = 150\text{cm}$$

$$\text{D'où : } U = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145\text{cm}$$

$$V = 150 + 2 \times 5 + 15 = 175\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.60} = 0.769 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b- Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.45}{2} = 0.725 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.75}{2} = 0.875$$

A partir des abaques de PIGEAUD, et après interpolation : $M_1 = 0.076$, $M_2 = 0.035$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.076 = 9.234 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.035 = 4.253 \text{ KN.m}$$

c- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur



Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2.60} = 0.769$; $0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x = 0.0610$;

$\mu_y = 0.525$ (Tiré des tableaux de Pigeaud)

Poids propre de la dalle

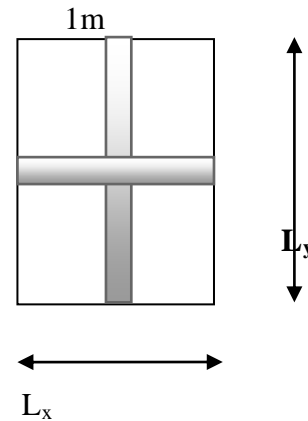
$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1m = 4.85 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :

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

Combinaison de charge :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$



$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0610 \times 8.0475 \times 2^2 = 1.963 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.525 \times 1.963 = 1.030 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Superposition des moments

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.234 + 1.963 = 11.19 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.253 + 1.030 = 5.28 \text{ KN.m}$

e-Détermination des moments dans les deux sens L_x et L_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets

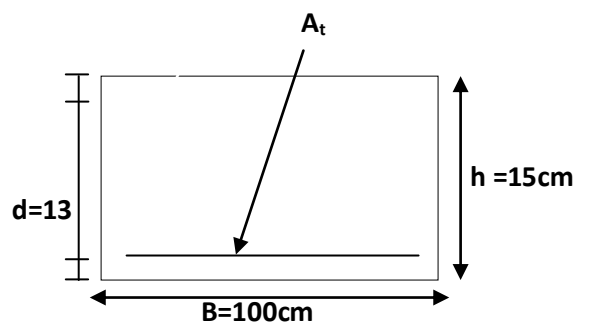
A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x :

$$\begin{cases} \checkmark \text{ aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.197 = -3.35 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ en travée : } M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.197 = 9.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} \checkmark \text{ aux appuis : } M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.283 = -1.58 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ en travée : } M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.283 = 4.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$





f-Ferraillage de la dalle

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$$

a) Dans le sens de la petite portée (x-x)

- En travée

$$M_u = 0.85 \times 11.197 = 9.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{9.51 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.039 \quad \longrightarrow \beta = 0.986$

$$A_{st} = \frac{9.51 \times 10^2}{0.986 \times 13 \times 34.8} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$M_{u,x} = -0.3 \times 11.19 = -3.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.35 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.0139$$

$$\mu = 0.0139 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.0139 \quad \longrightarrow \beta = 0.994$

$$A_{st} = \frac{3.35 \times 10^2}{0.994 \times 13 \times 34.8} = 0.744 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Dans le sens de la grande portée : y-y

- En travée :

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.28 = 4.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.48 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.018$$



$\mu = 0.018 < \mu_1 = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. : $\mu = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$

$$A_{st} = \frac{4.48 \times 10^2}{0.991 \times 13 \times 34.8} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

- **Aux appuis**

$$M_{u,y} = -0.3 \times 5.28 = -1.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.58 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.0065$$

$\mu = 0.0065 < \mu_1 = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0065 \longrightarrow \beta = 0.997$

$$A_{st} = \frac{1.58 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III.7.3. Vérification à L'ELU

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99 [6])

- **Armatures inférieures (suivant X-X)**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.769}{2} \times 100 \times 15 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.33 \text{ cm}^2$ condition vérifiée \rightarrow



- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \quad \Rightarrow \quad A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- a) Diamètre maximale des barres**

$$\text{On doit vérifier que } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :

θ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\theta = 8 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- b) Espacement des barres**

- **Armatures suivant xx**

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures suivant yy**

$$S_{t\max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- c) Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99 [6])**

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.



h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.45 + 1.75) = 6.4 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 6.4 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 720 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} < Q = 720 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

e) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

• Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{avec } p = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.45 + 1.75} = 26.13 \text{ KN}$$

• Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{121.50}{3 \times 1.75} = 23.14 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } T_{u\max} = 26.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{26.13 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.201 \text{ MPa}$$



$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{à l'ELS } v = 0.2 \quad ; \quad M_1 = 0.076 \quad ; \quad M_2 = 0.035$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 90(0.076 + 0.2 \times 0.035) = 7.47 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 90(0.2 \times 0.076 + 0.035) = 4.518 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\mu_x = 0.0674 \quad ; \quad \mu_y = 0.657 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0674 \times 5.85 \times 2^2 = 1.577 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.657 \times 1.577 = 1.036 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 7.45 + 1.577 = 9.025 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.518 + 1.036 = 5.554 \text{ KN.}$$

d) Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

**Sens Lx :**

- ✓ aux appuis : $M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 9.025 = -2.707 \text{ KN.M}$
- ✓ en travée : $M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.025 = 7.671 \text{ KN.M}$

Sens Ly :

- ✓ aux appuis : $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.554 = -1.666 \text{ KN.M}$
- ✓ en travée : $M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.554 = 4.720 \text{ KN.M}$

III.7.4. Vérification à l'ELS**a) Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

a) Sens x-x

- En travée

$$M_s = 7.671 \text{ KN.m} ; A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.192$$

$$\rho_1 = 0.192 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.671 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 253.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 253.05 = 4.566 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.566 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$M_s = -2.707 \text{ KN.m} ; A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$



$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.707 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 89.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 89.30 = 1.611 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.611 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Sens y-y

- **En travée**

$$M_s = 4.720 \text{ KN.m} ; A_u = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.30 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.720 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 2.51} = 158.436 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.47} \times 158.436 = 3.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **Aux appuis**

$$M_s = -1.666 \text{ KN.m} ; A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$

$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.666 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 54.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 54.95 = 0.991 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.991 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Conclusion

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- Sens x-x

En travée : 5HA8/ml avec un espacement $s_t = 20\text{cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $s_t = 20\text{ cm}$.

- Sens y-y

En travée : 5HA8/ml avec un espacement $s_t = 20\text{ cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $s_t = 20\text{ cm}$.

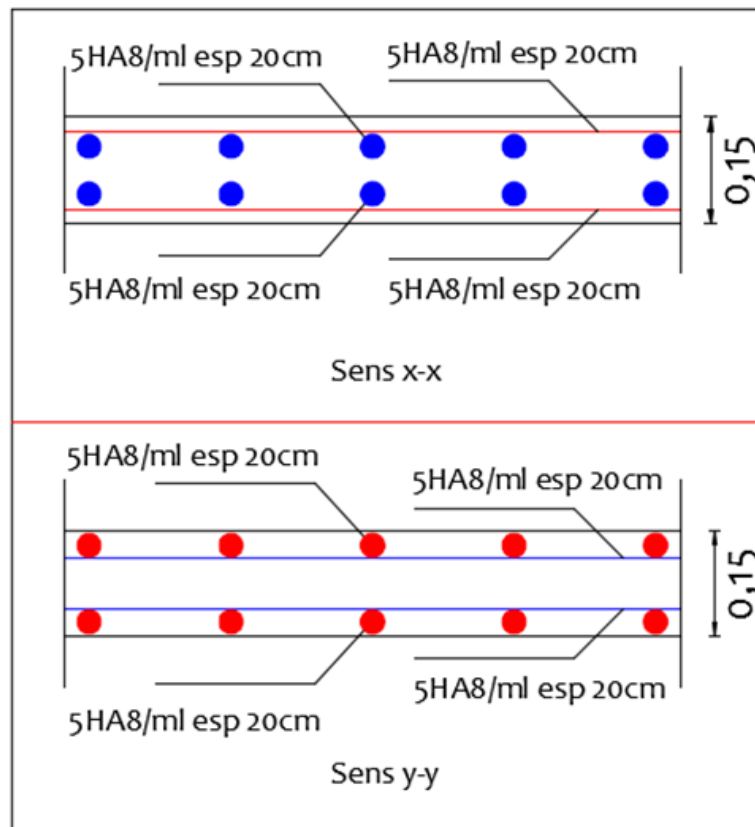


Figure III.7.2. :Schéma de ferrailage de la salle machine [23].



IV.1 Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems » [14]. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

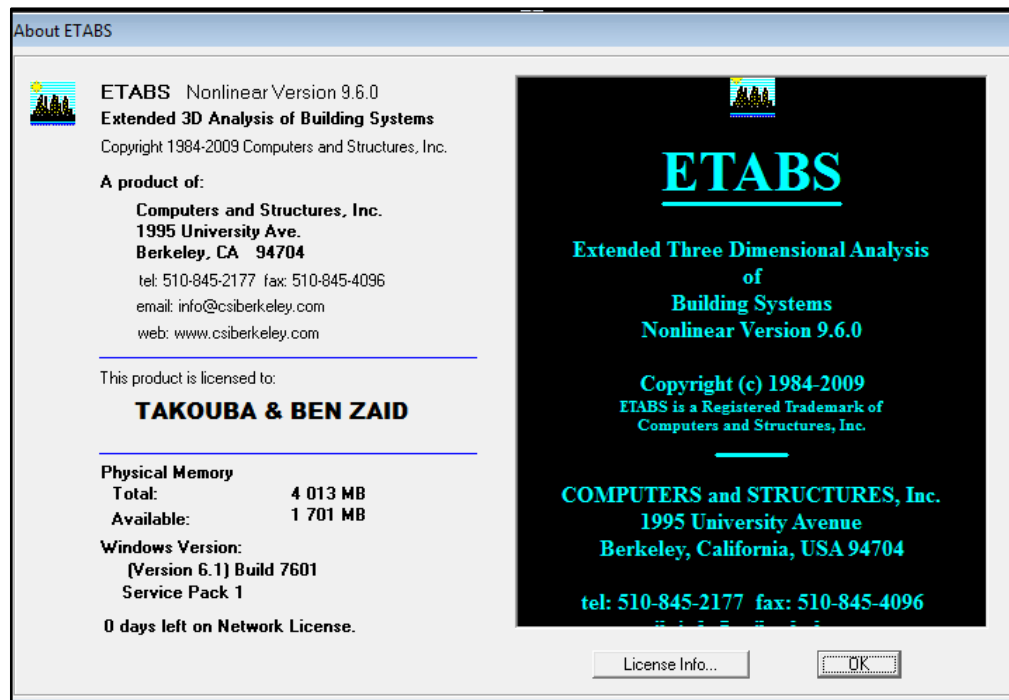


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

IV.2.1 Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0. Les premières versions d'ETABS [14] ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2 Description du logiciel ETABS [14]

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- **La modélisation de tous types de bâtiments.**
- **La prise en compte des propriétés des matériaux.**
- **L'analyse des effets dynamiques et statiques.**

- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3 Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage
Colonne :	Poteau
Beam :	Poutre
File :	Fichier
Copy :	Copier
Move :	Déplacer
Save :	Enregistrer
Save as :	Enregistrer sous
Add :	Ajouter
Delete :	Supprimer
Story :	Étage
Height :	Hauteur

Grid line :	Ligne de grille
Joints :	Nœuds
Frame :	Portique (cadre)
Shell :	Voile
Élément :	Élément
Restraintes :	Points
d'application	de la
charge	
Loads :	Charges
Uniformed loads :	Charges uniformes
Define :	Définir
Material :	Matériaux
Concrete :	Béton

IV.3 Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 [5]
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.

H) Introduction des combinaisons d'actions.

I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

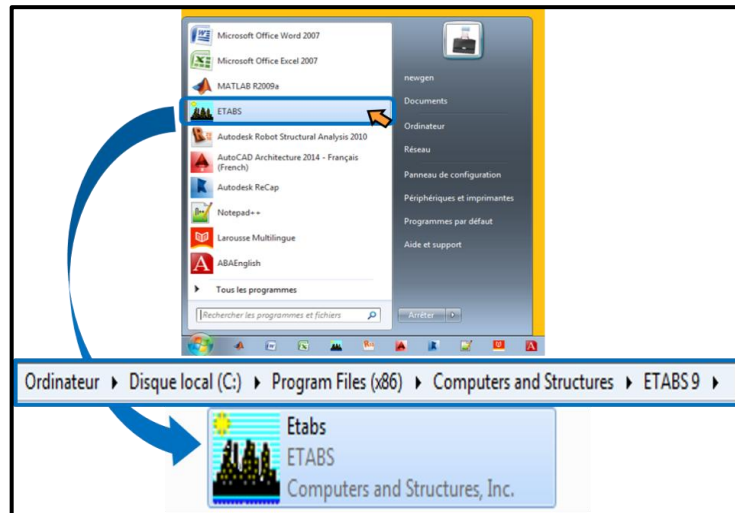


Figure IV.2: Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7.

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

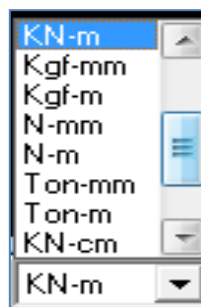


Figure IV.3: Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

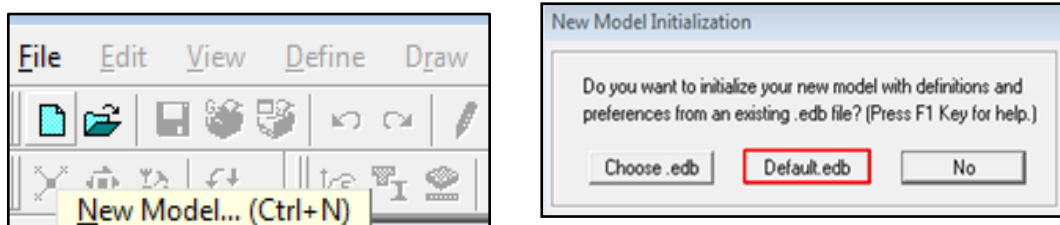


Figure IV.4 Démarrer un nouveau modèle

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les figures sont celles adoptées pour notre structure.

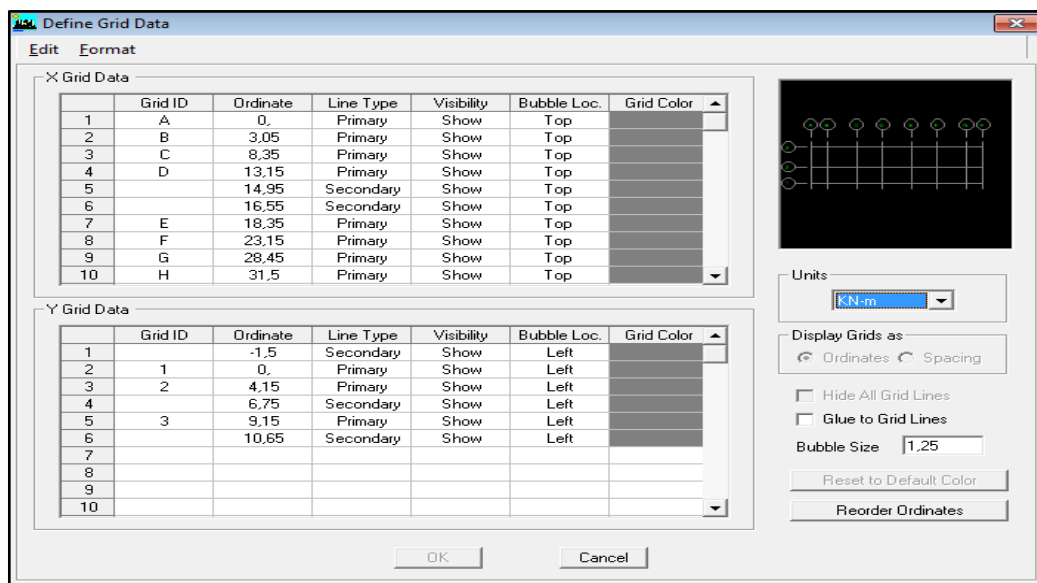


Figure IV.5: Introduction de la géométrie de base

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE 9	3,06	30,6	Yes		No	0,
10	ETAGE 8	3,06	27,54	No	ETAGE 9	No	0,
9	ETAGE 7	3,06	24,48	No	ETAGE 9	No	0,
8	ETAGE 6	3,06	21,42	No	ETAGE 9	No	0,
7	ETAGE 5	3,06	18,36	No	ETAGE 9	No	0,
6	ETAGE 4	3,06	15,3	No	ETAGE 9	No	0,
5	ETAGE 3	3,06	12,24	No	ETAGE 9	No	0,
4	ETAGE 2	3,06	9,18	No	ETAGE 9	No	0,
3	ETAGE 1	3,06	6,12	No	ETAGE 9	No	0,
2	RDC	3,06	3,06	No	ETAGE 9	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

Figure IV.6: Introduction des étages.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

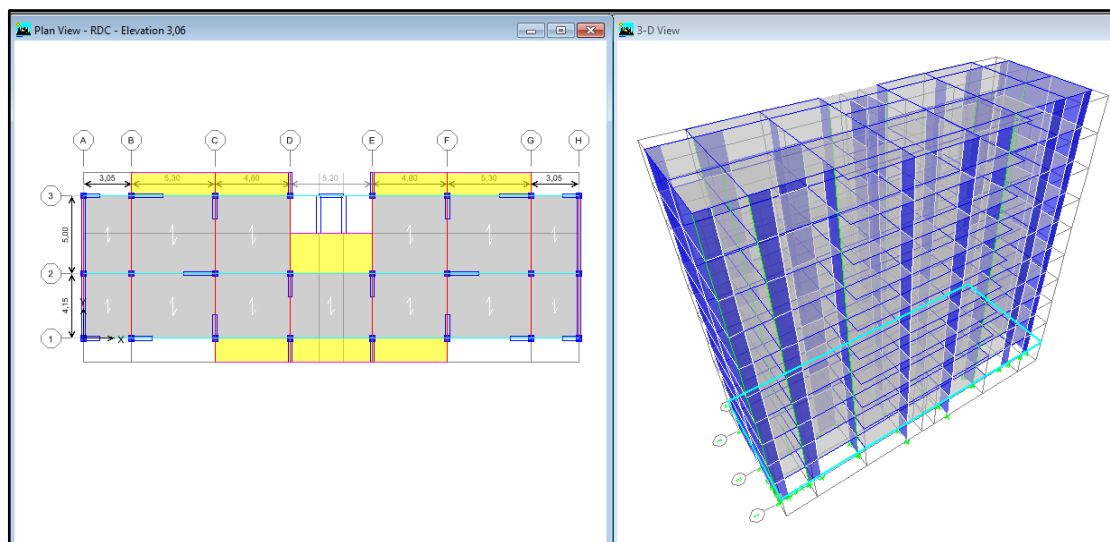


Figure IV.7: Affichage en plan et en 3D.

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**

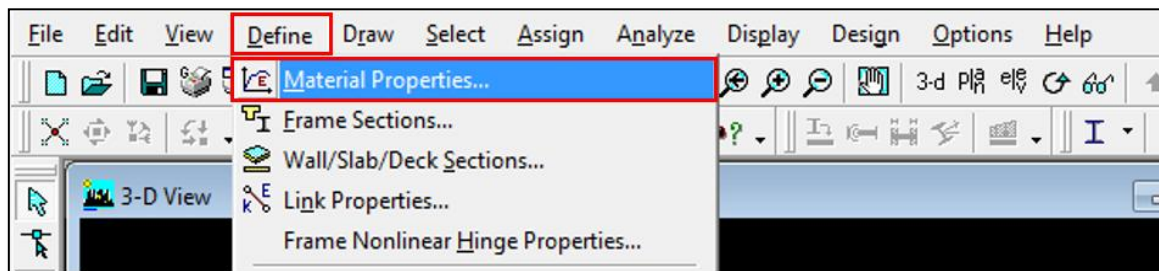


Figure IV.8: Définition des matériaux.

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

The dialog box 'Material Property Data' contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON25
- Display Color:** Color (blue)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: []

Figure IV.9: Caractéristiques du béton.

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame Sections  → ADD Rectangular.

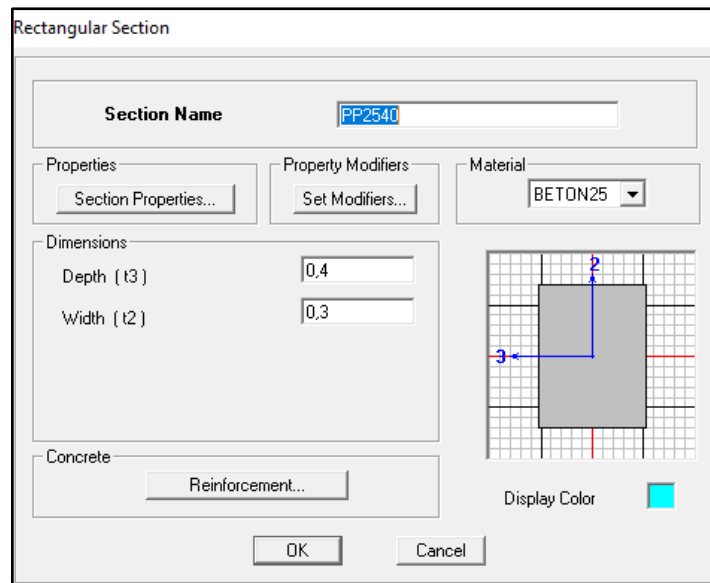


Figure IV.10: Définition des poutres.

On procède de la même manière pour les poteaux.

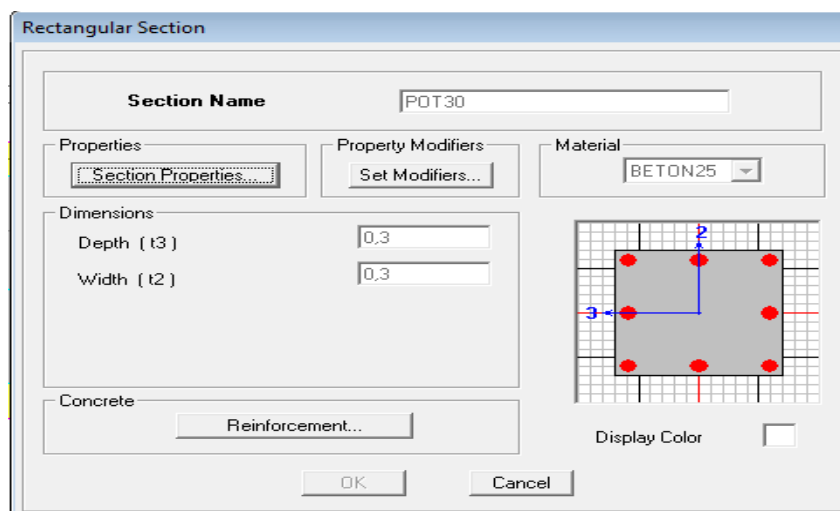



Figure IV.11: Définition des poteaux.

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs

caractéristiques géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** → Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

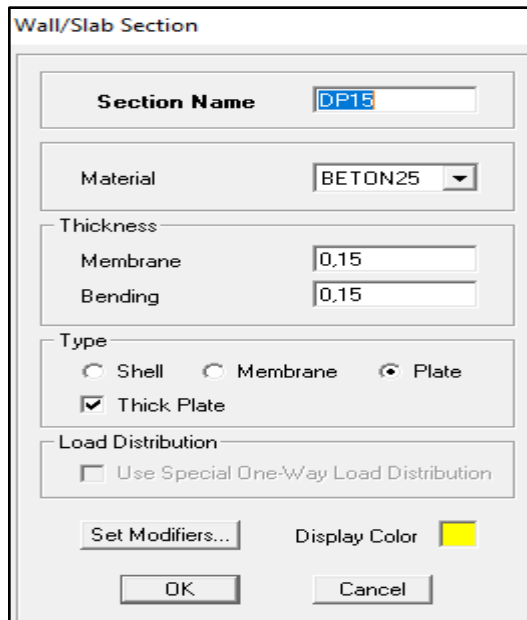


Figure IV.12: Définition des dalles.

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



Pour les poteaux

On clique sur le bouton





Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) · **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

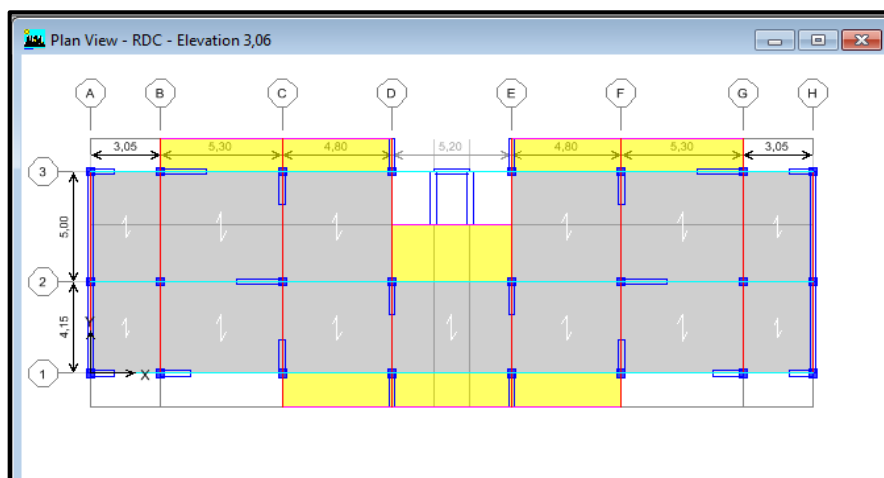



Figure IV.13: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On

sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

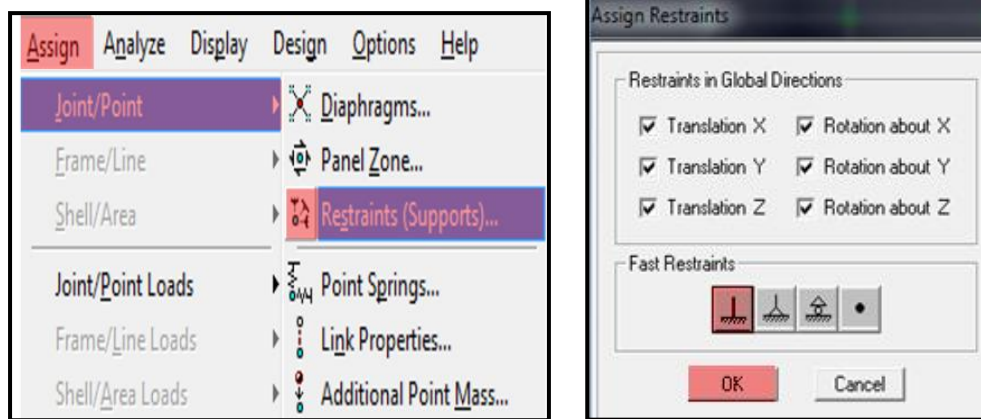


Figure IV.14: Définition des appuis.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99 [5]})$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → **Masse Source**  → **From Loads**.

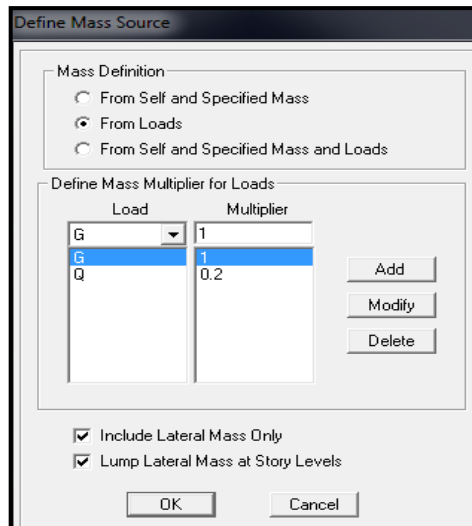


Figure IV.15: Définition du poids propre.

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas



→ **D1** → **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.

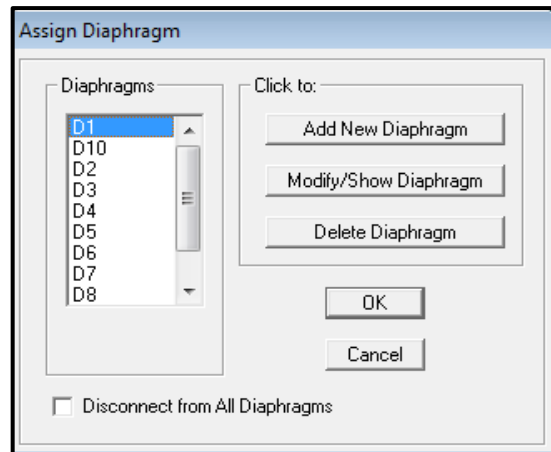


Figure IV.16: Introduction des diaphragmes.

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

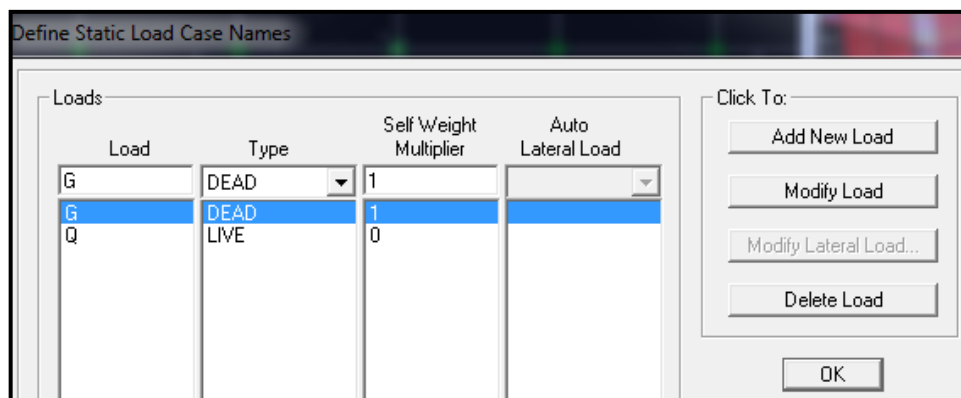


Figure IV.17: Définition des charges statiques.

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 [5]

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

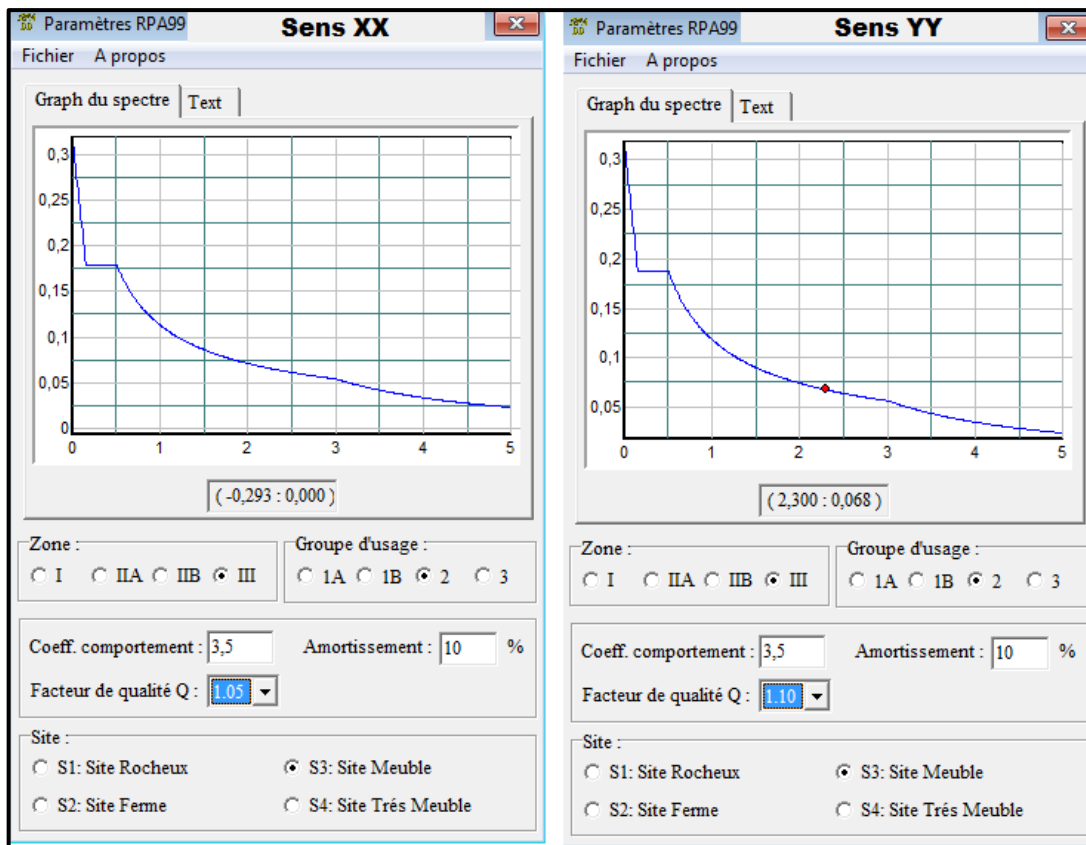


Figure IV.18: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 [5]

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

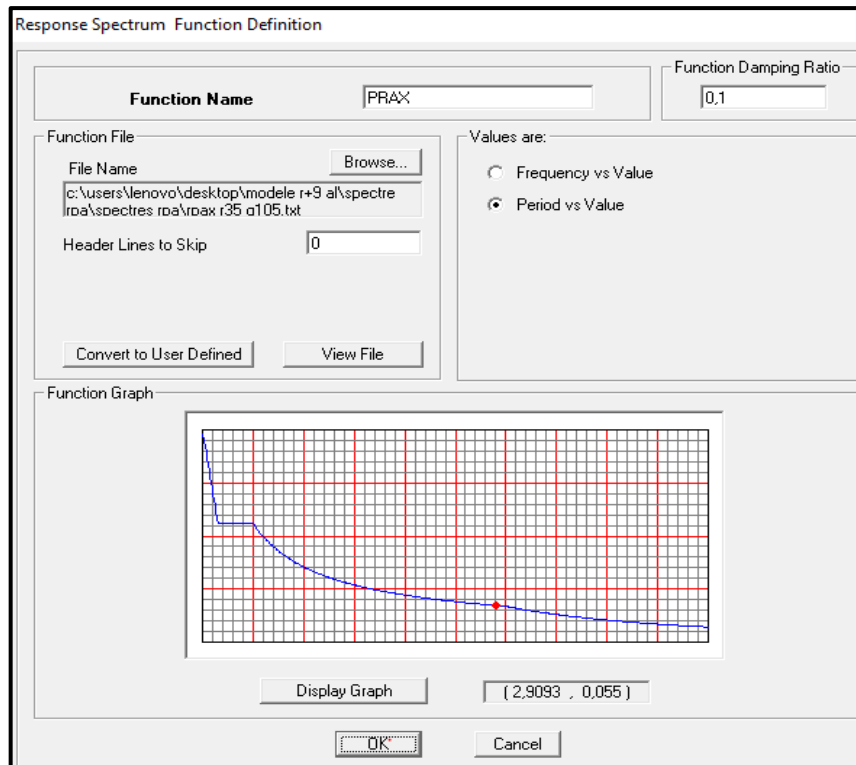


Figure IV.19: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 [5]

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

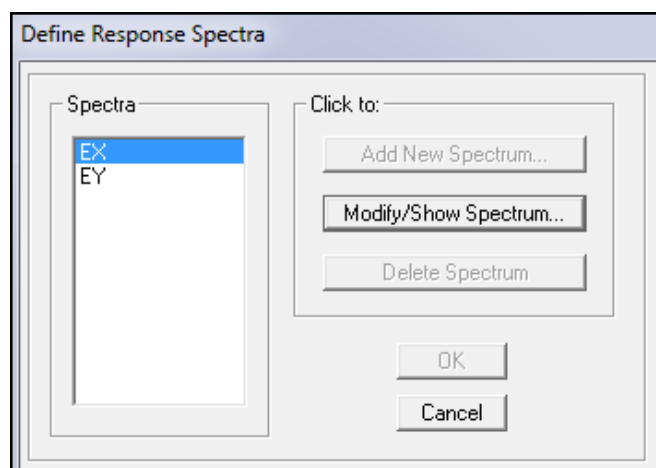


Figure IV.20: Définition des charges sismiques.

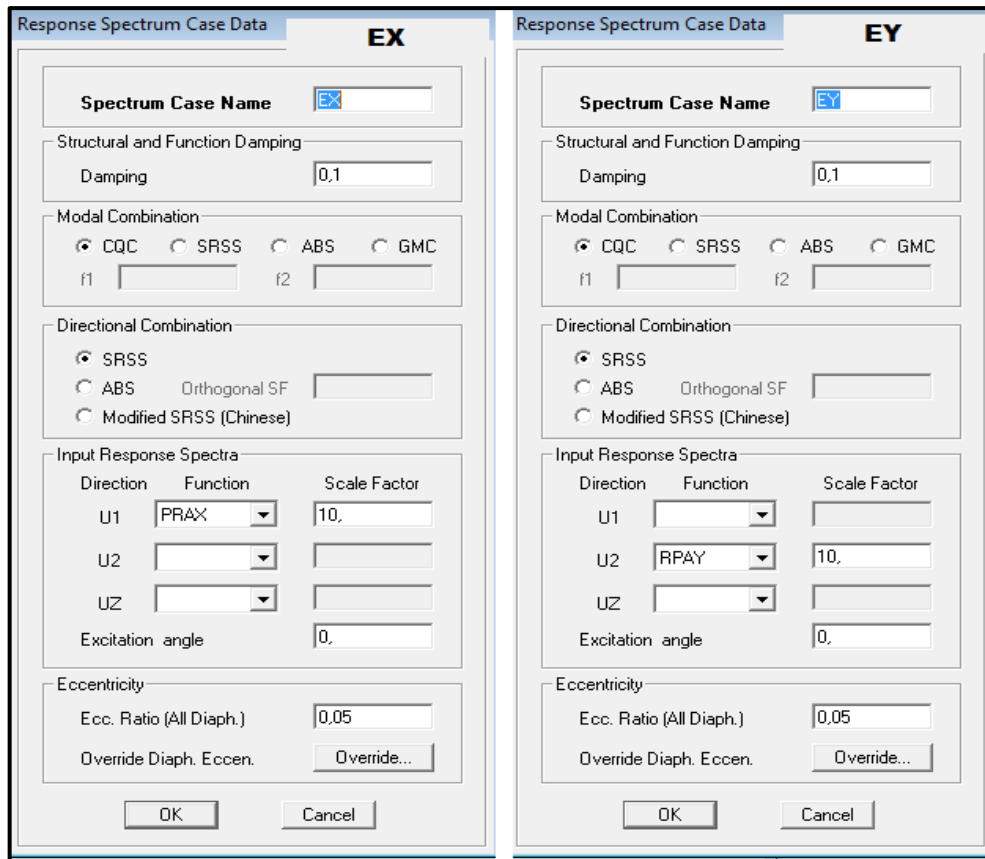



Figure IV.21: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l'acrotère, l'escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions

➤ Combinaisons aux états limites

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003 [5]**

GQE : G+Q ± E

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

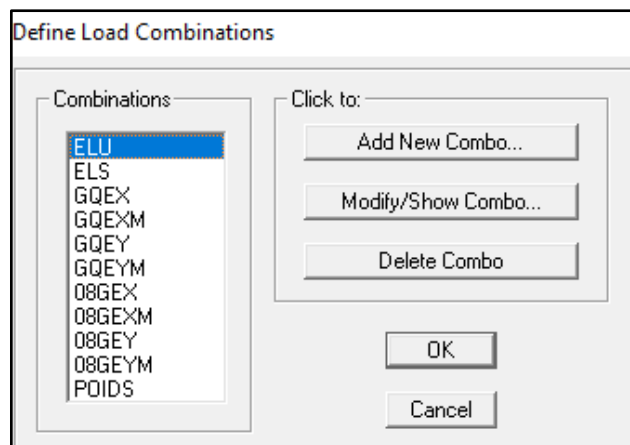


Figure IV.22: Introduction des combinaisons d'actions.

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**



pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)**

pour lancer l'analyse.

➤ **Visualisation des résultats**





Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagramme** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

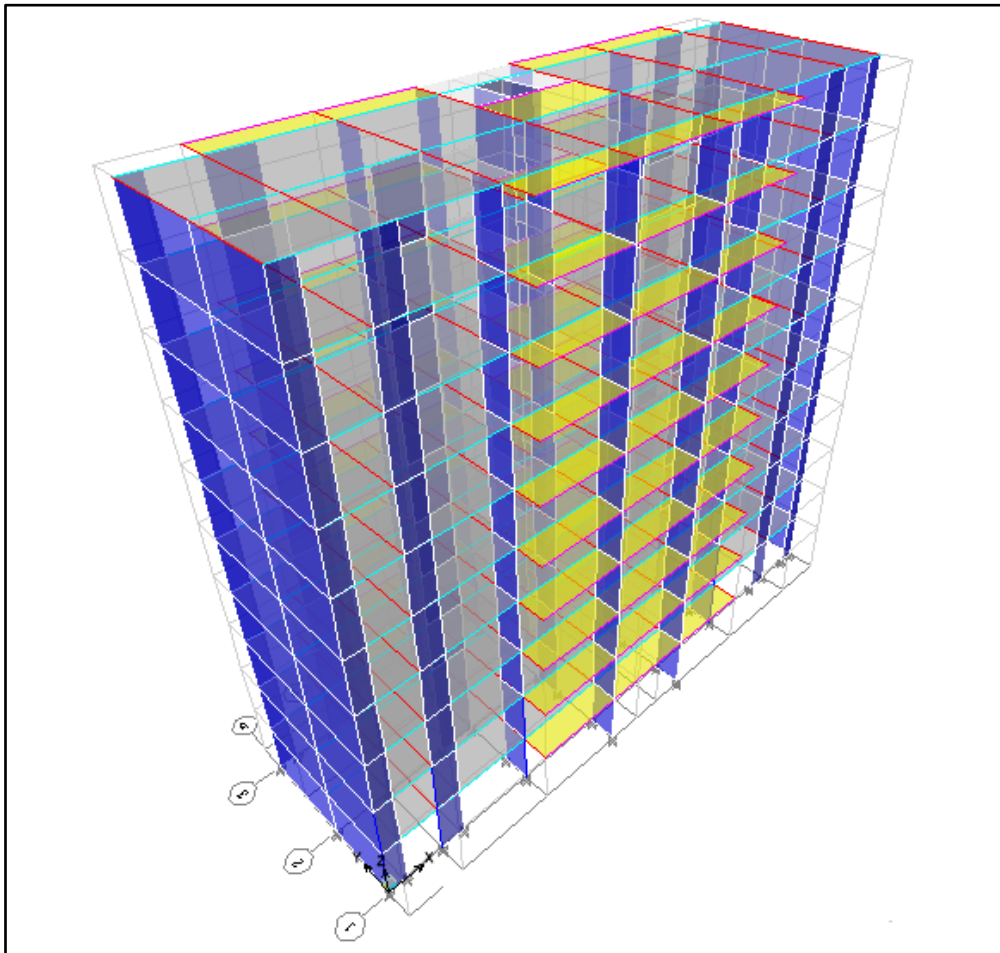


Figure IV.23: Vue en 3D de la structure.

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 [5] qui sont :

- 1) Vérification de la période.
- 2) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 3) L'effort tranchant à la base.
- 4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 5) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 6) Justification vis-à-vis des déplacements
- 7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 8) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

Notre projet est un bâtiment en « **R+9** » implantée à **Bordj El Kifane wilaya d'Alger**, classée selon le RPA 99 version en 2003 [5] comme zone de moyenne sismicité (**zone III**).

- ✓ Bâtiment à usage habitation groupe2.
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.I - Vérification de la période fondamentale T (Art 4.2.4 RPA 99/2003 [5])

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

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

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 30,60\text{m}$
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA [5] . D'où : $C_T = 0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(30.60)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,650 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,650 + 0,195 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,845\text{sec}$$

A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{analytique}$:

$$T_{analytique} = 0.845 \text{ sec}$$

Période	T_{RPA}	T_{maj}	$T_{analytique}$
Valeur	0,650	0,845	0,845

$$T = 0,650\text{s} < T_{etabs} = 0,845\text{s} = T_{majorée} = 0,845\text{s} \text{ La période est vérifiée.}$$

V.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.845016 s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information

→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

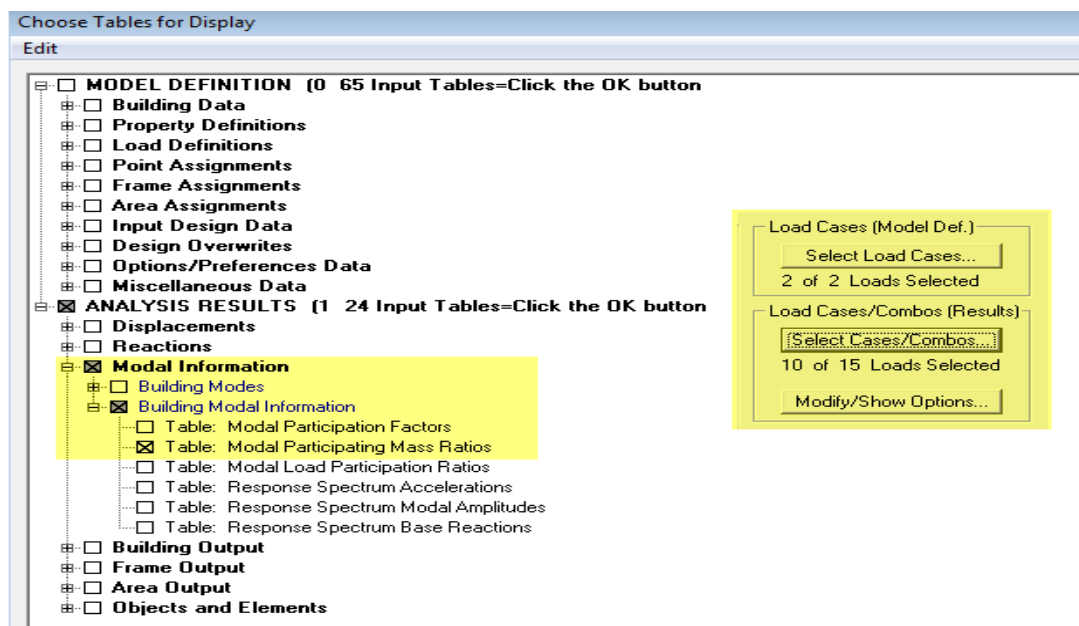


Figure V.1. Affichage des informations modales.

Les résultats seront affichés comme suit :

Tableau V.1: La période et des masses participantes.

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	1	0,845016	71,3159	0,0000	71,3159	0,0000	0,0043	0,0043
	2	0,393966	0,0000	67,5981	71,3159	67,5981	0,0000	0,0043
	3	0,255071	0,0278	0,0000	71,3437	67,5981	67,8036	67,8080
	4	0,223984	14,5805	0,0000	85,9242	67,5981	0,0494	67,8574
	5	0,100127	5,9507	0,0000	91,8749	67,5981	0,0003	67,8577
	6	0,087256	0,0000	20,6349	91,8749	88,2331	0,0000	67,8577
	7	0,057569	0,0116	0,0000	91,8865	88,2331	21,2192	89,0769
	8	0,057008	3,1850	0,0000	95,0715	88,2331	0,0557	89,1326
	9	0,039835	0,0000	5,9197	95,0715	94,1528	0,0000	89,1326
	10	0,037235	1,9216	0,0000	96,9931	94,1528	0,0000	89,1326
	11	0,026777	0,0163	0,0000	97,0095	94,1528	5,9300	95,0626
	12	0,026665	1,2320	0,0000	98,2415	94,1528	0,0893	95,1519

Le premier mode de vibration est : Une translation suivant l'axe X-X,

Il mobilise 71.32 % de la masse.> 50%

Le deuxième mode de vibration est : Une translation suivant l'axe Y-Y,

Il mobilise 67.60 % de la masse.> 50%

Le troisième mode de vibration est : Une rotation suivant l'axe Z-Z,

Il mobilise 67,80 % de la masse.> 50% ; il n'y a pas de torsion.

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003 [5])**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : 9 modes.

9^{ème} mode → Sens X-X : 95,07 % > 90% → Condition vérifiée.

Sens Y-Y : 94,15 % > 90% → Condition vérifiée.

V.3: Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003 [5]})$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone :

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 [5] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone III, groupe d'usage 2 → A=0.25

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003 [5]}). \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 [5] :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \text{Site meuble S3}$$

➤ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003 [5])

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend :

$$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$$

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{3/4}$$

Avec h_N : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 30.60\text{m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003 [5]

$$C_T = 0,05.$$

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (30.60)^{3/4} \rightarrow T = 0,650 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003 [5]

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T = 1,3 \times 0,650 = 0.8456 \text{ sec} \geq T_{\text{analytique}} = 0.845 \text{ sec} \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$$

$$\text{Donc } T = T_{\text{analytique}} \rightarrow T = 0.845\text{s}$$

$$\text{Finalement : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0.845} \right)^{2/3} \rightarrow D = 1,34$$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

Les conditions minimales sur les files de contreventement ;

- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Tableau V.2 pénalisation du critère de qualité selon le sens x-x.

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Tableau V.3 pénalisation du critère de qualité selon le sens y-y .

Critère q	Observé (oui ou non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x = 1,05 \quad \text{et} \quad Q_y = 1,10.$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$D'où : \quad W_T = \sum_1^9 W_i$$

Avec :

- W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.
- W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003[5]

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables → sélectionner Building Output Table

→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

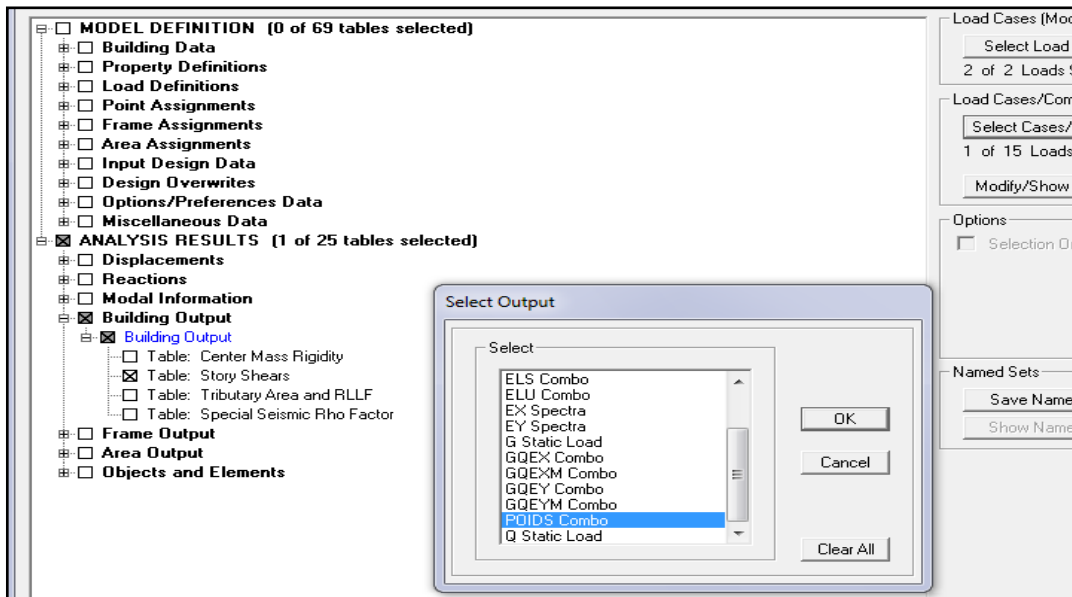


Figure V.2.Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant :

Tableau V.4. Valeur du poids total de la structure.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ETAGE 9	POIDS	Top	2904,69	0,00	0,00	0,000	15028,498	-45748,910
	ETAGE 9	POIDS	Bottom	3919,08	0,00	0,00	0,000	19954,831	-61725,553
	ETAGE 8	POIDS	Top	6581,98	0,00	0,00	0,000	33483,604	-103666,220
	ETAGE 8	POIDS	Bottom	7596,37	0,00	0,00	0,000	38409,937	-119642,862
	ETAGE 7	POIDS	Top	10259,27	0,00	0,00	0,000	51938,710	-161583,529
	ETAGE 7	POIDS	Bottom	11273,66	0,00	0,00	0,000	56865,043	-177560,171
	ETAGE 6	POIDS	Top	13936,56	0,00	0,00	0,000	70393,816	-219500,838
	ETAGE 6	POIDS	Bottom	14950,95	0,00	0,00	0,000	75320,149	-235477,481
	ETAGE 5	POIDS	Top	17613,85	0,00	0,00	0,000	88848,922	-277418,147
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	18628,24	0,00	0,00	0,000	93775,255	-293394,790
	ETAGE 4	POIDS	Top	21291,14	0,00	0,00	0,000	107304,029	-335335,457
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	22305,53	0,00	0,00	0,000	112230,361	-351312,099
	ETAGE 3	POIDS	Top	24968,43	0,00	0,00	0,000	125759,135	-393252,766
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	25982,82	0,00	0,00	0,000	130685,467	-409229,408
	ETAGE 2	POIDS	Top	28645,72	0,00	0,00	0,000	144214,241	-451170,075
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	29660,11	0,00	0,00	0,000	149140,573	-467146,718
	ETAGE 1	POIDS	Top	32323,01	0,00	0,00	0,000	162669,347	-509087,384
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	33397,07	0,00	0,00	0,000	167860,216	-526003,829
	RDC	POIDS	Top	36059,97	0,00	0,00	0,000	181388,990	-567944,496
	RDC	POIDS	Bottom	37134,03	0,00	0,00	0,000	186579,859	-584860,941

On choisit la valeur indiquée pour RDC _ Bottom

Donc : $W = 37134.03 \text{ KN}$

E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.

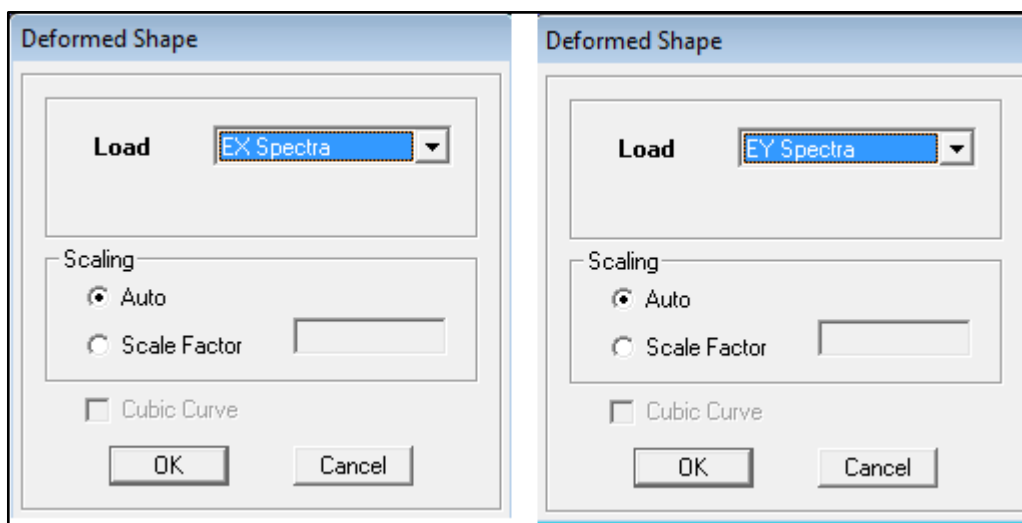


Figure V.3. Affichage des déformées suivant x et y.

Ensuite draw → draw section cut

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

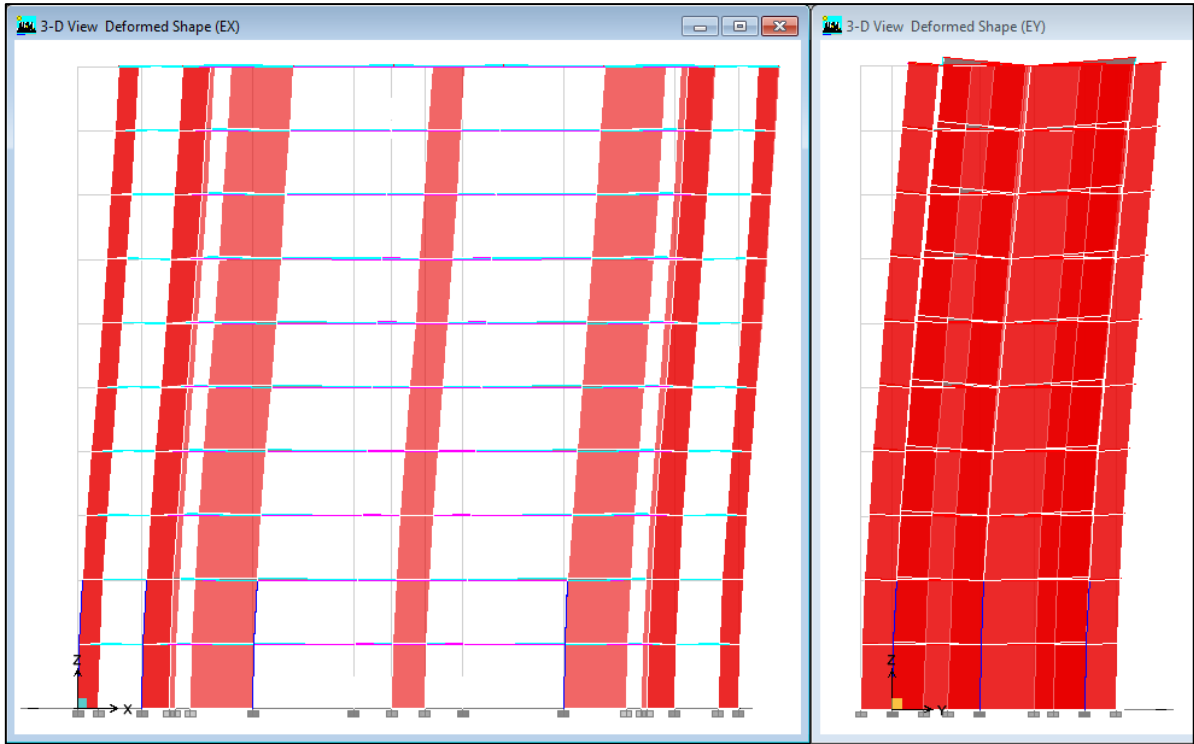


Figure V.4. La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.

Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche Floors Beams Braces
Columns Ramps et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les Charges verticales

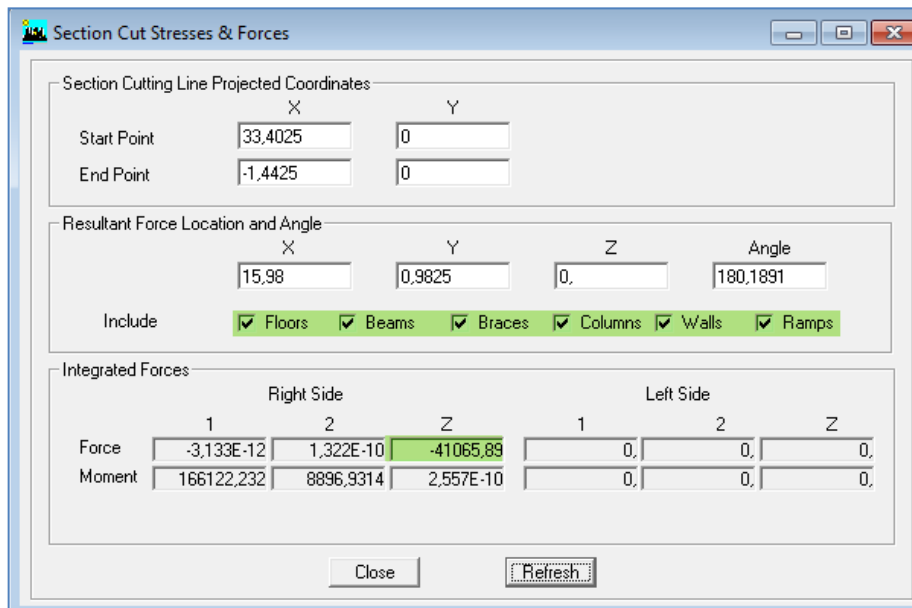


Figure V.9. Les forces vertical reprises par tous les éléments

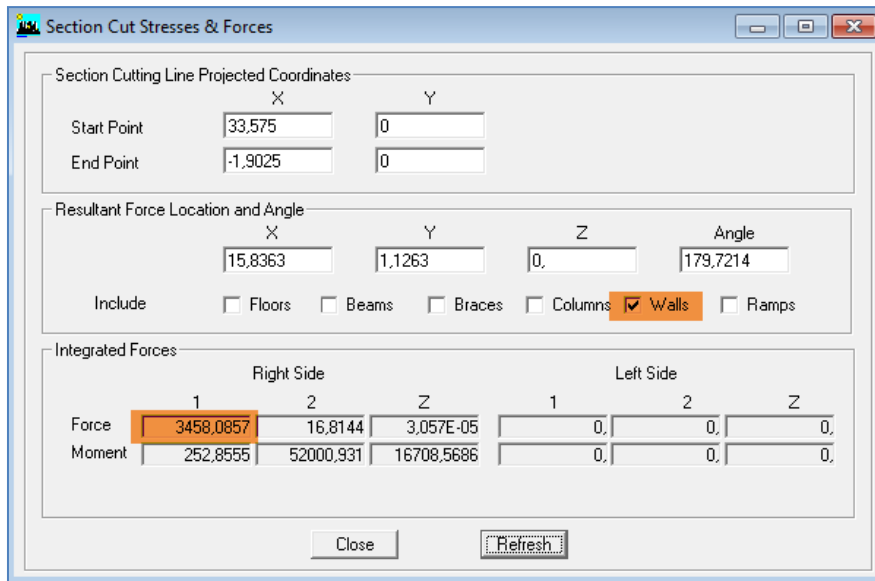


Figure V.10. Les forces verticales reprises par les voiles

On a 41065.89 → 100%

3458.0857 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3458.0857 \times 100}{41065.89} = 8.42\%$$

Donc : Efforts vertical repris par les voiles=8,42%

Efforts vertical repris par les portiques=91,58%

Les efforts vertical repris par les voiles sont < 20% donc nous sommes dans le cas de système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé ou bien le cas de système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification et interaction portiques-voiles.

Les charges horizontales

Sens X-X

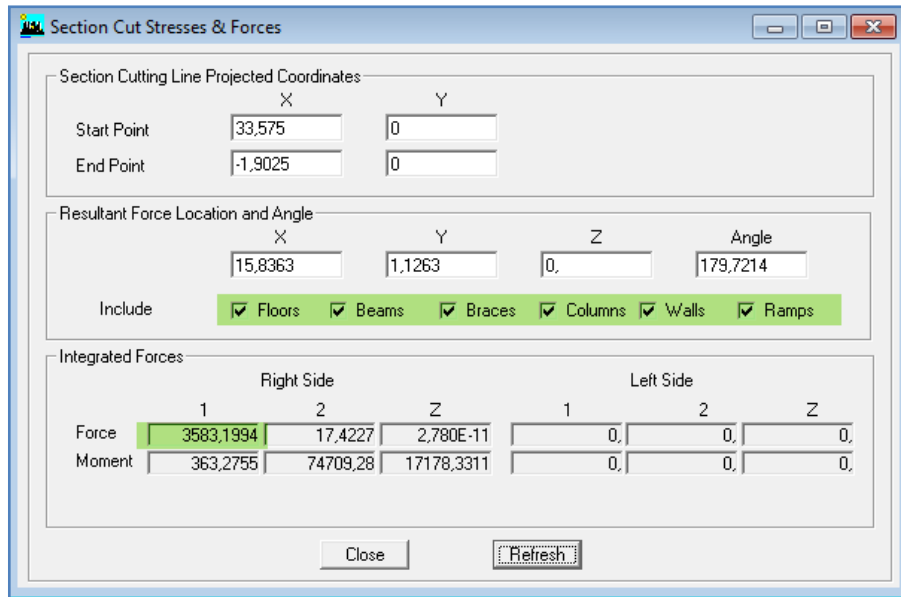


Figure V.5 . Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x

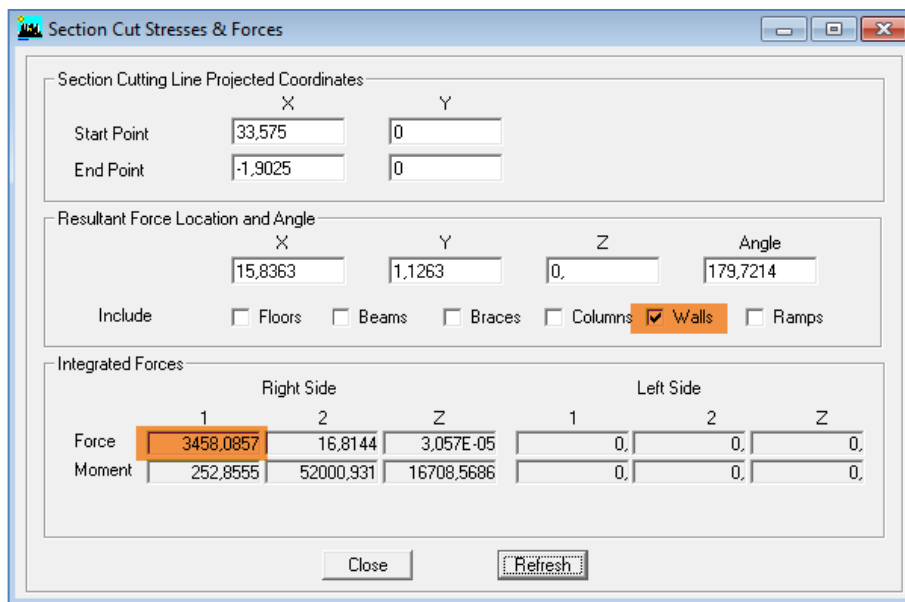


Figure V.6 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x

On a 3583.1994 → 100%

3458.0857 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3458.0857 \times 100}{3583.1994} = 96.50 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles=96.50%

Effort repris par les portiques=3.50%

Sens Y-Y

De l'Etabs on obtient les tableaux suivant :

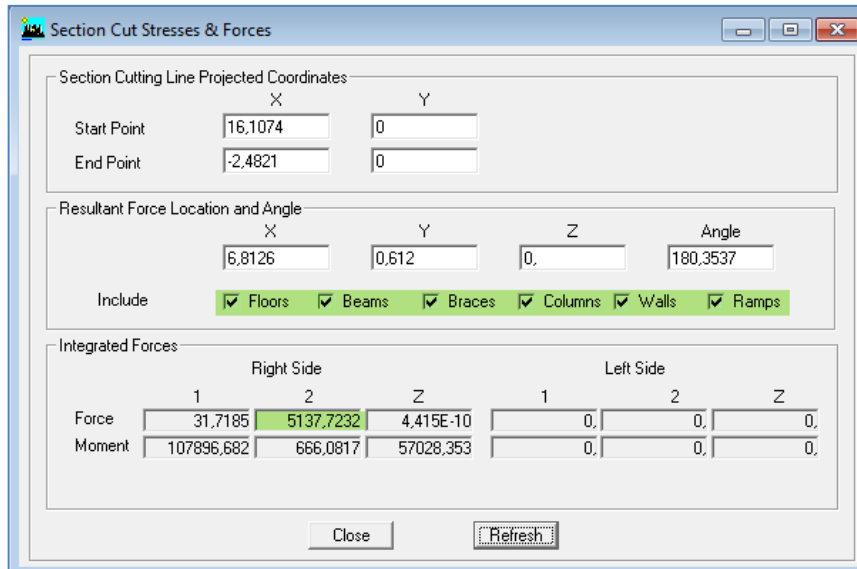


Figure V.7. Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y

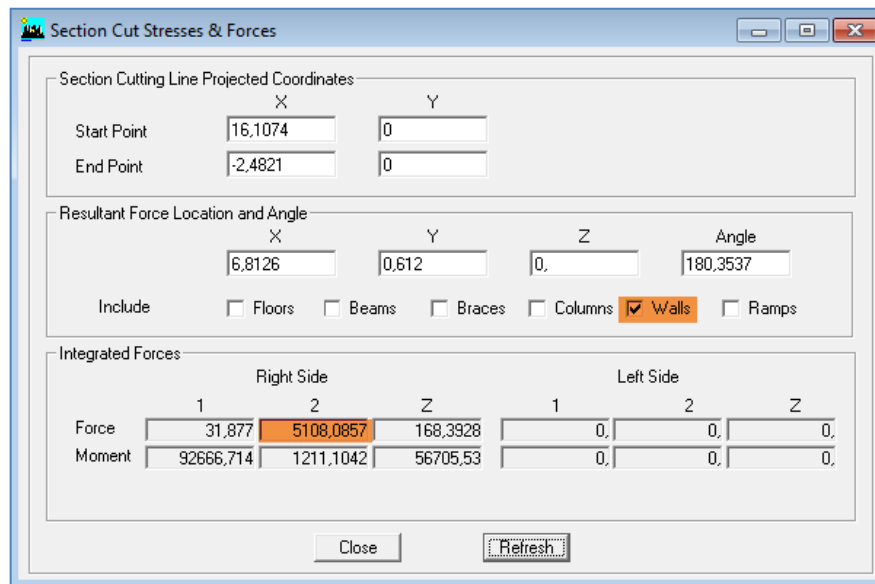


Figure V.8. Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y

On a 5137.7232 → 100%

5108.0857 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{5108.0857 \times 100}{5137.7232} = 99.42\%$$

Donc : Effort repris par les voiles=99.42%

Effort repris par les portiques=0.58%

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau V.5 valeurs du coefficient de comportement R .

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

D’après l’article 3.4 du RPA 99 version 2003[5], qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement par voiles porteurs; dont le coefficient de comportement R=3.5

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

Tableau V.6: distribution de la résultante des forces sismiques selon les sens x et y.

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,25	A	0,25
	D	1,34	D	1,34
	Q	1,05	Q	1,10

	W	37134.03	W	37134.03
	R	3.5	R	3.5
Forces sismiques V (Kn)	3731.97		3909.68	

➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show tables → on selection Building Modal Information

→ Table: response spectrum base reactions → on choisit EX spectra et EY spectra

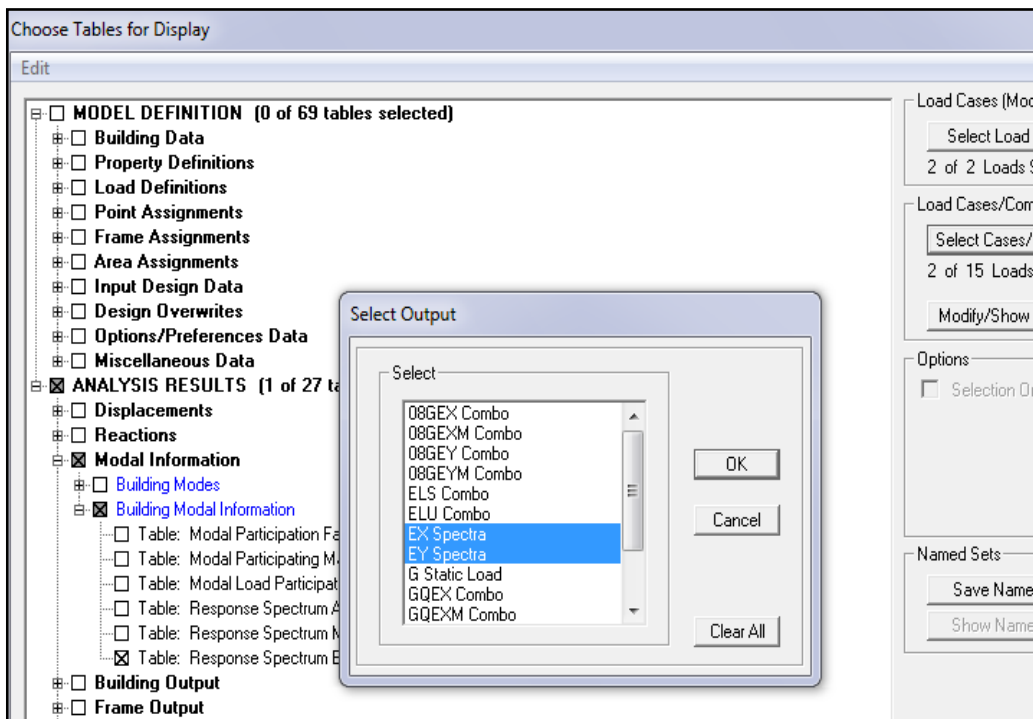


Figure V.11. Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Tableau V.7: Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T
ETAGE 5	EY	Bottom	0,00	0,00	3801,21	66724,127
ETAGE 4	EX	Top	0,00	2933,01	0,01	16817,092
ETAGE 4	EX	Bottom	0,00	2933,01	0,01	16817,092
ETAGE 4	EY	Top	0,00	0,00	4204,21	74142,530
ETAGE 4	EY	Bottom	0,00	0,00	4204,21	74142,530
ETAGE 3	EX	Top	0,00	3176,30	0,01	18348,813
ETAGE 3	EX	Bottom	0,00	3176,30	0,01	18348,813
ETAGE 3	EY	Top	0,00	0,00	4543,01	80531,225
ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	0,00	4543,01	80531,225
ETAGE 2	EX	Top	0,00	3367,70	0,01	19611,460
ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	3367,70	0,01	19611,460
ETAGE 2	EY	Top	0,00	0,00	4828,51	86026,140
ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	0,00	4828,51	86026,140
ETAGE 1	EX	Top	0,00	3505,15	0,01	20610,209
ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	3505,15	0,01	20610,209
ETAGE 1	EY	Top	0,00	0,00	5041,81	90160,672
ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	0,00	5041,81	90160,672
RDC	EX	Top	0,00	3583,24	0,01	21210,337
RDC	EX	Bottom	0,00	3583,24	0,01	21210,337
RDC	EY	Top	0,00	0,00	5137,82	92030,272
RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	5137,82	92030,272

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 3583.24 \text{ KN}$

$$V_y = 5137.82 \text{ KN}$$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

tableau V.8. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	3731.97	2985.576	3583.24	Condition vérifiée
Sens (y-y)	3909.68	3127.7	5137.82	Condition vérifiée

Remarque

Sur la proposition de notre encadreur et en se basant sur un document intitulé « Suite des propositions et enrichissement du règlement parasismique Algérien RPA99/ version 2003 » proposé par Dr. ABED Ahmed [13], enseignant à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, nous allons procéder à la vérification d'un point en particulier cité par ce document, en l'occurrence la vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux, en vue d'effectuer une validation numérique de la proposition qui s'y affère. Cette dernière s'énonce comme suit :

- Pour les structures en portiques auto stables et celles à contreventement mixte en portiques-voiles avec justification d'interaction portiques-voiles :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,30, \quad \text{c'est à dire : } B_c \geq \frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}}$$

- Pour les structures en portiques contreventées par voiles :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,45, \quad \text{c'est à dire : } B_c \geq \frac{N_d}{0.45 \cdot f_{c28}}$$

Avec

- N_d : Effort normal sismique ;
- B : Section transversale du poteau considéré.

Le système de contreventement de notre structure étant par les voiles porteurs, les résultats relatifs à la vérification de l'effort normal réduit sont donnés alors comme suit :

Pour les poteaux 35×35 : $N_d = 1326.16 \text{ KN}$

$$v = \frac{1326.16 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.433 < 0.45 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux 30×30 : $N_d = 631.00 \text{ KN}$

$$v = \frac{631.00 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.280 < 0.45 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note

Comme la condition proposée est vérifiée, nous pourrions statuer sur la validité de cette essaie de confrontation numérique de la proposition concernant la vérification de l'effort normal réduit exigé par le RPA 99 version 2003 [5] une fois toutes les autres exigences de ce même règlement sont satisfaites.

V.4 : Justification vis-à-vis des déplacements .

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003 [5] .

Ils ne doivent pas dépasser

1% de la hauteur de l'étage.

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003 [5] , formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99 [5] }).$$

- δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure
- δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e : hauteur de l'étage courant

➤ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → *Show Tables* → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

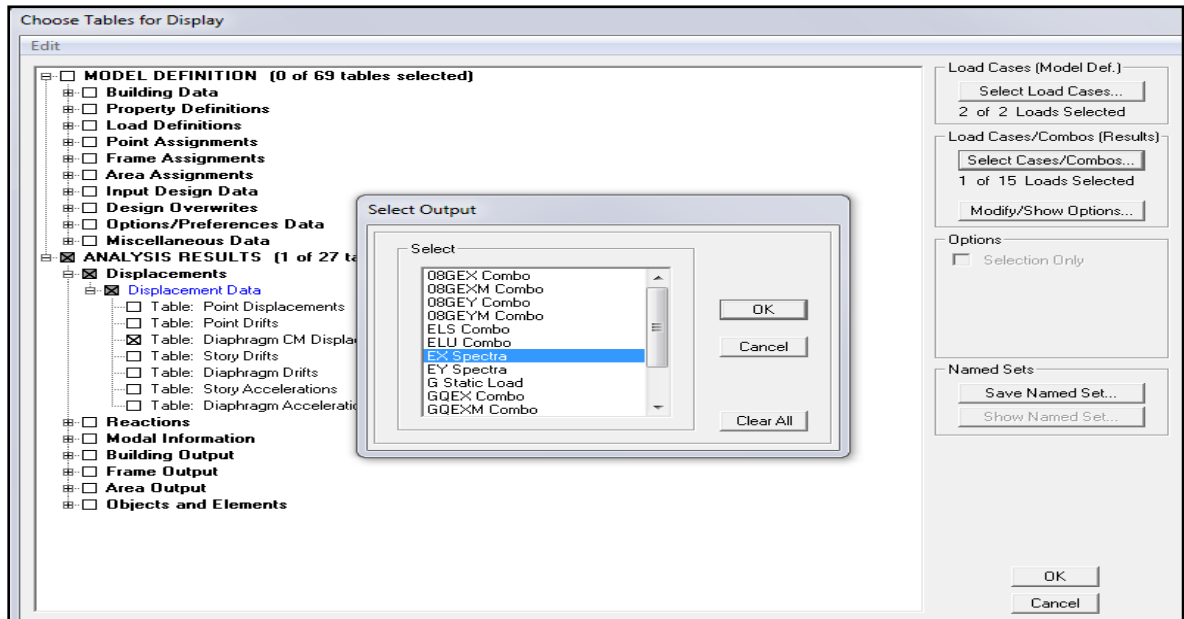


Figure V.12 Affichage des valeurs des déplacements

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM
 déplacement

Puis on définit la combinaison Ex on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur OK

Tableau V.9 : Les déplacements dans le sens x-x.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ETAGE 9	D10	EX	0,0321	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ETAGE 8	D9	EX	0,0292	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ETAGE 7	D8	EX	0,0260	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ETAGE 6	D7	EX	0,0225	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ETAGE 5	D6	EX	0,0187	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ETAGE 4	D5	EX	0,0147	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ETAGE 3	D4	EX	0,0107	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ETAGE 2	D3	EX	0,0068	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ETAGE 1	D2	EX	0,0035	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

➤ Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : *Select cases/combo*s → 2 fois sur *OK*

Tableau V.10 :Les déplacements dans le sens y-y .

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ETAGE 9	D10	EY	0,0001	0,0108	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ETAGE 8	D9	EY	0,0001	0,0095	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ETAGE 7	D8	EY	0,0001	0,0081	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ETAGE 6	D7	EY	0,0001	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ETAGE 5	D6	EY	0,0000	0,0054	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ETAGE 4	D5	EY	0,0000	0,0041	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ETAGE 3	D4	EY	0,0000	0,0029	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	ETAGE 2	D3	EY	0,0000	0,0018	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	ETAGE 1	D2	EY	0,0000	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ex :

Tableau V.12. Résultats de calcul avec la combinaison Ex

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% H_e	conclusion
E9	D10	EX	0,0321	3,5	0,112	0,0029	0,0306	CV
E8	D9	EX	0,0292	3,5	0,102	0,0032	0,0306	CV
E7	D8	EX	0,026	3,5	0,091	0,0035	0,0306	CV
E6	D7	EX	0,0225	3,5	0,079	0,0038	0,0306	CV
E5	D6	EX	0,0187	3,5	0,065	0,0040	0,0306	CV
E4	D5	EX	0,0147	3,5	0,051	0,0040	0,0306	CV
E3	D4	EX	0,0107	3,5	0,037	0,0039	0,0306	CV
E2	D3	EX	0,0068	3,5	0,024	0,0033	0,0306	CV
E1	D2	EX	0,0035	3,5	0,012	0,0025	0,0306	CV
RDC	D1	EX	0,001	3,5	0,004	0,0010	0,0306	CV

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ey :

Tableau V.13. Resultats de calcul avec la combinaison E_y

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_{ik}=R\delta_{ek}$	$\Delta y=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%H _e	conclusion
E9	D10	EY	0,0108	3,5	0,038	0,0013	0,0306	CV
E8	D9	EY	0,0095	3,5	0,033	0,0014	0,0306	CV
E7	D8	EY	0,0081	3,5	0,028	0,0014	0,0306	CV
E6	D7	EY	0,0067	3,5	0,023	0,0013	0,0306	CV
E5	D6	EY	0,0054	3,5	0,019	0,0013	0,0306	CV
E4	D5	EY	0,0041	3,5	0,014	0,0012	0,0306	CV
E3	D4	EY	0,0029	3,5	0,010	0,0011	0,0306	CV
E2	D3	EY	0,0018	3,5	0,006	0,0009	0,0306	CV
E1	D2	EY	0,0009	3,5	0,003	0,0006	0,0306	CV
RDC	D1	EY	0,0003	3,5	0,001	0,0003	0,0306	CV

➤ Déplacement maxima

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

V.5: Vérifications de l'effet P-Delta.

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

- V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Tableau V.14 : L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y.

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{ix} [m]	V_x [kN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{iy} [m]	V_y [kN]	$V_y \times h$	Θ_y
E9	3919,08	0,0029	785,53	2403,72	0,0047	0,0013	1131,18	3461,41	0,0015
E8	7596,37	0,0032	1378,74	4218,94	0,0058	0,0014	2060,45	6304,98	0,0017
E7	11273,66	0,0035	1867,38	5714,18	0,0069	0,0014	2761,72	8450,86	0,0019
E6	14950,95	0,0038	2282,04	6983,04	0,0081	0,0013	3324,16	10171,93	0,0019
E5	18628,24	0,004	2634,49	8061,54	0,0092	0,0013	3801,21	11631,70	0,0021
E4	22305,53	0,004	2933,01	8975,01	0,0099	0,0012	4204,21	12864,88	0,0021
E3	25982,82	0,0039	3176,3	9719,48	0,0104	0,0011	4543,01	13901,61	0,0021
E2	29660,11	0,0033	3367,7	10305,16	0,0095	0,0009	4828,51	14775,24	0,0018
E1	33397,07	0,0025	3505,15	10725,76	0,0078	0,0006	5041,81	15427,94	0,0013
RDC	37134,03	0,001	3583,24	10964,71	0,0034	0,0003	5137,82	15721,73	0,0007

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2

fois OK

Tableau V.15: Valeurs de l'effort tranchant V_x

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 9	EX	Top	0,00	785,53	0,00	4433,053	0,000	0,000
	ETAGE 9	EX	Bottom	0,00	785,53	0,00	4433,053	0,010	2403,728
	ETAGE 8	EX	Top	0,00	1378,74	0,00	7745,918	0,010	2403,728
	ETAGE 8	EX	Bottom	0,00	1378,74	0,00	7745,918	0,006	6553,345
	ETAGE 7	EX	Top	0,00	1867,38	0,00	10512,957	0,006	6553,345
	ETAGE 7	EX	Bottom	0,00	1867,38	0,00	10512,957	0,011	12105,480
	ETAGE 6	EX	Top	0,00	2282,04	0,01	12914,053	0,011	12105,480
	ETAGE 6	EX	Bottom	0,00	2282,04	0,01	12914,053	0,014	18841,010
	ETAGE 5	EX	Top	0,00	2634,49	0,00	15001,290	0,014	18841,010
	ETAGE 5	EX	Bottom	0,00	2634,49	0,00	15001,290	0,009	26576,757
	ETAGE 4	EX	Top	0,00	2933,01	0,01	16817,092	0,009	26576,757
	ETAGE 4	EX	Bottom	0,00	2933,01	0,01	16817,092	0,018	35144,876
	ETAGE 3	EX	Top	0,00	3176,30	0,01	18348,813	0,018	35144,876
	ETAGE 3	EX	Bottom	0,00	3176,30	0,01	18348,813	0,010	44388,721
	ETAGE 2	EX	Top	0,00	3367,70	0,01	19611,460	0,010	44388,721
	ETAGE 2	EX	Bottom	0,00	3367,70	0,01	19611,460	0,014	54157,283
	ETAGE 1	EX	Top	0,00	3505,15	0,01	20610,209	0,014	54157,283
	ETAGE 1	EX	Bottom	0,00	3505,15	0,01	20610,209	0,013	64306,842
	RDC	EX	Top	0,00	3583,24	0,01	21210,337	0,013	64306,842
	RDC	EX	Bottom	0,00	3583,24	0,01	21210,337	0,007	74710,163

Pour V_y

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Tableau V.16. Valeurs de l'effort tranchant V_y .

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 9	EY	Top	0,00	0,00	1131,18	19597,687	0,000	0,000
	ETAGE 9	EY	Bottom	0,00	0,00	1131,18	19597,687	3461,405	0,007
	ETAGE 8	EY	Top	0,00	0,01	2060,45	35730,299	3461,405	0,007
	ETAGE 8	EY	Bottom	0,00	0,01	2060,45	35730,299	9747,504	0,009
	ETAGE 7	EY	Top	0,00	0,01	2761,72	48029,528	9747,504	0,009
	ETAGE 7	EY	Bottom	0,00	0,01	2761,72	48029,528	18103,859	0,008
	ETAGE 6	EY	Top	0,00	0,00	3324,16	58075,620	18103,859	0,008
	ETAGE 6	EY	Bottom	0,00	0,00	3324,16	58075,620	28030,709	0,007
	ETAGE 5	EY	Top	0,00	0,00	3801,21	66724,127	28030,709	0,007
	ETAGE 5	EY	Bottom	0,00	0,00	3801,21	66724,127	39233,745	0,007
	ETAGE 4	EY	Top	0,00	0,00	4204,21	74142,530	39233,745	0,007
	ETAGE 4	EY	Bottom	0,00	0,00	4204,21	74142,530	51503,084	0,008
	ETAGE 3	EY	Top	0,00	0,00	4543,01	80531,225	51503,084	0,008
	ETAGE 3	EY	Bottom	0,00	0,00	4543,01	80531,225	64656,335	0,006
	ETAGE 2	EY	Top	0,00	0,00	4828,51	86026,140	64656,335	0,006
	ETAGE 2	EY	Bottom	0,00	0,00	4828,51	86026,140	78542,149	0,003
	ETAGE 1	EY	Top	0,00	0,00	5041,81	90160,672	78542,149	0,003
	ETAGE 1	EY	Bottom	0,00	0,00	5041,81	90160,672	93019,353	0,003
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	5137,82	92030,272	93019,353	0,003
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	5137,82	92030,272	107898,738	0,003

Pour **P**

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Tableau V.17. le poids P PAR L'ETABS.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ETAGE 9	POIDS	Top	2904,69	0,00	0,00	0,000	15028,498	-45748,910
	ETAGE 9	POIDS	Bottom	3919,08	0,00	0,00	0,000	19954,831	-61725,553
	ETAGE 8	POIDS	Top	6581,98	0,00	0,00	0,000	33483,604	-103666,220
	ETAGE 8	POIDS	Bottom	7596,37	0,00	0,00	0,000	38409,937	-119642,862
	ETAGE 7	POIDS	Top	10259,27	0,00	0,00	0,000	51938,710	-161583,529
	ETAGE 7	POIDS	Bottom	11273,66	0,00	0,00	0,000	56865,043	-177560,171
	ETAGE 6	POIDS	Top	13936,56	0,00	0,00	0,000	70393,816	-219500,838
	ETAGE 6	POIDS	Bottom	14950,95	0,00	0,00	0,000	75320,149	-235477,481
	ETAGE 5	POIDS	Top	17613,85	0,00	0,00	0,000	88848,922	-277418,147
	ETAGE 5	POIDS	Bottom	18628,24	0,00	0,00	0,000	93775,255	-293394,790
	ETAGE 4	POIDS	Top	21291,14	0,00	0,00	0,000	107304,029	-335335,457
	ETAGE 4	POIDS	Bottom	22305,53	0,00	0,00	0,000	112230,361	-351312,099
	ETAGE 3	POIDS	Top	24968,43	0,00	0,00	0,000	125759,135	-393252,766
	ETAGE 3	POIDS	Bottom	25982,82	0,00	0,00	0,000	130685,467	-409229,408
	ETAGE 2	POIDS	Top	28645,72	0,00	0,00	0,000	144214,241	-451170,075
	ETAGE 2	POIDS	Bottom	29660,11	0,00	0,00	0,000	149140,573	-467146,718
	ETAGE 1	POIDS	Top	32323,01	0,00	0,00	0,000	162669,347	-509087,384
	ETAGE 1	POIDS	Bottom	33397,07	0,00	0,00	0,000	167860,216	-526003,829
	RDC	POIDS	Top	36059,97	0,00	0,00	0,000	181388,990	-567944,496
	RDC	POIDS	Bottom	37134,03	0,00	0,00	0,000	186579,859	-584860,941

V.6: Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

- C_M : centre de masse.
- C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → show tables → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Building Output.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos → **Center Mass Rigidity** → *OK* → *OK*

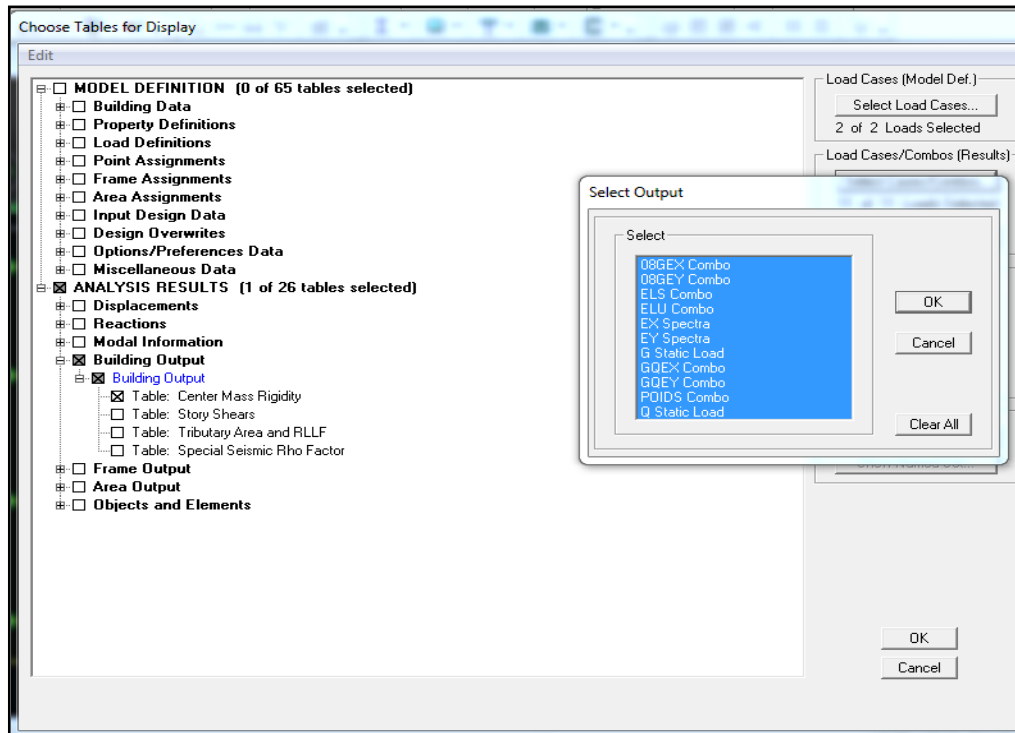


Figure V.15 Les étapes pour la détermination de C_M et C_R

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :



Tableau V.18 Position du centre de masse et du centre rigidité

Center Mass Rigidity						
Edit View						
Center Mass Rigidity						
Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	
RDC	D1	15,750	5,012	15,750	5,209	
ETAGE 1	D2	15,750	5,016	15,750	5,529	
ETAGE 2	D3	15,750	5,021	15,750	5,717	
ETAGE 3	D4	15,750	5,021	15,750	5,831	
ETAGE 4	D5	15,750	5,021	15,750	5,901	
ETAGE 5	D6	15,750	5,021	15,750	5,946	
ETAGE 6	D7	15,750	5,021	15,750	5,976	
ETAGE 7	D8	15,750	5,021	15,750	5,998	
ETAGE 8	D9	15,750	5,021	15,750	6,015	
ETAGE 9	D10	15,750	5,129	15,750	6,026	

Tableau V.19 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical

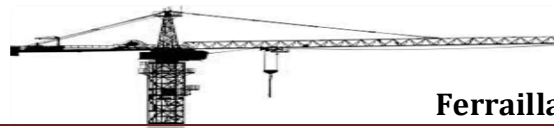
Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	la lus grande dimension		Condition	
RDC	D1	15,75	5,012	15,75	5,209	0	-0,197	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 1	D2	15,75	5,016	15,75	5,529	0	-0,513	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 2	D3	15,75	5,021	15,75	5,717	0	-0,696	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 3	D4	15,75	5,021	15,75	5,831	0	-0,81	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 4	D5	15,75	5,021	15,75	5,901	0	-0,88	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 5	D6	15,75	5,021	15,75	5,946	0	-0,925	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 6	D7	15,75	5,021	15,75	5,976	0	-0,955	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 7	D8	15,75	5,021	15,75	5,998	0	-0,977	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 8	D9	15,75	5,021	15,75	6,015	0	-0,994	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 9	D10	15,75	5,129	15,75	6,026	0	-0,897	31,5	31,5	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que

- ✓ La périodecondition vérifiée.
- ✓ Le pourcentage de participation de la masse modale. condition vérifiée.
- ✓ L'effort tranchant à la base.condition vérifiée.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....condition vérifiée.
- ✓ Étude de contreventement condition vérifiée.
- ✓ Justification vis-à-vis des déplacements..... condition vérifiée.
- ✓ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta. condition vérifiée.
- ✓ Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.condition vérifiée.

il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques .Donc, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.



VI.2 Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q$ à l'ELS ; BAEL91
- $G + Q \pm E$; RPA99/Version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/Version 2003

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003 [5]

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) [5]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- ❖ Poutres principales : (25×40)
- ❖ Poutres secondaires : (25×40)

$$\text{Donc : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 40,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- ✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 60,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003 [5])

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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



$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

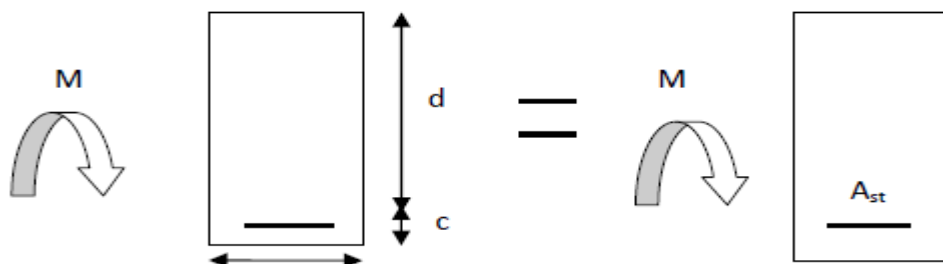
θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

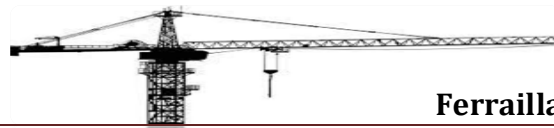
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ **1er cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$





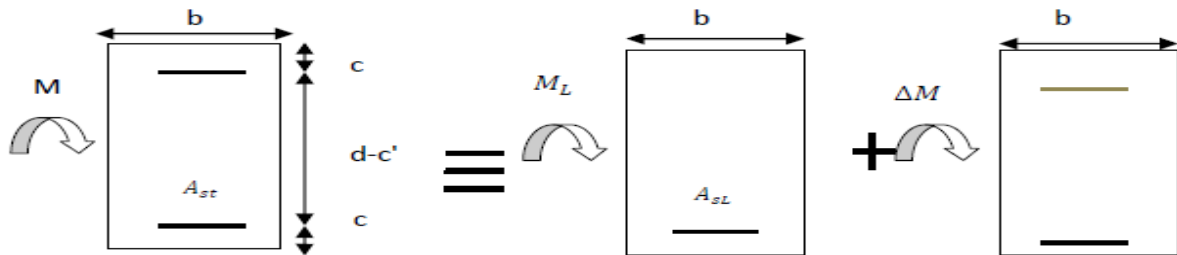
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{ème} cas

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{SL} + A_{S2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{SC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

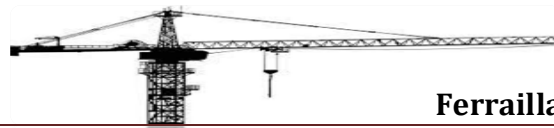
M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348



Exemple de calcul

1-Poutres principales (25 × 40)

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{73,988 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,152 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,152 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,917$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{73,988 \times 10^3}{0,917 \times 37 \times 348} = 6,266 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{114,46 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,235 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,235 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,864$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{114,46 \times 10^3}{0,864 \times 37 \times 348} = 10,288 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage pour la poutre principale .

Poutre principale	combinaisons	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	ELU	73,988	0,152	SSA	0,917	6,266	3HA12+3HA12	6,79
Aux appuis	GQEX	-114,46	0,235	SSA	0,864	10,288	3HA14+3HA16	10,65

2-Poutre secondaires(25 × 40)

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{26,511 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_1 = 0,972$$



La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,511 \times 10^3}{0,972 \times 37 \times 348} = 2,118 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38,971 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,080 < \mu_1 = 0,958$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,080 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,971 \times 10^3}{0,958 \times 37 \times 348} = 3,159 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage pour la poutre secondaire.

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	26,511	0,054	SSA	0,972	2,118	3HA12	3,39
Aux appuis	38,971	0,080	SSA	0,958	3,159	3HA12	3,39

VI.2.4 Vérification des armatures longitudinales

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91 [6])

1. Poutres principales PP

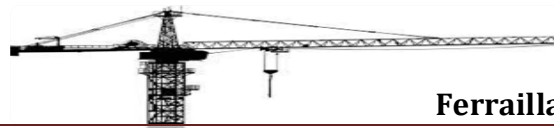
La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,116 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,116 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ [cm}^2\text{]}$$



- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 > A_{\text{min}} = 1,116[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,116 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,116[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,375[\text{cm}^2]$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 > A_{\text{min}} = 1,116 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99 [6]):

1. Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 111,76[\text{KN}]$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{115,21 \times 10^3}{250 \times 370} = 1,245 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}]\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 1,245[\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3,33[\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} = 51,48[\text{KN}]$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS [14].

$$\tau_u = \frac{30,52 \times 10^3}{250 \times 370} = 0,329 [\text{MPa}]$$



$$\diamond \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min (3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,329 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99 [6])

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

$$\text{- Poutre principales : } T_{\max} = 115,21 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 25 \times 10^{-1} = 555 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

$$\text{- Poutre secondaire : } T_{\max} = 30,52 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 25 \times 10^{-1} = 555 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99 [6])

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$\text{- Poutre principales : } \left(115,21 - \frac{114,46}{0,9 \times 0,37} \right) = -228,51 < 0$$

$$\text{- Poutre secondaires : } \left(30,52 - \frac{38,971}{0,9 \times 0,37} \right) = -86,50 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99 [6])

$$\text{d. } \tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum \mu_i}$$



Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 28,26$

$$\tau_u = \frac{115,21}{0.9 \times 37 \times 28,26} \times 10 = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1,2 = 11,30$

$$\tau_u = \frac{38,971}{0.9 \times 37 \times 11,30} \times 10 = 1,035 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e. Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées 99 [6]) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56,33 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,29 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,25 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour $\phi 16$: $L_s = 24 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 18 \text{ cm}$

f. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 [6] le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1,2\right) = (1,14; 2,5; 1,2) = 1,14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$



On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 [6] :

$$S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37 ; 40 \text{ cm}) = (33,3 ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 37 ; 40 \text{ cm}) = (33,3 ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

$$\text{Zone nodal : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm}\right) = (10 ; 16,8 ; 30) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right) = (10 ; 14,4 ; 30) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

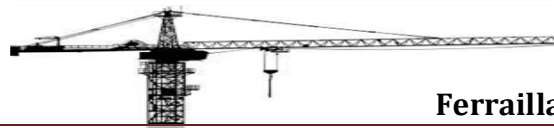
$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$
- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$



Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VII.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$

❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.



Poutre principale

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif des vérifications pour la poutre principale.

PP	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ	β	K_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	31,565	6,79	0,865	0,917	45,24	0,006	109,57	0,657	15	cv
Aux appuis	53,968	10,65	1,151	0,864	21,76	0,009	142,96	1,286	15	cv

Poutre secondaire

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des vérifications pour la poutre secondaire.

PS	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ	β	K_1	k	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	9,108	3,39	0,366	0,972	163,6	0,006	74,705	0,456	15	cv
Aux appuis	19,203	3,39	0,366	0,958	104,0	0,009	159,80	1,438	15	cv

VII.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2) [6]

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ sens des poutres principales :

$$0,3 \text{ cm} < \frac{530}{500} = 1,06 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

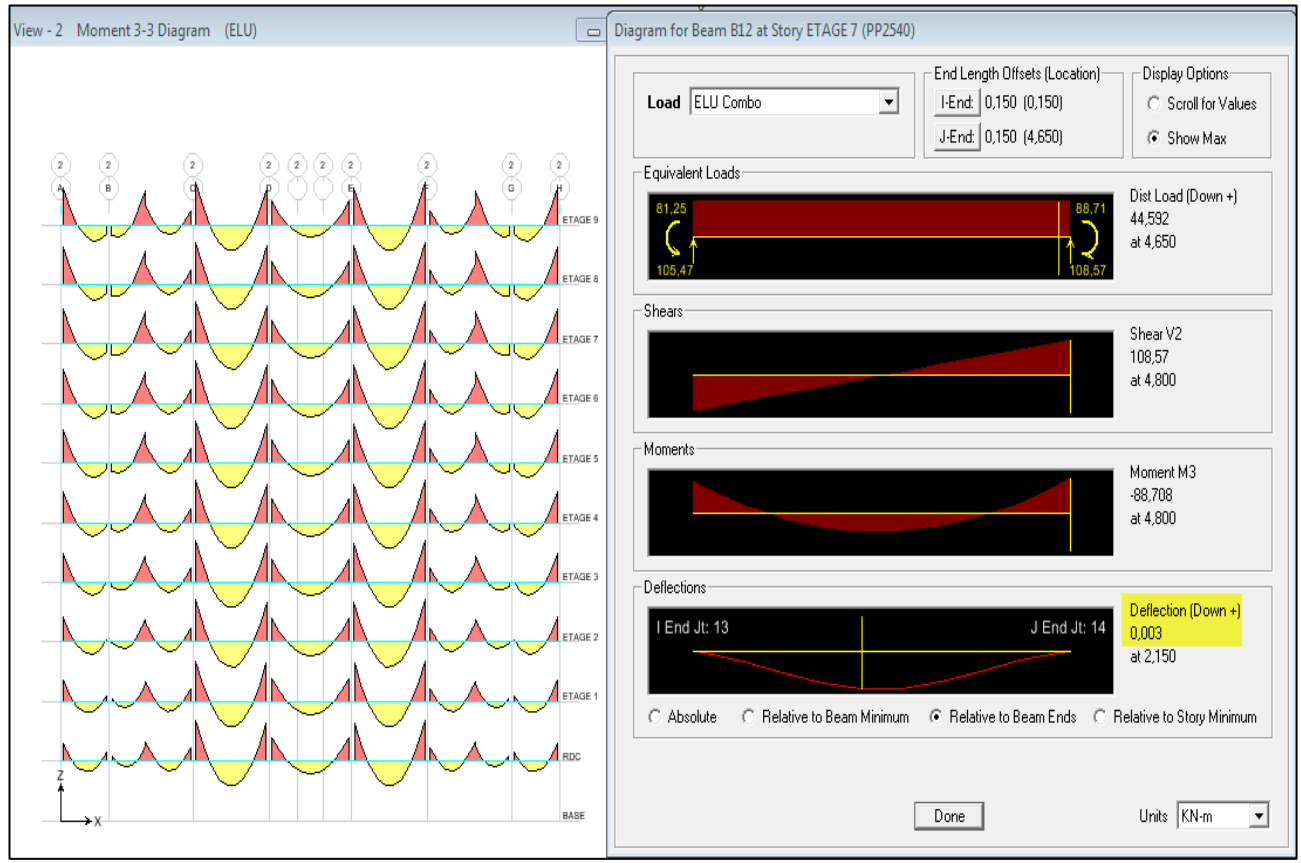


Figure VI.1 : diagramme de la flèche dans le sens des poutres principales.

➤ sens des poutres secondaires : $0,03 \text{ cm} < \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

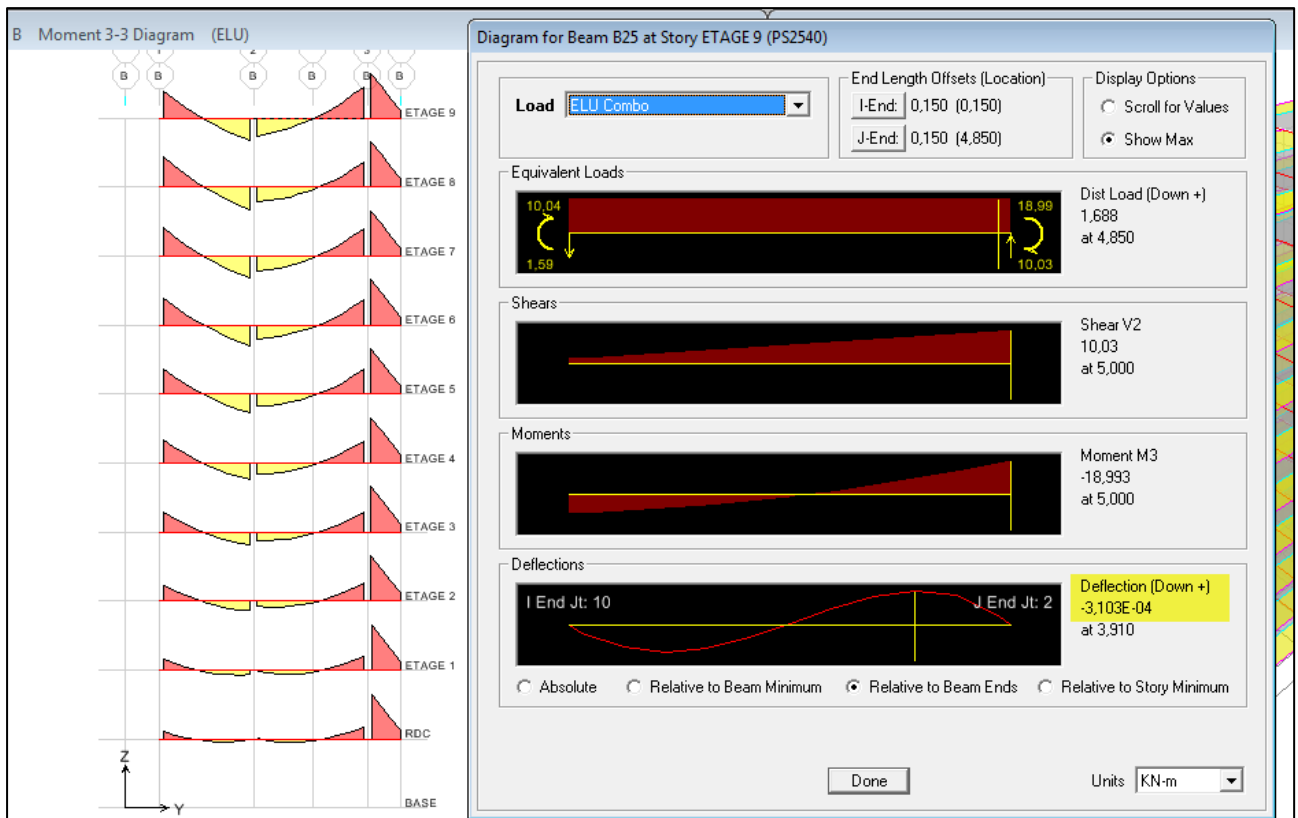


Figure VI.2 : diagramme de la flèche dans le sens des poutres secondaires.



Conclusion

Après toutes les vérifications, les poutres seront ferrillées comme suit :

Poutres principales :

- En travées : 3HA14 + 3HA12
- En appuis : 3HA14 + 3HA16

Poutres secondaires :

- En travées : 3HA12
- En appuis : 3HA12

Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

➤ Zone nodal :

- Poutre principal: $S_t = 8 \text{ cm}$
- Poutre secondaire: $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ Zone courante :

- Poutres principale: $S_t = 15 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $S_t = 15 \text{ cm}$

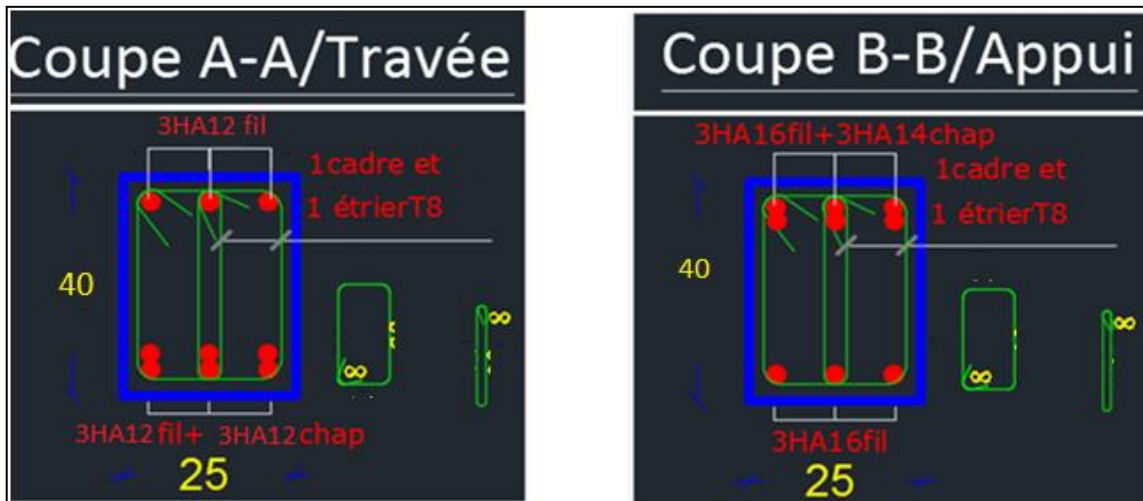


Figure VI.3 : Ferraillage des poutres principales [23]

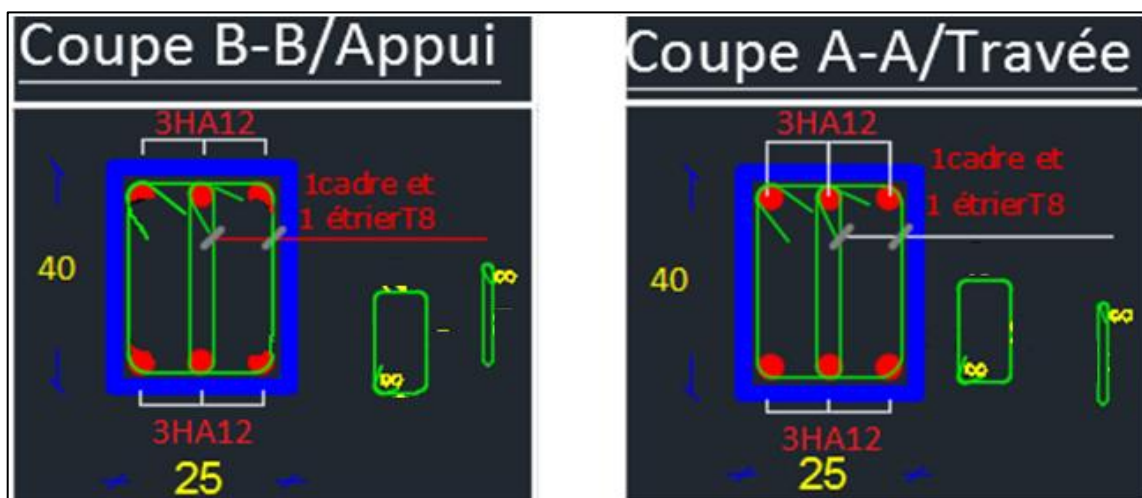


Figure VI.4 : Ferraillage des poutres secondaires [23].



VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extrait à partir de logiciel ETABS [14] (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composé.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35G+1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

$$0.8G\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

VI.1.2.Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2 [5])

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$50\Phi_L$** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.9%** de la section du béton (**0.9% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Tableau VI.1.1 : la section minimal et maximal d'armature.

	0.9% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (35x35)	11.025	49	73.5
Poteaux (30x30)	8.1	36	54

VI.1.3.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**Exposé de la méthode de calcul:**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion [19].

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC):

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée [19] :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :



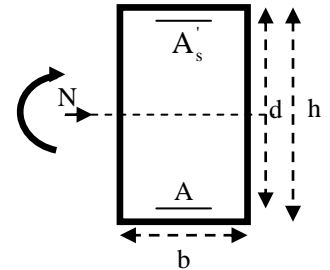
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$



Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. ($A' = 0$)

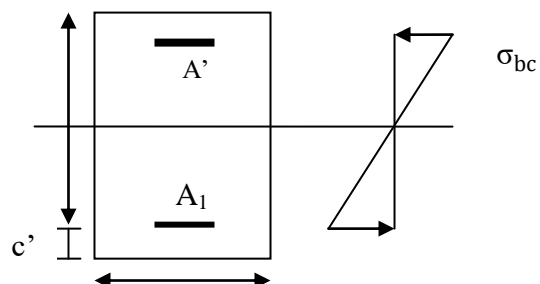
- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta_d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$





Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC):

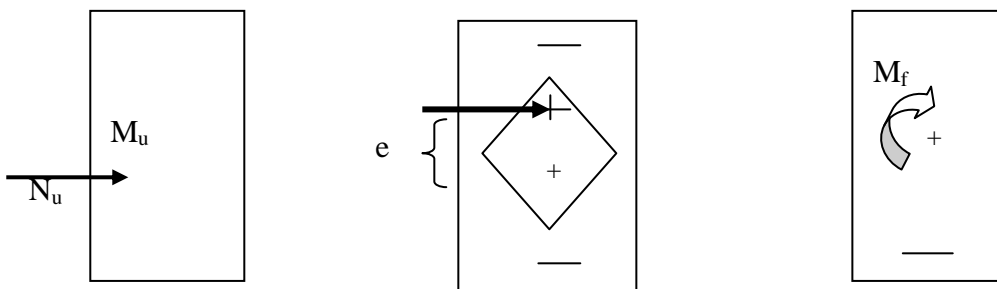
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



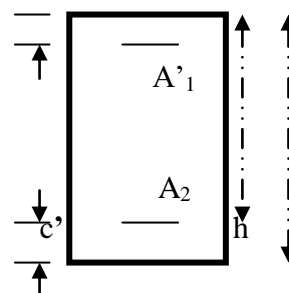
➤ **1er cas**

Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h) bh \cdot f_{bc}}{(d-c') \sigma_s}$$





$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

➤ **2^{eme} cas :**

Si $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$A_2 > 0$ et $A'_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

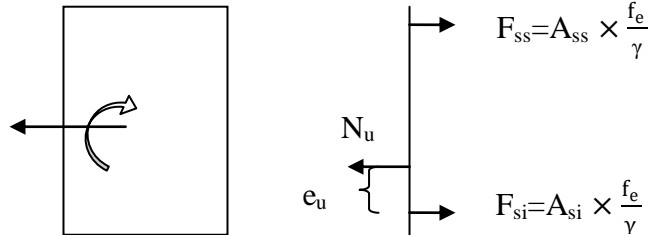
c- Section entièrement tendue [19] :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.



Calcul du ferrailage des poteaux

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux.

poteau		N	M	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
35x35	C11	N _{max} = 1326.16	M _{cor} =-11.465	SEC	0	0	11.025	8HA14	12.32
	C11	N _{min} = -753.88	M _{cor} =5.83	SET	0	0			
	C5	N _{cor} =675.65	M _{max} =-51.429	SEC	0	0			
30x30	C10	N _{max} = 631	M _{cor} = -31.894	SEC	0	0	8.1	8HA12	9.04
	C17	N _{min} = -321.85	M _{cor} = 0.744	SET	4.54	4.72			
	C10	N _{cor} = 423.51	M _{max} = -47.174	SPC	0.94	0			

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99 [6])

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \varnothing_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

\varnothing_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\varnothing 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).



Espacement des armatures transversales :

- ❖ Selon le BAEL 91 [6] (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ❖ Selon le RPA 99 version 2003 [5] (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 15; 14\} = 14\text{cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

➤ En zone nodales :

$$S_t \leq 8 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l₀ : Hauteur libre du poteau.



❖ **Poteaux (35 x 35)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.35} = 5.37 \geq 5$$

Donc $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (30 x30) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.26 > 5$$

Donc $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t . b_1$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \text{ (Art.7.4.2.1) [5]}$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodal.

	H	h'
Poteaux (35x35)	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteaux (30x30)	3	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-40}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone III : $L_r = 50\Phi$

$$\text{Ø}14 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}12 \longrightarrow L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003 [5]) :

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

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
35x35	3	35	32	32.92	5.37	0.075	0.0277	1.875	CV
30x30	3	30	27	30.76	6.28	0.075	0.0413	1.875	CV

VI.1.5. Vérifications à l'ELS :**A. Vérification des contraintes a l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

- y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .
- L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.
- y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_C^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_C) \\ Q = -2L_C^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Enfinement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.



Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS.

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et 1er étage	$N_{max}=620.52$	$M_{cor}=1.378$	4.71	70.2	4.39	66.3	15	348	CV
	$N_{min}=78$	$M_{cor}=0.228$	0.6	8.9	0.55	8.26	15	348	CV
	$N_{cor}=355.84$	$M_{max}=-11.74$	1.28	22.6	3.94	55.7	15	348	CV
2 ^{ème} au 9 ^{ème}	$N_{max}=442.77$	$M_{cor}=2.422$	4.86	71.6	3.98	61	15	348	CV
	$N_{min}=0.16$	$M_{cor}=0.421$	0.13	1.13	0	-4.85	15	348	CV
	$N_{cor}=34.73$	$M_{max}=-15.73$	0	-142.5	48.9	4.85	15	348	CV

Remarque: Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.8 : vérifications Condition de non fragilité.

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC et 1er étage	$N_{max}=620.52$	$M_{cor}=1.378$	0.0022	3.33	12.32	CV
	$N_{min}=78$	$M_{cor}=0.228$	0.00292	3.33		CV
	$N_{cor}=355.84$	$M_{max}=-11.74$	-0.0329	3.32		CV
2 ^{ème} au 9 ^{ème}	$N_{max}=442.77$	$M_{cor}=2.422$	0.0054	2.41	9.04	CV
	$N_{min}=0.16$	$M_{cor}=0.421$	2.631	3.99		CV
	$N_{cor}=34.73$	$M_{max}=-15.73$	-0.452	2.29		CV

Conclusion

Après toutes les vérifications, les poteaux seront ferrailés comme suit :

- **Armatures longitudinal :**
 - Pot35x35 : 8HA14
 - Pot30x30 : 8HA12
- **Diamètre des armatures transversal $\phi_t = 8$ mm**
- **Espacement des armatures transversales :**
 - En zone courante : $S_t = 15$ cm
 - En zone nodales : $S_t = 10$ cm

Ferrailage des voiles

Introduction

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale encastrée à son pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque plancher. Le voile est ainsi sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI-1 Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA version 2003[5] : } \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le (BAEL 91 modifiée 99) [6] : } \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en deux zones :

- Zone I : entre RDC au 1^e étages.
- Zone II : 2^{eme} au 9^{eme} étages

VI-2 Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d) [20] .

➤ Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec **B** : section du voile, **B = L × e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \text{RPA 99 (Art.7.7.4) [5] .}$$

Avec **h_e**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

L_t = L - L_c avec **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

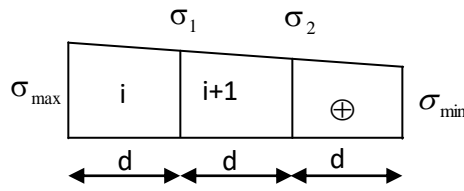


Figure VI.5: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

Avec \$e\$: épaisseur du voile.

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

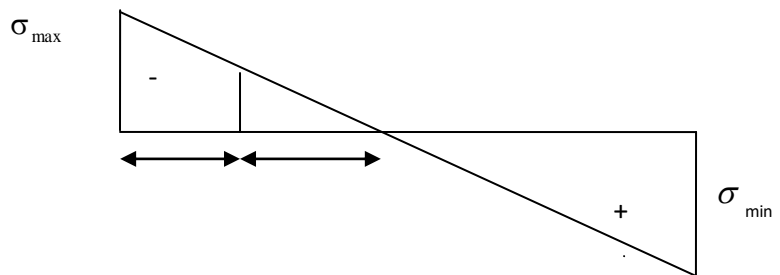


Figure VI 6: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

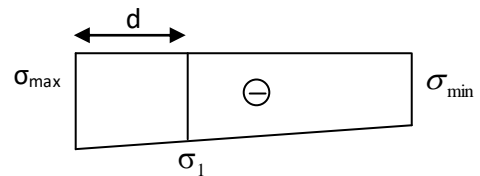


Figure VI.7: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T)

1- Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : \$B\$: section du voile

\$\sigma_{s2}\$: Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

❖ Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91 [6]) :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 % = 400 MPa.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2- Armatures minimales

❖ **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99 [6])**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3- Exigences de RPA 99 révisé 2003 [5]

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

❖ Globalement dans la section du voile **15 %**.

❖ En zone courantes **0.10 %**.

4- Armatures horizontales :

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

➤ D'après le (BEAL 91 modifiée 99 [6]) : $A_H = \frac{A_v}{4}$

➤ D'après le RPA 2003 [5] : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

5- Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003 [5])

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003 [5].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

6- Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003 [5]})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est \geq **4HA10**.

8- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du **RPA 99 modifier 2003** [5], l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

9- Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

11- Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

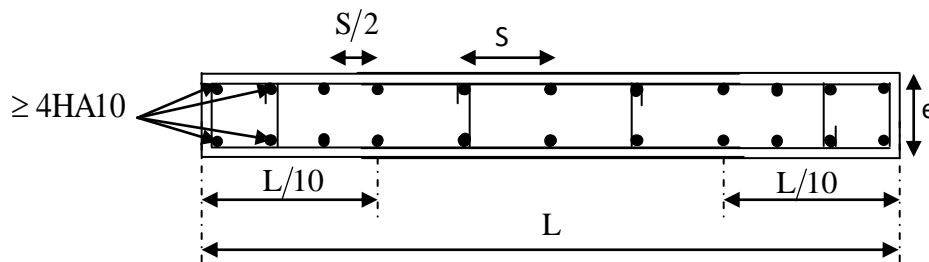


Figure VI.8: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.3 : les vérifications à L'ELS et de cisaillement

➤ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

➤ D'après le RPA 2003 [5]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u,calcul}$$

D'où

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (**d = 0.9 × h**).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL [6] :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI.4 : Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal (VL1) de la zone I :

$$L = 3 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 3219,41 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} &= 3587,19 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

- Calcul de la longueur comprimée

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

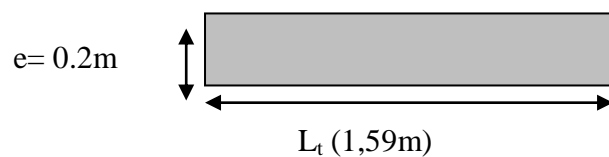
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3219,41}{3219,41 + 3587,19} \times 3$$

$$L_c = 1,41 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L_c = 1,41 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1,59 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur de la bande « d »



$$\text{Soit un tronçon : } d = \frac{L_t}{2} = \frac{1,59}{2} = 0,79 \text{ m.}$$

❖ Calcul de la contrainte

$$\sigma_{\min} = 3587,19 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 0,79 \text{ m} \text{ et } e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,59 - 0,79)3587,19}{1,59} = 1804,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1804,87 \text{ KN/m}^2$$

❖ Détermination des efforts normaux

$$\text{L'effort normal est égale à : } N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{3587,19 + 1804,87}{2} \times 0,79 \times 0,2$$

$$N_1 = 425,97 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1804,87}{2} \times 0,79 \times 0,20$$

$$N_2 = 142,58 \text{ KN}$$

❖ **Espacement :**

zone courante $(d_2)S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$ soit :

$$S_t = 20 \text{ cm zone d'extrémité}(d_1) \quad D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armature****Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_{v1}}{\sigma_s} = \frac{425,97}{40} = 10,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{v2}}{\sigma_s} = \frac{142,58}{40} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Donc

$$A_1 = 10,64 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 3,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\% \times B\right\} \Rightarrow \text{Max}(5,25 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cm}^2) \dots\dots A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 146,65 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 5,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures calculées**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,64 + \frac{5,64}{4} = 12,05 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,56 + \frac{5,64}{4} = 4,97 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 12,05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_1 = 12,05 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = 4,97 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{On ferraille avec } A_1 = 12,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures horizontales**

$$A_H = \max (A_v/4 ; 0,15\% B) \rightarrow A_H = \max(9,05 ; 5,33)$$

$$A_H = 9,05 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } A_H = 13 \text{ HA10} = 10,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

$$\text{Soit } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pour les potelets**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification à l'ELS**

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{ 1,5 e ; 30\text{cm} \} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{2041,98}{1000 + 15 \times 12,5} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au cisaillement :

➤ **D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) [5]**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 146,65}{3 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u$$

condition vérifiée.

➤ D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21) [6] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{146,65}{3 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 0,21 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**Tableau VI.1 : ferrailage des voiles longitudinales dans différentes zones.(
VLI;VL2 ;VL3 et VL4)**

Voile VL1 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	2041,98	-1532,73	980,41
	M (KNm)	-55,166	40,613	-379,318
	T (KN)	37,86	39,92	146,65
	σ_{max} (KN/m ²)	3219,41	-2419,17	369,62
	σ_{min} (KN/m ²)	3587,19	-2689,93	2898,41
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,42	1,42	0,34
	d (m)	0,71	0,71	0,17
	Nt (KN)	456,82	343,65	12,54
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	11,42	8,59	0,31
	Amin (cm ²)	2,84	2,84	0,68
	Avj (cm ²)	1,46	1,54	5,65
	A2=Avt+Avj (cm ²)	12,88	10,13	5,96
	A2 /nappe (cm ²)	3,22	2,53	1,49
	Amin /nappe (cm ²)	1,42	1,42	0,34
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA 8	3,52	3,52	3,52
	Bande 2 8 HA 8	4,02	4,02	4,02
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	3,22	2,53	1,49
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,10	0,10	0,38
	$\zeta_u=3,26$	0,07	0,07	0,27
	$\sigma_{bc}=15$	0,72	0,54	0,02

Voile VL1 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	I (m ⁴)	0,450	0,450	0,450
	v=v'=L/2 (m)	1,50	1,50	1,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	1507,65	-1075,73	-76,08
	M (KNm)	-95,538	85,498	243,851
	T (KN)	63,06	33,92	122,92
	σ_{max} (KN/m ²)	2194,29	-1507,89	686,04
	σ_{min} (KN/m ²)	2831,21	-2077,88	-939,64
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,31	1,26	1,27
	d (m)	0,65	0,63	0,63
	Nt (KN)	287,43	190,23	86,85
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	7,19	4,76	2,17
	Amin (cm ²)	2,62	2,52	2,53
	Avj (cm ²)	2,43	1,31	4,73
	A2=Avt+Avj (cm ²)	9,61	6,06	6,90
	A2 /nappe (cm ²)	2,40	1,52	1,73
	Amin /nappe (cm ²)	1,31	1,26	1,27
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 7 HA 8	3,52	3,52	3,52
	Bande 2 8 HA 8	4,02	4,02	4,02
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,40	1,52	1,73
	Ah = 0,15%B (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,47	1,47	1,47
Ferrailage horizontal /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,16	0,09	0,32
	$\zeta_u=3,26$	0,12	0,06	0,23
	$\sigma_{bc}=15$	0,45	0,30	0,14

Voile VL2 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	2152,53	-67,69	605,9
	M (KNm)	-997,27	10,811	-1399,621
	T (KN)	239,27	9,83	568,2
	σ_{max} (KN/m ²)	-4960,10	-84,84	-14508,37
	σ_{min} (KN/m ²)	18413,41	-338,22	18295,25
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,34	0,32	0,71
	d (m)	0,17	0,16	0,35
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	168,41	2,72	1026,68
	Avt (cm ²)	4,21	0,07	25,67
	Amin (cm ²)	0,68	0,64	1,42
	Avj (cm ²)	9,21	0,38	21,88
	A2=Avt+Avj (cm ²)	13,42	0,45	47,54
	A2 /nappe (cm ²)	3,36	0,11	11,89
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,34	0,32	0,71
	Bande 1 4 HA 16	6,03	6,03	6,03
	Bande 5 HA 16	16,08	16,08	16,08
	Espacement bande 1	14	14	14
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	7	7	7
	Ah = Av/4 (cm ²)	3,36	0,11	11,89
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontale /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	0,78	0,78	1,94
	5 HA8	2,51	2,51	2,51
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	1,16	0,05	2,76
	$\zeta_u=3,26$	0,83	0,03	1,97
	$\sigma_{bc}=15$	0,42	0,01	2,58

Voile VL2 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	1547,14	-1015,71	526,42
	M (KNm)	-514,429	87	-1511,965
	T (KN)	181,57	32,55	843,09
	σ_{max} (KN/m ²)	-1193,65	-2154,56	-16073,28
	σ_{min} (KN/m ²)	10863,28	-4193,63	19363,40
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,16	0,54	0,73
	d (m)	0,08	0,27	0,36
	Nt (KN)	18,91	117,00	1166,48
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	0,47	2,93	29,16
	Amin (cm ²)	0,32	1,09	1,45
	Avj (cm ²)	6,99	1,25	32,46
	A2=Avt+Avj (cm ²)	7,46	4,18	61,62
	A2 /nappe (cm ²)	1,87	1,04	15,41
	Amin /nappe (cm ²)	0,16	0,54	0,73
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 4 HA 16	6,03	6,03	6,03
	Bande 5 HA 16	16,08	16,08	16,08
	Espacement bande 1	14	14	14
	Espacement bande 2	7	7	7
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	1,87	1,04	15,41
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,78	0,78	2,52
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,88	0,16	4,10
	$\zeta_u=3,26$	0,63	0,11	2,93
	$\sigma_{bc}=15$	0,05	0,29	2,94

Voile VL3 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,30	1,30	1,30
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,26	0,26	0,26
	I (m ⁴)	0,037	0,037	0,037
	v=v'=L/2 (m)	0,65	0,65	0,65
Sollicitations de calcul	N (KN)	1570,17	-412,32	-183,83
	M (KNm)	-608,17	114,77	608,17
	T (KN)	171,85	164	171,85
	σ_{max} (KN/m ²)	-4756,80	451,49	10088,88
	σ_{min} (KN/m ²)	16835,03	-3623,18	-11502,96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,29	0,14	0,61
	d (m)	0,14	0,07	0,30
	Nt (KN)	136,23	6,50	612,83
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,41	0,16	15,32
	Amin (cm ²)	0,57	0,29	1,21
	Avj (cm ²)	6,62	6,31	6,62
	A2=Avt+Avj (cm ²)	10,02	6,48	21,94
	A2 /nappe (cm ²)	2,51	1,62	5,48
	Amin /nappe (cm ²)	0,29	0,14	0,61
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 3 HA12	3,39	3,39	3,39
	Bande 2 5 HA12	5,65	5,65	5,65
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,51	1,62	5,48
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,90	3,90	3,90
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,64	0,64	0,90
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	1,03	0,98	1,03
	$\zeta_u=3,26$	0,73	0,70	0,73
	$\sigma_{bc}=15$	0,48	0,02	2,17

Voile VL3 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,30	1,30	1,30
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,26	0,26	0,26
	I (m ⁴)	0,037	0,037	0,037
	v=v'=L/2 (m)	0,65	0,65	0,65
Sollicitations de calcul	N (KN)	1130,68	-162,08	31,45
	M (KNm)	-319,376	80,986	319,376
	T (KN)	125,5	96,47	125,5
	σ_{max} (KN/m ²)	-1320,63	814,24	5790,36
	σ_{min} (KN/m ²)	10018,17	-2061,01	-5548,43
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,15	0,37	0,66
	d (m)	0,08	0,18	0,33
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	20,00	29,98	384,40
	Avt (cm ²)	0,50	0,75	9,61
	Amin (cm ²)	0,30	0,74	1,33
	Avj (cm ²)	4,83	3,71	4,83
	A2=Avt+Avj (cm ²)	5,33	4,46	14,44
	A2 /nappe (cm ²)	1,33	1,12	3,61
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,15	0,37	0,66
	Bande 1 3 HA10	2,36	2,36	2,36
	Bande 2 5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
	Ah = Av/4 (cm ²)	1,33	1,12	3,61
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,90	3,90	3,90
Ferrailage horizontale /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	0,64	0,64	0,64
	5 HA8	2,51	2,51	2,51
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,75	0,58	0,75
	$\zeta_u=3,26$	0,54	0,41	0,54
	$\sigma_{bc}=15$	0,07	0,11	1,40

Voile VL4 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,2	0,2	0,2
	I (m ⁴)	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,50	0,50	0,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	3477,29	336,71	3415,32
	M (KNm)	9,543	14,559	42,69
	T (KN)	17,07	8,83	17,07
	σ_{max} (KN/m ²)	17672,74	2120,32	18357,30
	σ_{min} (KN/m ²)	17100,16	1246,78	15795,90
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,51	0,63	0,54
	d (m)	0,25	0,31	0,27
	Nt (KN)	898,19	133,52	986,70
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	22,45	3,34	24,67
	Amin (cm ²)	1,02	1,26	1,07
	Avj (cm ²)	0,66	0,34	0,66
	A2=Avt+Avj (cm ²)	23,11	3,68	25,32
	A2 /nappe (cm ²)	5,78	0,92	6,33
	Amin /nappe (cm ²)	0,51	0,63	0,54
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14	1,54	1,54	1,54
	Bande 2 5 HA14	7,7	7,7	7,7
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	5,78	0,92	6,33
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,00	3,00	3,00
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,94	0,49	1,03
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,13	0,07	0,13
	$\zeta_u=3,26$	0,09	0,05	0,09
	$\sigma_{bc}=15$	4,03	0,60	4,42

Voile VL4 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,00	1,00	1,00
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,2	0,2	0,2
	I (m ⁴)	0,017	0,017	0,017
	v=v'=L/2 (m)	0,50	0,50	0,50
Sollicitations de calcul	N (KN)	2899,39	2063,59	2837,42
	M (KNm)	16,552	25,007	34,531
	T (KN)	5,88	4,2	5,88
	σ_{max} (KN/m ²)	14993,51	11068,16	15223,03
	σ_{min} (KN/m ²)	14000,39	9567,74	13151,17
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,52	0,54	0,54
	d (m)	0,26	0,27	0,27
	Nt (KN)	775,35	593,65	816,73
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	19,38	14,84	20,42
	Amin (cm ²)	1,03	1,07	1,07
	Avj (cm ²)	0,23	0,16	0,23
	A2=Avt+Avj (cm ²)	19,61	15,00	20,64
	A2 /nappe (cm ²)	4,90	3,75	5,16
	Amin /nappe (cm ²)	0,52	0,54	0,54
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 5 HA12	5,65	5,65	5,65
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4,90	3,75	5,16
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,00	3,00	3,00
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,80	0,61	0,84
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	10	10	10
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,05	0,03	0,05
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,02	0,03
	$\sigma_{bc}=15$	3,57	2,74	3,76

Tableau VI.2 : ferrailage des voiles longitudinales dans différentes zones.(LT1;LT2 ; LT3 ET LT4)

Voile VT1 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,65	4,65	4,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,93	0,93	0,93
	I (m ⁴)	1,676	1,676	1,676
	v=v'=L/2 (m)	2,33	2,33	2,33
Sollicitations de calcul	N (KN)	5480,72	-2828,02	-2323,89
	M (KNm)	-5418,82	2169,54	5706,227
	T (KN)	1175,66	1197,75	1203,89
	σ_{max} (KN/m ²)	-1625,06	-30,77	5418,26
	σ_{min} (KN/m ²)	13411,55	-6051,00	-10415,87
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,50	0,02	1,59
	d (m)	0,25	0,01	0,80
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	81,67	0,07	862,14
	Avt (cm ²)	2,04	0,00	21,55
	Amin (cm ²)	1,01	0,05	3,18
	Avj (cm ²)	45,26	46,11	46,35
	A2=Avt+Avj (cm ²)	47,30	46,12	67,90
	A2 /nappe (cm ²)	11,83	11,53	16,98
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,50	0,02	1,59
	Bande 1 17 HA10	13,35	13,35	13,35
	Bande 2 13 HA14	20,01	20,01	20,01
	Espacement bande 1	15	15	15
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
	Ah = Av/4 (cm ²)	11,83	11,53	16,98
	Ah = 0,15%B (cm ²)	13,95	13,95	13,95
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	2,28	2,28	2,77
	5 HA10	3,93	3,93	3,93
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	1,97	2,00	2,01
	$\zeta_u=3,26$	1,40	1,43	1,44
	$\sigma_{bc}=15$	0,07	0,00	0,71

Voile VT1 (zone 2)	Sollicitation	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,65	4,65	4,65
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,93	0,93	0,93
	I (m ⁴)	1,676	1,676	1,676
	v=v'=L/2 (m)	2,33	2,33	2,33
Sollicitations de calcul	N (KN)	4098,44	-188,96	-1444,92
	M (KNm)	-4624,49	1015,077	4920,365
	T (KN)	1373	1400,49	1407,9
	σ_{max} (KN/m ²)	-2009,29	1205,18	5273,05
	σ_{min} (KN/m ²)	10823,14	-1611,54	-8380,41
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,73	1,99	1,80
	d (m)	0,36	0,99	0,90
	Nt (KN)	146,30	239,78	946,97
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,66	5,99	23,67
	Amin (cm ²)	1,46	3,98	3,59
	Avj (cm ²)	52,86	53,92	54,20
	A2=Avt+Avj (cm ²)	56,52	59,91	77,88
	A2 /nappe (cm ²)	14,13	14,98	19,47
	Amin /nappe (cm ²)	0,73	1,99	1,80
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 17 HA10	13,35	13,35	13,35
	Bande 2 13 HA14	20,01	20,01	20,01
	Espacement bande 1	15	15	15
	Espacement bande 2	7,5	7,5	7,5
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	14,13	14,98	19,47
	Ah = 0,15%B (cm ²)	13,95	13,95	13,95
	AH/nappe/ml (cm ²)	2,31	2,45	3,18
Ferrailage horizontal /nappe /ml	5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	2,30	2,34	2,35
	$\zeta_u=3,26$	1,64	1,67	1,68
	$\sigma_{bc}=15$	0,12	0,20	0,78

Voile VT2 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,80	3,80	3,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,76	0,76	0,76
	I (m ⁴)	0,915	0,915	0,915
	v=v'=L/2 (m)	1,90	1,90	1,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	4899,18	-3080,56	-2758,77
	M (KNm)	-3569,378	1365,045	3749,423
	T (KN)	958,51	970,16	2758,77
	σ_{max} (KN/m ²)	-969,32	-1217,40	4159,70
	σ_{min} (KN/m ²)	13861,89	-6889,33	-11419,62
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,25	0,57	1,01
	d (m)	0,12	0,29	0,51
	Nt (KN)	24,07	69,47	422,05
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	0,60	1,74	10,55
	Amin (cm ²)	0,50	1,14	2,03
	Avj (cm ²)	36,90	37,35	106,21
	A2=Avt+Avj (cm ²)	37,50	39,09	116,76
	A2 /nappe (cm ²)	9,38	9,77	29,19
	Amin /nappe (cm ²)	0,25	0,57	1,01
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 4 HA16	8,04	8,04	8,04
	Bande 15 HA16	30,16	30,16	30,16
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	9,38	9,77	29,19
	Ah = 0,15%B (cm ²)	11,40	11,40	11,40
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,86	1,86	4,77
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5HA12	5,65	5,65	5,65
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	1,96	1,99	5,65
	$\zeta_u=3,26$	1,40	1,42	4,03
	$\sigma_{bc}=15$	0,02	0,06	0,38

Voile VT2 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,80	3,80	3,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,76	0,76	0,76
	I (m ⁴)	0,915	0,915	0,915
	v=v'=L/2 (m)	1,90	1,90	1,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	3621,96	-2134,94	1860,77
	M (KNm)	-3103,58	581,022	3257,617
	T (KN)	1091,13	1101,49	1105,38
	σ_{max} (KN/m ²)	-1682,14	-1602,02	9216,28
	σ_{min} (KN/m ²)	11213,62	-4016,24	-4319,52
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,50	1,08	2,59
	d (m)	0,25	0,54	1,29
	Nt (KN)	83,38	173,59	2384,58
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	2,08	4,34	59,61
	Amin (cm ²)	0,99	2,17	5,17
	Avj (cm ²)	42,01	42,41	42,56
	A2=Avt+Avj (cm ²)	44,09	46,75	102,17
	A2 /nappe (cm ²)	11,02	11,69	25,54
	Amin /nappe (cm ²)	0,50	1,08	2,59
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 4 HA16	8,04	8,04	8,04
	Bande 15 HA16	30,16	30,16	30,16
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	11,02	11,69	25,54
	Ah = 0,15%B (cm ²)	11,40	11,40	11,40
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,86	1,91	4,17
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5HA12	5,65	5,65	5,65
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	2,23	2,25	2,26
	$\zeta_u=3,26$	1,60	1,61	1,62
	$\sigma_{bc}=15$	0,08	0,16	2,16

Voile VT3 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48
	I (m ⁴)	0,230	0,230	0,230
	v=v'=L/2 (m)	1,20	1,20	1,20
Sollicitations de calcul	N (KN)	2458,71	-635,43	-291,28
	M (KNm)	-442,031	461,674	536,388
	T (KN)	293,57	331,44	291,28
	σ_{max} (KN/m ²)	2820,07	1080,74	2186,85
	σ_{min} (KN/m ²)	7424,56	-3728,36	-3400,52
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,66	0,54	0,94
	d (m)	0,33	0,27	0,47
	Nt (KN)	186,31	58,29	205,42
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	4,66	1,46	5,14
	Amin (cm ²)	1,32	1,08	1,88
	Avj (cm ²)	11,30	12,76	11,21
	A2=Avt+Avj (cm ²)	15,96	14,22	16,35
	A2 /nappe (cm ²)	3,99	3,55	4,09
	Amin /nappe (cm ²)	0,66	0,54	0,94
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 5 HA10	3,93	3,93	3,93
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	3,99	3,55	4,09
	Ah = 0,15%B (cm ²)	7,20	7,20	7,20
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,18	1,18	1,18
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,95	1,07	0,94
	$\zeta_u=3,26$	0,68	0,77	0,67
	$\sigma_{bc}=15$	0,36	0,11	0,40

Voile VT3 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,48	0,48	0,48
	I (m ⁴)	0,230	0,230	0,230
	v=v'=L/2 (m)	1,20	1,20	1,20
Sollicitations de calcul	N (KN)	1461,6	-222,12	809,13
	M (KNm)	15,931	44,333	-245,185
	T (KN)	2,08	55,45	81,57
	σ_{max} (KN/m ²)	3127,97	-231,85	408,68
	σ_{min} (KN/m ²)	2962,03	-693,65	2962,69
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,23	0,60	0,29
	d (m)	0,62	0,30	0,15
	Nt (KN)	385,59	13,94	11,89
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	9,64	0,35	0,30
	Amin (cm ²)	2,47	1,20	0,58
	Avj (cm ²)	0,08	2,13	3,14
	A2=Avt+Avj (cm ²)	9,72	2,48	3,44
	A2 /nappe (cm ²)	2,43	0,62	0,86
	Amin /nappe (cm ²)	1,23	0,60	0,29
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Bande 2 7 HA8	3,52	3,52	3,52
	Espacement bande 1	20	20	20
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,43	0,62	0,86
	Ah = 0,15%B (cm ²)	7,20	7,20	7,20
	AH/nappe/ml (cm ²)	1,18	1,18	1,18
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,01	0,18	0,26
	$\zeta_u=3,26$	0,00	0,13	0,19
	$\sigma_{bc}=15$	0,76	0,03	0,02

Voile VT4 (zone 1)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	2318,94	-268,73	982,13
	M (KNm)	-84,435	89,073	138,006
	T (KN)	55,14	60,74	47,74
	σ_{max} (KN/m ²)	6604,00	291,87	5113,85
	σ_{min} (KN/m ²)	8855,60	-2083,41	1433,69
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,64	0,18	1,17
	d (m)	0,32	0,09	0,59
	Nt (KN)	423,16	5,38	599,11
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	10,58	0,13	14,98
	Amin (cm ²)	1,28	0,37	2,34
	Avj (cm ²)	2,12	2,34	1,84
	A2=Avt+Avj (cm ²)	12,70	2,47	16,82
	A2 /nappe (cm ²)	3,18	0,62	4,20
	Amin /nappe (cm ²)	0,64	0,18	1,17
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 6 HA10	4,71	4,71	4,71
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	3,18	0,62	4,20
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,50	4,50	4,50
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,74	0,74	0,74
Ferrailage horizontale /nappe /ml	5 HA8	2,51	2,51	2,51
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,29	0,31	0,25
	$\zeta_u=3,26$	0,20	0,22	0,18
	$\sigma_{bc}=15$	1,32	0,02	1,87

Voile VT4 (zone 2)	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
--------------------	----------------	---------	----------	----------

Caractéristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,3	0,3	0,3
	I (m ⁴)	0,056	0,056	0,056
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75
Sollicitations de calcul	N (KN)	1461,6	-222,12	809,13
	M (KNm)	15,931	44,333	-245,185
	T (KN)	2,08	55,45	81,57
	σ_{max} (KN/m ²)	5084,41	-149,29	-572,03
	σ_{min} (KN/m ²)	4659,59	-1331,51	5966,23
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,78	0,15	0,13
	d (m)	0,39	0,08	0,07
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	397,96	2,26	7,51
	Avt (cm ²)	9,95	0,06	0,19
	Amin (cm ²)	1,57	0,30	0,26
	Avj (cm ²)	0,08	2,13	3,14
	A2=Avt+Avj (cm ²)	10,03	2,19	3,33
	A2 /nappe (cm ²)	2,51	0,55	0,83
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,78	0,15	0,13
	Bande 1 1 HA8	0,5	0,5	0,5
	Bande 2 6 HA8	3,02	3,02	3,02
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	2,51	0,55	0,83
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,50	4,50	4,50
Ferrailage horizontale /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	0,74	0,74	0,74
	5 HA8	2,51	2,51	2,51
Armatures transversales	Espacement (cm)	20	20	20
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,01	0,29	0,42
	$\zeta_u=3,26$	0,01	0,21	0,30
	$\sigma_{bc}=15$	1,27	0,01	0,02



VII. 1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .On distingue donc deux types de fondation :

1-Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2-Fondations profondes

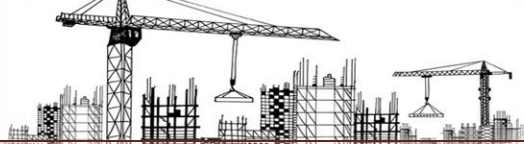
Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.



- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- La raison économique.

Pour le cas de notre structure, 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.

VII. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VII .4 . Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

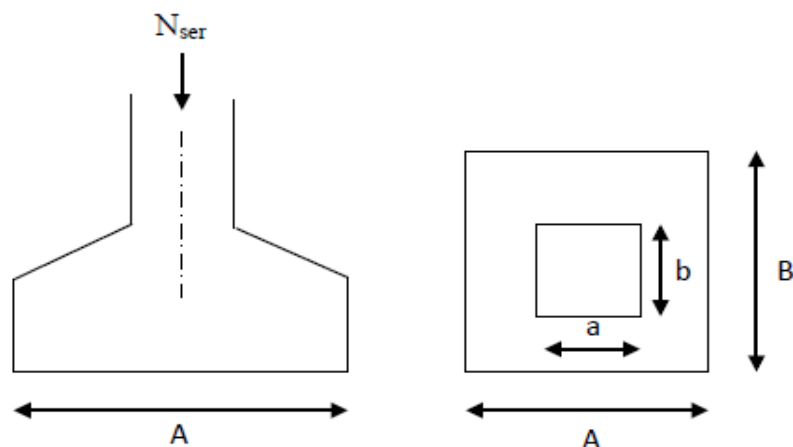
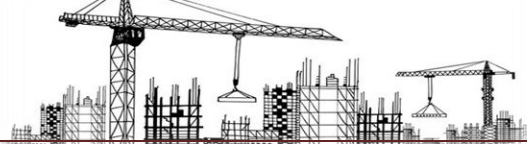


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 = k$ donc : $A = B$



$$\text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}} \quad \text{avec : } N_{ser} = 620,52 \text{ KN} \quad , \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$\text{donc : } A = B \geq \sqrt{\frac{620,52}{1 \times 2 \times 10^2}} = 1,76 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
 - L : Longueur de la semelle
 - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
 - σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale) .

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m	S = BxL (m2)
VL1	3,00	2529,75	4,22	12,65
VL2	3,00	2529,75	4,22	12,65
VL3	1,60	1317,46	4,12	6,59
VL4	1,60	1317,46	4,12	6,59
VL5	1,60	854,34	2,67	4,27
VL6	1,30	693,17	2,67	3,47
VL7	1,30	693,17	2,67	3,47
VL8	1,00	236,14	1,18	1,18
VL9	1,00	352,01	1,76	1,76
VL10	1,00	236,14	1,18	1,18
VL11	1,00	352,01	1,76	1,76
Total (m2)				55,56



Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m	S = BxL (m2)
VT1	4,65	1578,42	1,70	7,89
VT2	4,65	1578,42	1,70	7,89
VT3	3,80	1070,21	1,41	5,35
VT4	3,80	1070,21	1,41	5,35
VT5	2,40	1271,24	2,65	6,36
VT6	2,40	1271,24	2,65	6,36
VT7	1,50	1711,84	5,71	8,56
VT8	1,50	1532,41	5,11	7,66
VT9	1,50	1532,41	5,11	7,66
VT10	1,50	1711,84	5,71	8,56
VT11	1,50	1483,43	4,94	7,42
VT12	1,50	1483,43	4,94	7,42
VT13	1,50	1214,88	4,05	6,07
VT14	1,50	1214,88	4,05	6,07
VT15	1,50	1671,60	5,57	8,36
VT16	1,50	1671,60	5,57	8,36
Total (m2)				115,34

$S_v = \sum S_i = 55,56 + 115,34 = 170,90 \text{ m}^2$ et : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

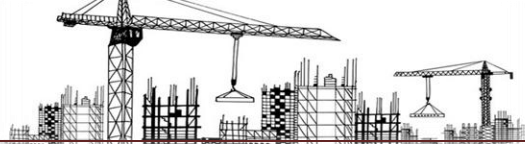
2. Semelles filantes sous poteaux

▪ Etape de calcul

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : L distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
 - Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$



- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}}$

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

Poteau	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	141,71	0,31	-15,75	-2231,93
P2	620,52	4,32	-12,70	-7880,60
P3	482,92	2,66	-7,40	-3573,61
P4	460,19	-5,85	-2,60	-1196,49
P5	460,19	5,85	2,60	1196,49
P6	482,92	-2,66	7,40	3573,61
P7	620,52	-4,32	12,70	7880,60
P8	141,71	-0,31	15,75	2231,93
Somme	3410,68	0,00		0,00

On obtient :

- La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3410,68 \text{ KN}$
- Distribution de la réaction par mètre linéaire :
-

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{31,85}{6} = 5,31 \text{ m} \\ e_i &= 0 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = 0 \text{ m} < e = 4,33 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{3410,68}{31,85} \left(1 + \frac{6 \times 0}{31,85} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3410,68}{31,85} \left(1 + \frac{6 \times 0}{31,85} \right) = 107,09 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{3410,68}{31,85} \left(1 - \frac{6 \times 0}{31,85} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3410,68}{31,85} \left(1 - \frac{6 \times 0}{31,85} \right) = 107,09 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{l}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{107,09}{2 \times 10^2} = 0,54 \text{ m}^2$$

On prend: $B = 1,00 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times l \times n = 1,00 \times 31,85 \times 3 = 95,55 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :



$$S_t = S_p + S_v = 95,55 + 170,90 = 266,45 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 31,85 \times 9,50 = 302,58 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{266,45}{302,58} = 88,06 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion:

Le rapport surface semelles filantes /surface totale de bâtiment est 86,06 % ce qui présente un risque inévitable de chevauchement des semelles .donc les semelles filante ne sont pas adoptées. D'où la nécessité de penser à un radier général.

C) Radier nervuré

Le radier nervuré est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent
- provenir des tassements éventuels.

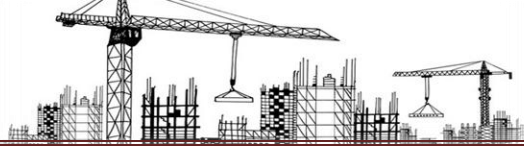
Pré dimensionnement du Radier

1-Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

avec : L_{max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{max} = 5,30 \text{ m}$)



2- L'épaisseurs de la nervures de radier « h_n »

doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \longrightarrow \quad \frac{530}{8} \leq h_n \leq \frac{530}{5} \quad \longrightarrow \quad 66,25 \text{ cm} \leq h_n \leq 106 \text{ cm}$$

❖ Condition de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Où :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale déformée ($E = 10818.86 \text{ MPA}$).

b : Largeur de la nervure du radier.

I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b h^3}{12}$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPA}$)

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 K}{E} \cdot \frac{2^4}{\pi^4} \cdot L_{max}^4 \quad \longrightarrow \quad h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{max}^4 \cdot K}{E \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 5.30^4 \cdot 40}{10818.86 \cdot 3.14^4}} = 120.02$$

d'ou

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

3-Largeur des nervures « b_n »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 120 = 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 120 = 84 \text{ cm}$$

$$b_n = 60 \text{ cm.}$$

4- Epaisseur de la dalle flottante « h_d »

elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \quad \Rightarrow \quad \frac{530}{50} \leq h_d \leq \frac{530}{40} \quad \Rightarrow \quad 10,6 \leq h_d \leq 13,25 \Rightarrow$$

$$h_d = 12 \text{ cm}$$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 120 \text{ cm}$



- Largeur de la nervure : $b_n = 60\text{cm}$
- La hauteur de la dalle de radier : $h_r = 40\text{cm}$
- Dalle flottante : $h_d = 12\text{cm}$
- Enrobage : $c = 3\text{ cm}$ (Article A.7.1 du BAEL 99).

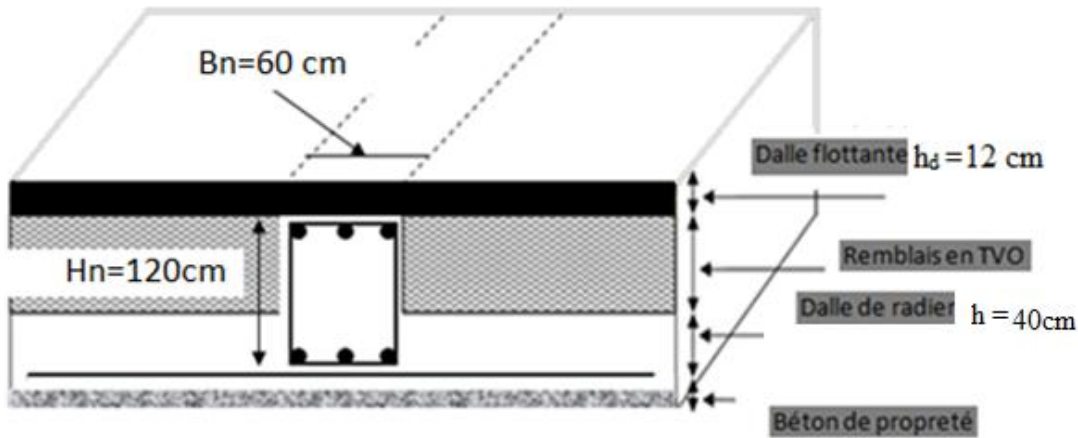


Figure VII.2. La coupe verticale de radier

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les charges :

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 35882,55\text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 6257,40\text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 35882,55 + 1.5 \times 6257,40 = 57827,54\text{ KN}$.

L'ELS : $G + N = 35882,55 + 6257,40 = 42139,95\text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{57827,54}{1.33 \times 200} = 217,40\text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_S}{1.33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42139,95}{200} = 158,42\text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (217,40 ; 158,42) = 217,40\text{ m}^2$$



$$S_{\text{batiment}} = 302,58 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 217,40 \text{ m}^2$$

Remarque

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL [6] , il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$

Avec : $S_{\text{débord}} = (31,85 \times 0,6) \times 2 + (9,50 \times 0,6) \times 2 = 49,62 \text{ m}^2$

D'où $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 302,58 + 51,06 = 352,2 \text{ m}^2$

Calcul des sollicitations à la base de radier :

➤ Charge permanente :

- Poids de bâtiment :

$$G_{\text{bâtiment}} = 35882,55 \text{ KN}$$

- Poids de radier :

$P_{\text{radier}} =$ poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle de radier

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 352,2 \times 0,4 \times 25 = 3522 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_r) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0,60 \times (1,20 - 0,4) \times (31,85 \times 3 + 9,50 \times 8) \times 25 = 2058,6 \text{ KN}$$

- Poids de TVO :

Avec: $S_{\text{nervures}} = (31,85 \times 3 + 9,50 \times 8) = 171,55 \text{ m}^2$

Le poids de la TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$



$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO} = (352.2 - 171,55) \times (1,20 - 0,4) \times 17 = 2456,84 \text{ KN}$$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{Dalle} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_{beton} = (352.2 - 171,55) \times 0,12 \times 25 = 541,95 \text{ KN}$$

d'où: $G_{radier} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante}$

$$G_{radier} = 3522 + 2058,6 + 2456,84 + 541,95 = 8579,39 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge du bâtiment et de radier :**

$$Q_{batiment} = 6257,40 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2,5 \times 352.2 = 880.5 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{batiment} + G_{radier} = 35882,55 + 8579,39 = 44461,94 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{batiment} + Q_{radier} = 6257,40 + 880.5 = 7137.9 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 44461,94 + 1.5 \times 7137.9 = 70730,469 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 44461,94 + 7137.9 = 51599,84 \text{ KN}$$

VII.5.Vérification

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 modifiée 99 [6] (ArtA.5.1.1)**

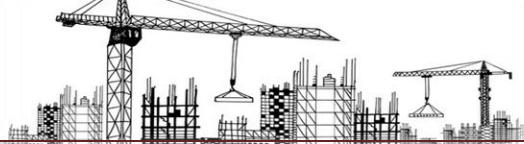
Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5, 4 \text{ MPa} \} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 120 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{70730,469 \times 1,2}{352,2} \times \frac{5,30}{2} = 638,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{652.37 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$



➤ **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcule les caractéristique géométrique de radier

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{31,85}{2} = 15,93 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{9,50}{2} = 4,75 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{9,50 \times 31,85^3}{12} = 25578,24 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{31,85 \times 9,5^3}{12} = 2282,76 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	Xx	74710,16	3583,24	1,20	78293,40
	Yy	107898,74	5137,82	1,20	113036,56

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$



$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $S_{rad} = 352.2 \text{ m}^2$;

$N_u = 70730,469 \text{ KN}$; $N_s = 52727,89 \text{ KN}$.

- Sens longitudinal

AI'ELU: $M_x = 78293,40 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{70730,469}{352,2} + \left(\frac{78293,40}{25578,24} \times 15,93 \right) = 249,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{70730,469}{352,2} - \left(\frac{78293,40}{25578,24} \times 15,93 \right) = 152,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 249,59 + 152,06}{4} = 225,21 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 225,21 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

AI'ELS: $M_x = 78293,40 \text{ KN.m}$, $N_s = 51599,84 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{51599,84}{352,2} + \left(\frac{78293,40}{25578,24} \times 15,93 \right) = 195,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{51599,84}{352,2} - \left(\frac{78293,40}{25578,24} \times 15,93 \right) = 97,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 195,27 + 97,75}{4} = 170,89 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

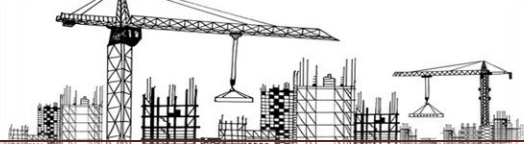
$$\sigma_m = 172,84 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

AI'ELU: $M_y = 113036,56 \text{ KN.m}$, $N_u = 70730,469 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{70730,469}{352,2} + \left(\frac{113036,56}{25578,24} \times 4,75 \right) = 221,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{70730,469}{352,2} - \left(\frac{113036,56}{25578,24} \times 4,75 \right) = 179,83 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 221,82 + 179,83}{4} = 211,32 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 215.64 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS: $M_y = 113036,56 \text{ KN.m}$, $N_s = 51599,84 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{51599,84}{352,2} + \left(\frac{113036,56}{25578,24} \times 4,75 \right) = 167,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{52727,89}{352,2} - \left(\frac{113036,56}{25578,24} \times 4,75 \right) = 125,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 167,50 + 125,52}{4} = 157,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 157,00 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

\Rightarrow **Toutes les contraintes sont vérifiées.**

Tableau VII.5. Résumé des contraintes du sol sous le radier.

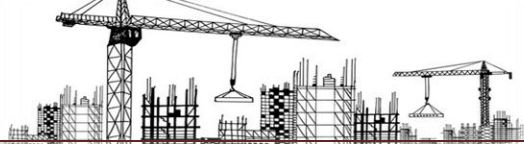
sens longitudinal xx			
ELU		ELS	
σ_1	249,59	σ_1	195,27
σ_2	152,06	σ_2	97,75
σ_m	225,21	σ_m	170,89
$1,33\sigma_{sol} \text{ (KN/m}^2)$	266,00	$\sigma_{sol} \text{ (KN/m}^2)$	200,00
	CV		CV

sens transversal yy			
ELU		ELS	
σ_1	221,82	σ_1	167,50
σ_2	179,83	σ_2	125,52
σ_m	211,32	σ_m	157,00
$1,33\sigma_{sol} \text{ (KN/m}^2)$	266,00	$\sigma_{sol} \text{ (KN/m}^2)$	200,00
	CV		CV

VII.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé son ferrailage sera calculé en utilisant les méthodes exposées dans le [B.E.A.L 91 modifiée 99] [6].

Ferrailage de la dalle du radier



La dalle du radier sera étudiée comme un panneau rectangulaire uniformément chargé reposant sur quatre cotés. On distingue deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisin, afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x=5,00\text{m}$; $L_y= 5,30 \text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5,30} = 0.94 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié99 [6], on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.

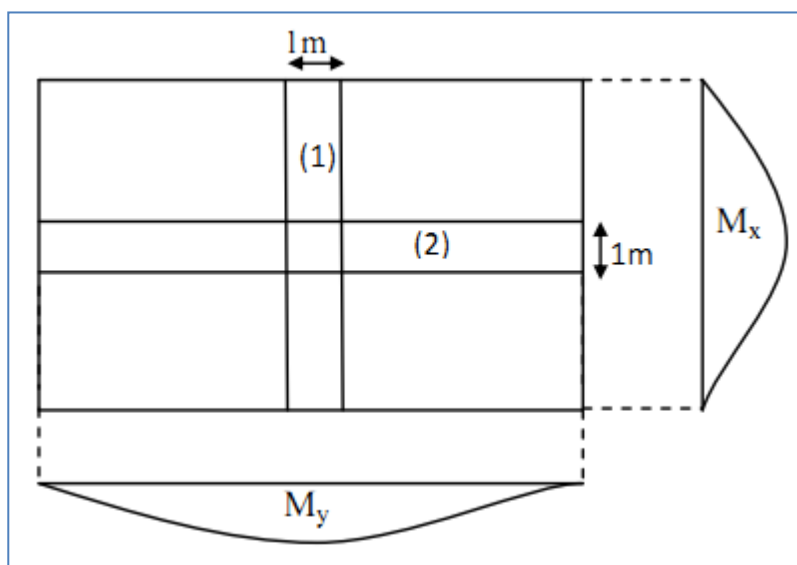


Figure VII.3. la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié99 [6]



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A L'ELU: } q_m^u = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(225,21 - \frac{8579,39}{352,2} \right) \times 1 \text{ m} = 200,85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A L'ELS: } q_m^s = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = \left(170,89 - \frac{8579,39}{352,2} \right) \times 1 \text{ m} = 146,53 \text{ KN/ml}$$

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier .

	$\sigma_m (\text{KN/m}^2)$	$q_m (\text{KN/m})$
ELU	225,21	200,85
ELS	170,89	146,53

- **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x = 0,94 \quad ; \quad \nu = 0 (\text{ELU}) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

$$M_{0x} = U_x \times q_{um} \times l_x^2 = 0,0419 \times 200,85 \times 5,00^2 = 210,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 0,864 \times 210,39 = 181,78 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

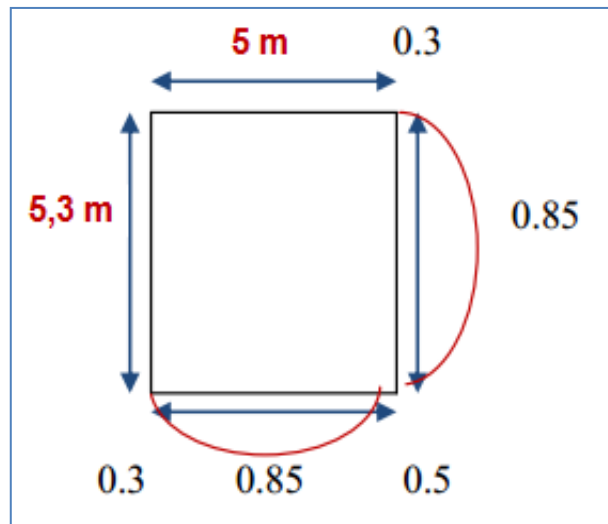
Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de



L'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments

Isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.



- ✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 210,39 = 105,20 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 181,78 = 90,88 \text{ KNm} \end{cases}$
- ✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 210,39 = 178,83 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 181,78 = 154,51 \text{ KNm} \end{cases}$

Ferraillage suivant x-x :

✓ *Aux appuis :*

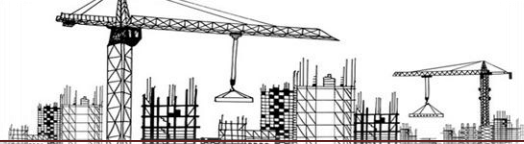
$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{105,20 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,054 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,972$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{105,20 \times 10^3}{0,972 \times 37 \times 348} = 7,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 9HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 13,85 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.



✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{178,83 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,092 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,092 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,952$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{178,83 \times 10^3}{0,952 \times 37 \times 348} = 12,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 9HA14 $\Rightarrow A_{ad}^x = 13,85 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 10 \text{ cm}$.

Ferrailage suivant y-y :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{90,88 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{90,88 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 6,29 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 9HA14 $\Rightarrow A_{ad}^y = 13,85 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{154,51 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,078 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,078 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{155,34 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 10,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **9HA14** $\Rightarrow A_{ad}^y = 13,85 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Calcul des armatures



Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	105,20	0,092 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,952	7,31	9HA14 =13.85
	En travée	90,88	0,092 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,952	12,69	9HA14=13,85
Sens yy	Sur appuis	178,83	0,092 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,952	6,29	9HA14=13.885
	En travée	154,5	0,092 < $\mu_1=0.392$	SSA	0,952	10,60	9HA14=13.85

VII.7.Vérifications à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91 [6] révisé 99] :**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{120 \times 36 \times 0.0008 (3 - 0.94)}{2} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- $b=100\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $\rho=0,94$
- **Armatures parallèles au grand coté :**

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 36 \times 120 = 3.45 \text{ cm}^2$$



Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité.

		$A_{adoptée}$	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	13.85	3.65	Condition vérifiée
	En travée	13.85	3.65	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	13.85	3.65	Condition vérifiée
	En travée	13.85	3.65	Condition vérifiée

• **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99 [6]] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(90; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{on prend : } S_t=10 \text{ cm;}$$

- La direction moins sollicité y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t=10 \text{ cm;}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

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

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x=0.94 \ ; \ \nu=0.2 \ (\text{ELS}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

- $M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0419 \times 146.53 \times 5,30^2 = 172.46 \text{ KN/m.}$

- $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,864 \times 172.46 = 149.00 \text{ KN/m.}$

Correction des moments :

✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 172.46 = 86.23 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 149.00 = 74.5 \text{ KN/m.} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 172.46 = 146.59 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 149.00 = 126.65 \text{ KN/m.} \end{cases}$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

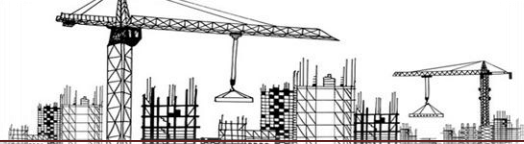


Tableau VII.9. Calcul des contraintes.

		M_s (KN/m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Aux appuis	105,20	13.85	0,320	52.14	0.911	34.19	0.655	15	CV
	En travée	90,88	13.85	0,320	41.48	0.911	20.007	0.48		CV
Sens Y-Y	Aux appuis	178,83	13.85	0.320	65.13	0.911	84.28	1.29		CV
	En travée	154,5	13.85	0.320	48.29	0.911	43.96	0.910		CV

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1

Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

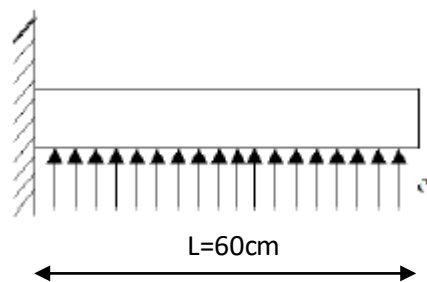
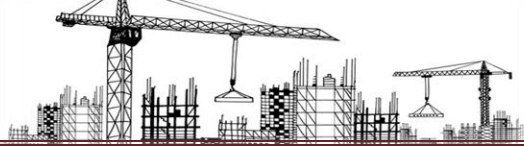


Figure VII.4. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{200.85 \times 0.6^2}{2} = 36.15 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{146.53 \times 0.6^2}{2} = 26.37 \text{ KN/m}$$



➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{36.15 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_{id} = 0,392$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36.15 \times 10^3}{0,991 \times 36 \times 348} = 2.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_u = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties [15].

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

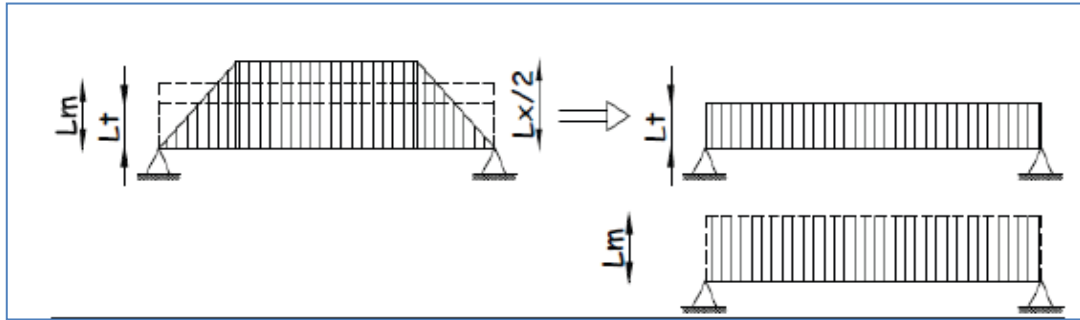


Figure VI.5. Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4}\right)$

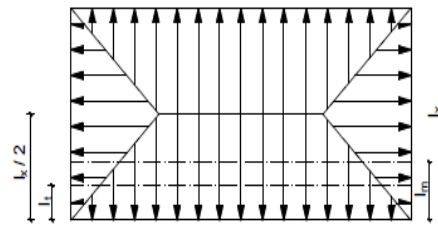


Figure VI.6. Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$

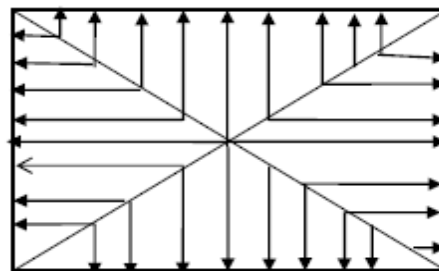


Figure VI.7. Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n = 60 \text{ cm}$, $h_n = 120 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$;

Calcul des charges

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(225.21 - \frac{8579.39}{352.2} - \frac{2058.6}{171.55} \right) \times 1 \text{ ml} = 188.85 \text{ KN/ml}$$



$$\mathbf{q_s} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(170.89 - \frac{8579.39}{352.2} - \frac{2058.6}{171.55} \right) \times 1ml = 134.53 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 9. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	3,05	5	0,610	Triangulaire	1,02	0,76	188,85	134,53	191,81	383,61	136,64	273,27	144,00	288,00	102,58	205,16
	2	3,05	4,15	0,735	Triangulaire	1,02	0,76	188,85	134,53	191,81		136,64		144,00		102,58	
B-C	1	5	5,3	0,943	Trapézoïdal	1,76	1,39	188,85	134,53	332,06	643,84	236,55	458,65	262,03	533,76	186,66	380,23
	2	4,15	5,3	0,783	Trapézoïdal	1,65	1,44	188,85	134,53	311,78		222,10		271,73		193,57	
C-D	1	4,8	5	0,960	Triangulaire	1,60	1,20	188,85	134,53	301,86	596,08	215,03	424,63	226,62	472,02	161,44	336,25
	2	4,15	4,8	0,865	Trapézoïdal	1,56	1,30	188,85	134,53	294,22		209,59		245,40		174,82	
D-E	1	5	5,2	0,962	Trapézoïdal	1,73	1,34	188,85	134,53	326,62	635,29	232,67	452,56	253,87	520,94	180,85	371,10
	2	4,15	5,2	0,798	Trapézoïdal	1,63	1,41	188,85	134,53	308,67		219,88		267,07		190,25	
E-F	1	4,8	5	0,960	Trapézoïdal	1,66	1,29	188,85	134,53	314,00	574,99	223,69	409,60	244,39	440,32	174,09	313,67
	2	4,15	4,8	0,865	Triangulaire	1,38	1,04	188,85	134,53	260,98		185,91		195,93		139,57	
F-G	1	5	5,3	0,943	Trapézoïdal	1,76	1,39	188,85	134,53	332,06	643,84	236,55	458,65	262,03	533,76	186,66	380,23
	2	4,15	5,3	0,783	Trapézoïdal	1,65	1,44	188,85	134,53	311,78		222,10		271,73		193,57	
G-H	1	3,05	5	0,610	Triangulaire	1,02	0,76	188,85	134,53	191,81	383,61	136,64	273,27	144,00	288,00	102,58	205,16
	2	3,05	4,15	0,735	Triangulaire	1,02	0,76	188,85	134,53	191,81		136,64		144,00		102,58	

Tableau VII. 10. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _S	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _S
1-2	1	3,05	5	0,610	Trapézoïdal	1,34	1,24	188,85	134,53	252,28	488,42	179,71	347,93	234,41	444,63	166,99	316,74
	2	3,05	4,15	0,735	Trapézoïdal	1,25	1,11	188,85	134,53	236,14		168,22		210,22		149,75	
2-3	1	5	5,3	0,943	Triangulaire	1,67	1,25	188,85	134,53	314,44	575,42	223,99	409,91	236,06	431,99	168,16	307,74
	2	4,15	5,3	0,783	Triangulaire	1,38	1,04	188,85	134,53	260,98		185,91		195,93		139,57	
3-4	1	4,8	5	0,960	Trapézoïdal	1,66	1,29	188,85	134,53	314,00	574,99	223,69	409,60	244,39	440,32	174,09	313,67
	2	4,15	4,8	0,865	Triangulaire	1,38	1,04	188,85	134,53	260,98		185,91		195,93		139,57	
4-5	1	5	5,2	0,962	Triangulaire	1,67	1,25	188,85	134,53	314,44	575,42	223,99	409,91	236,06	431,99	168,16	307,74
	2	4,15	5,2	0,798	Triangulaire	1,38	1,04	188,85	134,53	260,98		185,91		195,93		139,57	
5-6	1	4,8	5	0,960	Triangulaire	1,60	1,20	188,85	134,53	301,86	596,08	215,03	424,63	226,62	472,02	161,44	336,25
	2	4,15	4,8	0,865	Trapézoïdal	1,56	1,30	188,85	134,53	294,22		209,59		245,40		174,82	
6-7	1	5	5,3	0,943	Triangulaire	1,67	1,25	188,85	134,53	314,44	575,42	223,99	409,91	236,06	431,99	168,16	307,74
	2	4,15	5,3	0,783	Triangulaire	1,38	1,04	188,85	134,53	260,98		185,91		195,93		139,57	
7-8	1	3,05	5	0,610	Trapézoïdal	1,34	1,24	188,85	134,53	252,28	488,42	179,71	347,93	234,41	444,63	166,99	316,74
	2	3,05	4,15	0,735	Trapézoïdal	1,25	1,11	188,85	134,53	236,14		168,22		210,22		149,75	



- Diagramme des sollicitations

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

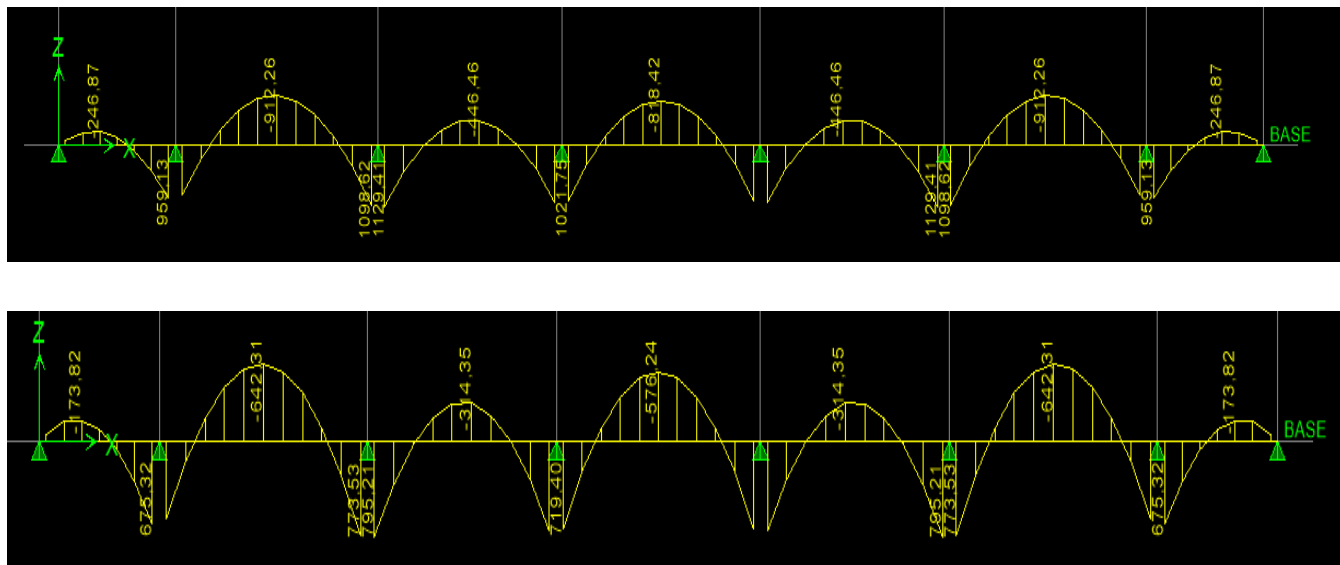


Figure VII.8. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

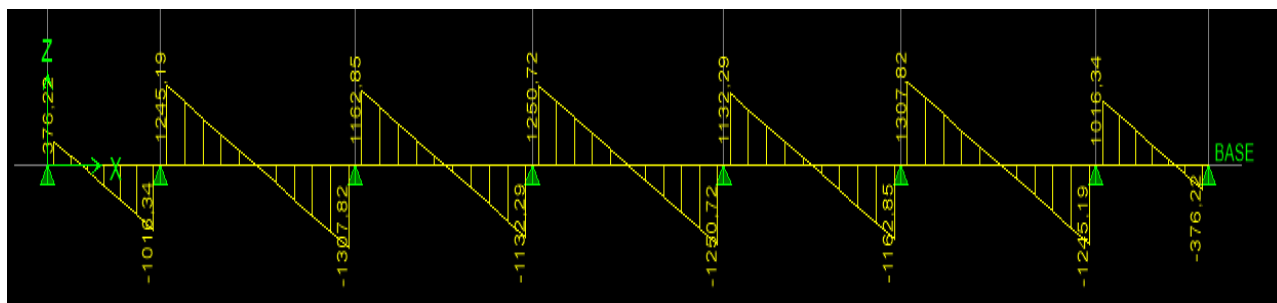


Figure VII.9. Diagramme des efforts tranchants



- Sens transversal « Y-Y » :

Figure VII.10. Les valeurs des chargements pour les différents cas

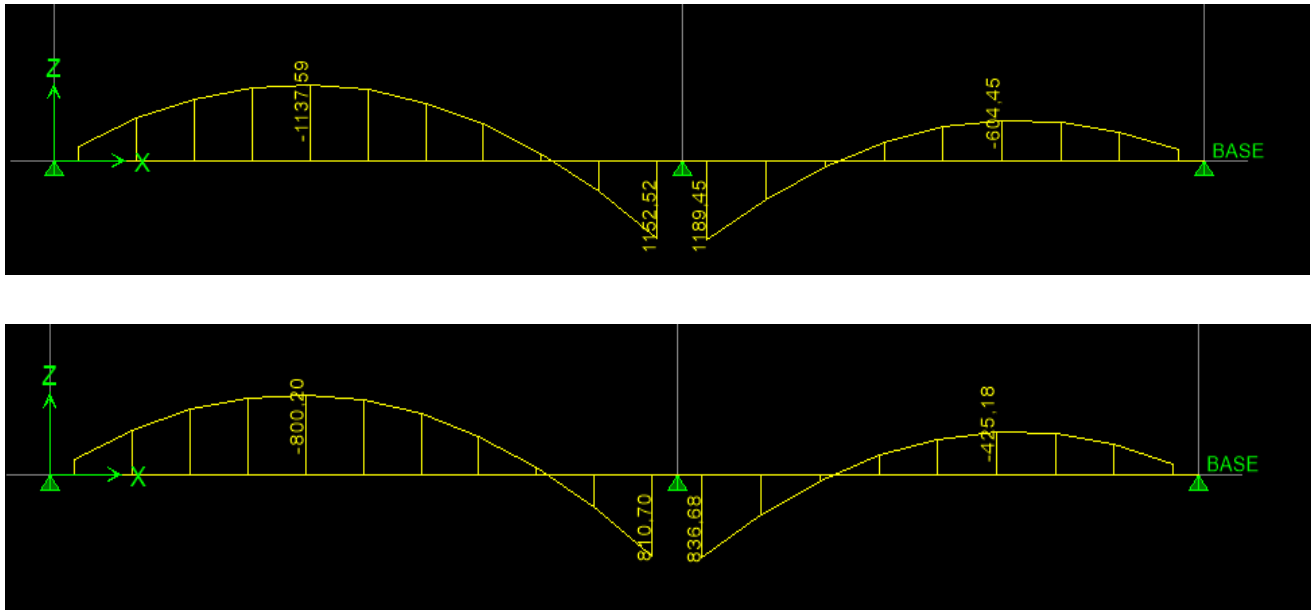


Figure VII.11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

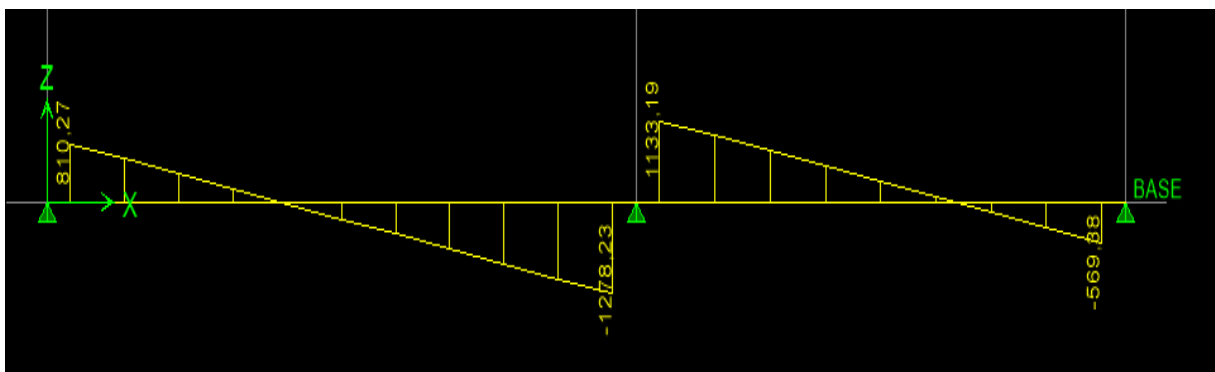


Figure VII.12. Diagramme des efforts tranchants

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants

- Sens longitudinal « x-x » :

**Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.**

	ELU	ELS
$M_{app}(\text{KN.m})$	1129.41	795.21
$M_t(\text{KN.m})$	-912.26	-642.31

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.

$T_{sup}(\text{KN.m})$	1260.19
$T_{inf}(\text{KN.m})$	-1307.82

- Sens transversal « y-y » :

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
$M_{app}(\text{KN.m})$	1189.45	836.68
$M_t(\text{KN.m})$	-1137.59	-800.20

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.

$T_{sup}(\text{KN.m})$	1133.19
$T_{inf}(\text{KN.m})$	-1278.23

Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales***

Sens X-X₁: $M_a^{max} = 1129.41 \text{ KN.m}$; $M_t^{max} = -912.26 \text{ KN.m}$



$$b_n=60 \text{ cm} ; h_n=120 \text{ cm} ; d= h-c=120-5=115\text{cm} ; f_{bu}=14.2\text{MPa} ; \sigma_{st}=348\text{MPa}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1129.41 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14.2} = 0,096$$

$$\mu=0,096 < \mu_l=0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu=0,096 \Rightarrow \beta=0,949$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1129.41 \times 10^3}{0,949 \times 115 \times 348} = 29.22 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6\text{HA16} + 6\text{HA20} = 30.91\text{cm}^2$ avec un espacement $S = 9 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{912.26 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14.2} = 0,078$$

$$\mu=0,078 < \mu_l=0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu=0,078 \Rightarrow \beta=0,959$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{912.26 \times 10^3}{0,959 \times 115 \times 348} = 23.37 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA16} + 5\text{HA20} = 25.76 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 13.5 \text{ cm}$.

(Les armatures filantes choisies aux appuis sont continues en travée)

$$\text{Sens Y-Y : } M_a^{\max} = 646.07 \text{ KN.m} ; M_t^{\max} = 493.76 \text{ KN.m}$$

$$b_n=60 \text{ cm} ; h_n=120 \text{ cm} ; d=115 \text{ cm} ; f_{bu}=14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{1189.45 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14.2} = 0,101$$

$$\mu=0,101 < \mu_l=0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA) donc: } \mu=0,10 \Rightarrow \beta=0,947$$



$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1189.45 \times 10^3}{0,947 \times 115 \times 348} = 30.84 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 6\text{HA16} + 6\text{HA20} = 30.91 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 9 \text{ cm}$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1137.59 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14.2} = 0,097$$

$\mu = 0,097 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,097 \Rightarrow \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1137.59 \times 10^3}{0,949 \times 115 \times 348} = 29.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6 \text{ HA16} + 6 \text{ HA20} = 30.91 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 9 \text{ cm}$.

(Les armatures filantes choisies aux appuis sont continues en travée)

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	6HA16 + 6HA20	6 HA16 + 6HA20
Travée	5 HA16+ 5 HA20	6 HA16 + 6 HA20

- **Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003 [5]):**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 1.2 \phi_l \right\} = \min \{ 15 ; 24 \} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$



Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **4 HA10 = 3.14 cm²**

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

• Donc on adopte **4 HA12 = 4.52 cm²**

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm²**.

Vérification à l'ELU:

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8.47 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99 [6]:**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$



Sens X-X : $T_u = 1260.19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1260.19 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1.79 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y : $T_u = 1133.19 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1133.19 \times 10^3}{600 \times 1150} = 1.6 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003 [6]] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 12 \times 20 = 753,6 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{1133.19 \times 10^3}{0.9 \times 1150 \times 753,6} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure transversale:

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 12 \times 20 = 753,6 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{1133.19 \times 10^3}{0,9 \times 1170 \times 753,6} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MP}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifié99 [6])**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = 225.43 \text{ MPa}$$

Dans le cas de fissuration préjudiciable , avec : $n = 1.6$ pour des HA $> 6 \text{ mm}$



Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b$

Avec $\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

Tableau VII.15. Calcul des contraintes

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens XX	Appuis	795.21	30.91	0.220	51.41	0,965	231.82	225.43	6.29	15	CNV
	Travée	642.31	25.76	0.183	56.94	0,971	223.29		5.47		CV
Sens YY	Appuis	836.68	58.90	0.220	51.41	0,965	128.00		6.62		CV
	Travée	800.20	30.91	0.220	51.41	0,965	233.27		6.34		CNV

Remarque :

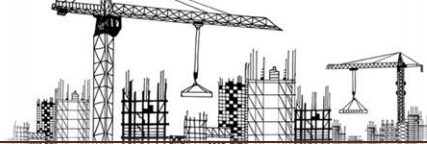
La condition n'est pas vérifiée dans les deux sens aux appuis. Nous allons procéder à une augmentation de la section de ferrailage. Les nouvelles sections adoptées aux appuis sont comme suit : sens xx : (6 HA20 fil + 6 HA20 fil)

et sens yy : (6 HA20 fil + 6 HA20 fil)

Tableau VII.15. Nouveau calcul des contraintes sens yy aux appuis

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens x	Appuis	795.21	37.70	30.32	0.890	206.08	225.43	6.79	15	Cv
Sens y	Appuis	836.68	37.70	30.32	0.890	216.83	225.43	7.15	15	Cv

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

*Tableau VII.16. les sections de ferrailage choisies au définitif.*

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	6 HA20 fil + 6 HA20 chap	6 HA20 fil + 6 HA20 chap
Travée	6 HA20 fil + 6 HA16chap	6 HA20 fil + 6 HA16 chap



L'objectif principal fixé dans notre travail consiste essentiellement à analyser le comportement d'une structure de type bâtiment, destinée à usage d'habitation, implantée à Bordj El-Kifane, wilaya d'Alger, qui se caractérise par une forte sismicité (zone III) [5]. Logiquement, un objectif secondaire a été étudié, celui de réduire les sections des éléments poteaux dans le cas d'un système de contreventement par voile. Cette expérience nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, surtout les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant ce type de structure en Génie Civil.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations numériques, permettant de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques qui sont menées par la méthode d'analyse modale spectrale telle que stipule le règlement algérien. Le choix de cette méthode revient à la non-satisfaction des conditions de la méthode statique équivalente, puisque notre bâtiment dépasse 30 m en zone sismique III. La méthode appliquée, à savoir la méthode spectrale modale, permet d'introduire sur un logiciel de calcul numérique, un spectre de réponse sismique selon les caractéristiques du terrain d'implantation, les caractéristiques sismique de la région, le type et l'usage de la structure. Ce spectre permet d'analyser la structure sous l'effet de la charge sismique en tenant compte des combinaisons d'actions les plus défavorables données les par règlements, à savoir le RPA 99 version 2003 [5] et le BAEL 90 modifié 99 [6].

Une fois l'analyse terminée, nous avons procédé aux différentes vérifications réglementaires, avant d'extraire les résultats des efforts sur les différents éléments principaux de la superstructure ainsi que de l'infrastructure, en vue d'effectuer leur ferrailage. Ce dernier a été fait soit manuellement, soit à l'aide des applications numériques (SOCOTEC [18], Microsoft Office Excel, etc.) tout en respectant les règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93. Les sections de ferrailages des éléments en béton armé et leurs dispositions doivent être conformes aux recommandations des Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003 [5].



L'ensemble des étapes de calcul des éléments mène vers une réponse logique à notre problématique de départ, où les choix ainsi que les vérifications sont données en détails en partant du pré dimensionnement des éléments au choix définitif des sections. Les principales conclusions retenues sont comme suit :

- Pour le système de contreventement, les résultats trouvés montrent que la majorité des forces verticales sont reprises par les voiles. D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003 [5], qui classe les systèmes de contreventement, nous avons donc un système de contreventement par voiles porteurs.
- Sur la proposition de notre encadreur, nous avons procédé à la vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux par rapport à une valeur limitée à 0,45 ; sachant que le choix des sections des poteaux a été fait dans l'objectif de réduire ces dernières. Comme la condition proposée a été vérifiée, nous avons pu statuer sur la validité de cette essai de confrontation numérique une fois toutes les autres exigences du règlement RPA 99 version 2003 [5] sont satisfaites. Cela confirme donc notre hypothèse de départ.
- Le dimensionnement, le calcul ainsi que la vérification des différents éléments en béton armé ont été menés sous les combinaisons d'action réglementaires :

- État limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$;

- État limite de service : $G+Q$;

- Combinaisons sismiques : $G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$.

- Les poteaux ainsi que les voiles sont des éléments soumis à un effort normal et à un moment fléchissant dans les deux sens, ils sont donc calculés à la flexion composée sous le cas de sollicitation la plus défavorable. Ils sont ferrailés symétriquement par rapport au centre de gravité de la section. En revanche, les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant, donc leur calcul se fait en flexion simple.
- Concernant l'infrastructure, nous avons le choix entre des semelles filantes ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement, la surface des semelles filantes



par rapport à la surface totale du bâtiment représente 86,06% de cette dernière, ce qui représente un risque inévitable de chevauchement des semelles. De ce fait, nous avons opté pour un radier général.

- À l'issue de cette étude, nous avons procédé à l'élaboration de plans de coffrage et ferrailage des éléments de la superstructure ainsi que de l'infrastructure.

Au final, nous avons constaté que l'élaboration d'un projet de bâtiment passe par plusieurs phases, où l'ingénieur spécialisé en constructions civiles et industrielles doit prendre en considération tous les aspects du calcul et veiller au respect strict des règlements en vigueur, tel que nous l'avons admis avant d'entamer notre étude. Ainsi, il pourra établir une note de calcul ainsi que des plans d'exécution, qui feront l'objet d'une vérification en vue de leur approbation par une direction du CTC (Contrôle Technique de Constructions), ce qui permettra d'entamer les travaux sur chantier.

Comme perspective, nous pouvons proposer d'effectuer une étude analytique basée sur les règlements de calcul algériens, qui sera implémentée sur langage de programmation de systèmes numériques (ETABS , MATLAB , APL). Cette démarche permettra d'effectuer une étude comparative entre les résultats d'un programme de calcul élaboré localement sur la base des méthodes mathématiques et des recommandations réglementaires et ceux des logiciels commercialisés communément utilisés (ETABS, Autodesk Robot Structural Analysis, etc.), à la suite de quoi des études paramétriques peuvent être conduites en vue d'améliorer les aspects relatifs à l'économie, la durabilité, le choix des matériaux, etc.

Résumé:

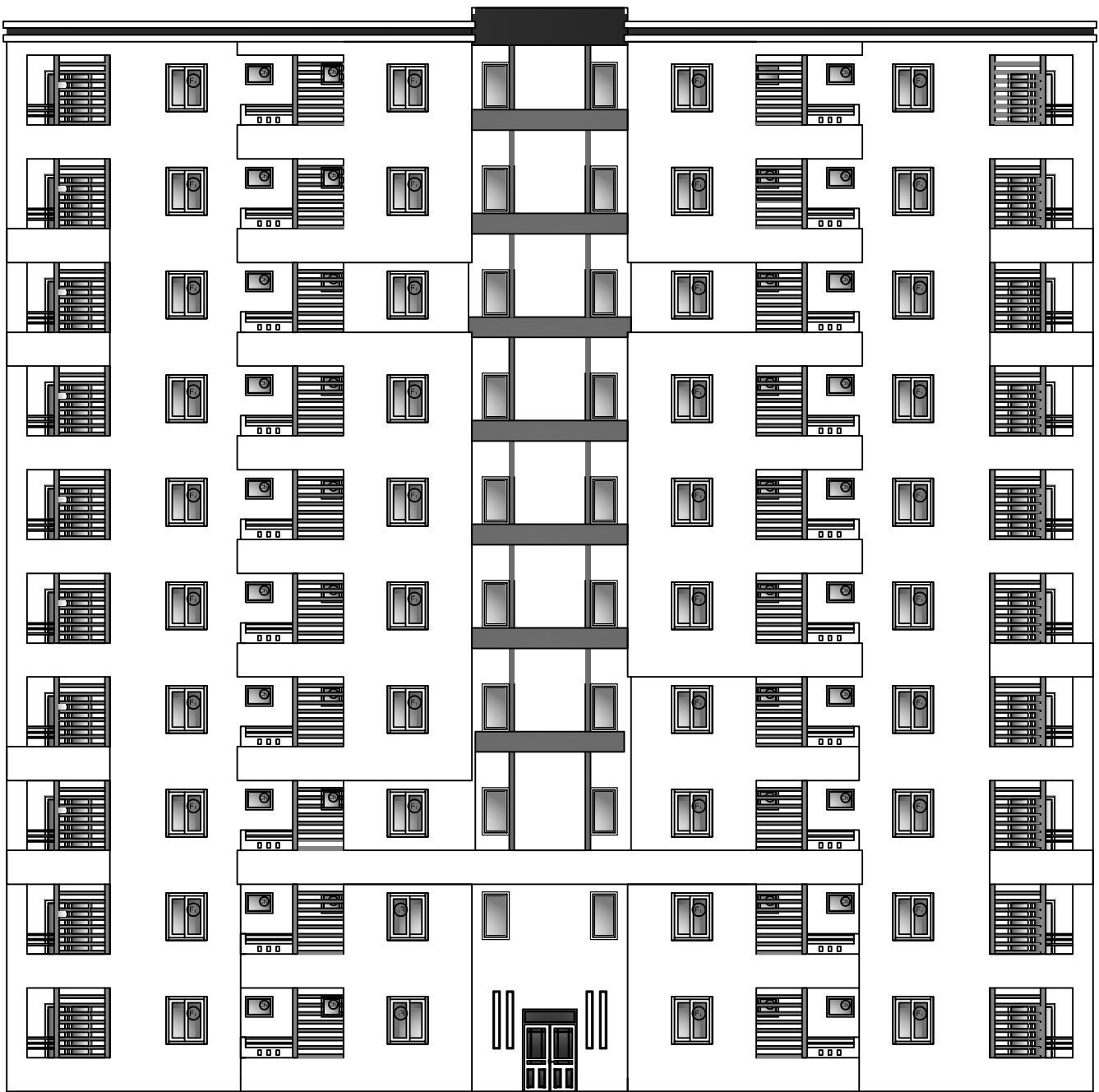
Ce projet consiste à concevoir et à étudier un « bâtiment » en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée et 9 étages (R+9) destinés à usage d'habitation, implanté à Bordj El Kifane dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de forte sismicité (zone III), dans lequel on a analysés une proposition de notre encadreur et en se basant sur un document intitulé « Suite des propositions et enrichissement du règlement parasismique Algérien RPA99/ version 2003 » proposé par Dr. ABED Ahmed [13], afin de vérifier l'effort normal réduit dans les poteaux ,ceci pour tenir compte d'une éventuelle insuffisance de la résistance caractéristique à la compression du béton mis en œuvre lors de la réalisation de l'ouvrage .

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au règlement Algérien en vigueur (RPA version 2003). L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ETABS V 9.7.1). En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant un radier général.

Abstract:

This project consists in designing and studying a "building" in reinforced concrete, consisting of a ground floor and 9 floors (R+9) intended for residential use, located in Bordj El Kifane in the wilaya of Algiers, classified as a zone of high seismicity (zone III), in which we analyzed a proposal from our supervisor and based on a document entitled "Following the proposals and enrichment of the Algerian paraseismic regulation RPA99 / version 2003" proposed by Dr. ABED Ahmed [13], in order to check the normal force reduced in the posts, this to take account of a possible insufficiency of the characteristic resistance to the compression of the concrete implemented during the realization of the work.


The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a bracing system: load-bearing sails. The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (RPA version 2003). The seismic study was carried out using the numerical method based on the finite element method using the software (ETABS V 9.7.1). Finally, we studied the infrastructure by calculating a general raft.

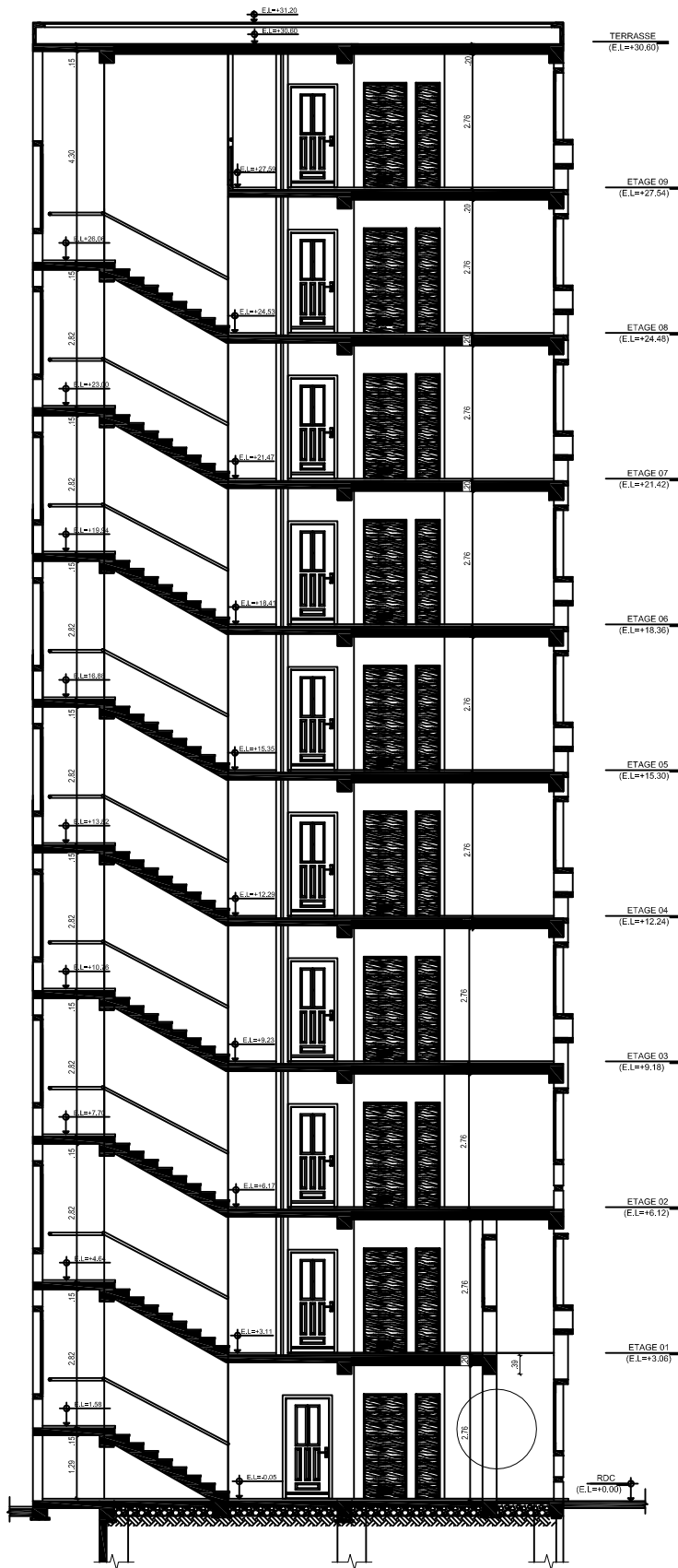


ACROTIÈRE
(E.L.=21,20)
TERRASSE
(E.L.=20,50)
ETAGE 09
(E.L.=17,54)
ETAGE 08
(E.L.=16,42)
ETAGE 07
(E.L.=15,42)
ETAGE 06
(E.L.=14,30)
ETAGE 05
(E.L.=13,30)
ETAGE 04
(E.L.=12,24)
ETAGE 03
(E.L.=11,16)
ETAGE 02
(E.L.=10,12)
ETAGE 01
(E.L.=9,06)
RDC
(E.L.=0,00)


Construction en R+9 à usage d'habitation
Bordj El-Kifane, Alger

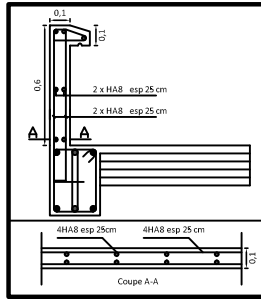
01 Façade principale
NP ECHELLE 1/50

Dossier : Architecture		Echelle : 1/50
Désignation : Façade principale		Planche N°01
 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	TAKOUBA LYNDA BEN ZAID ABDESLAM Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER Promotion : © 2021	

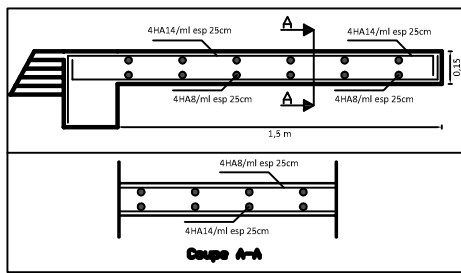


02 Coupe-AA-
NP ECHELLE 1/50

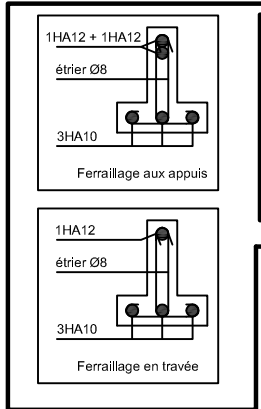
Dossier : Architecture Désignation : Coupe transversale	Echelle : 1/50
	Planche N°02
 Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	TAKOUBA LYND BEN ZAID ABDESLAM
	Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
	Promotion : © 2021



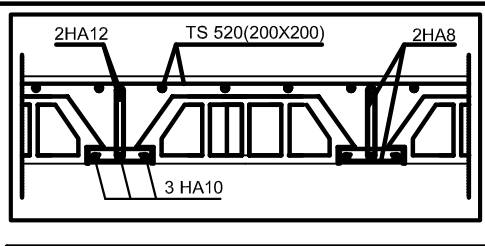
Ferrailage de lacrotere



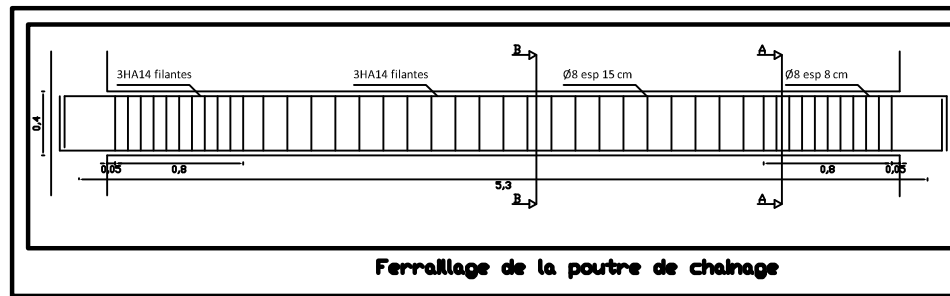
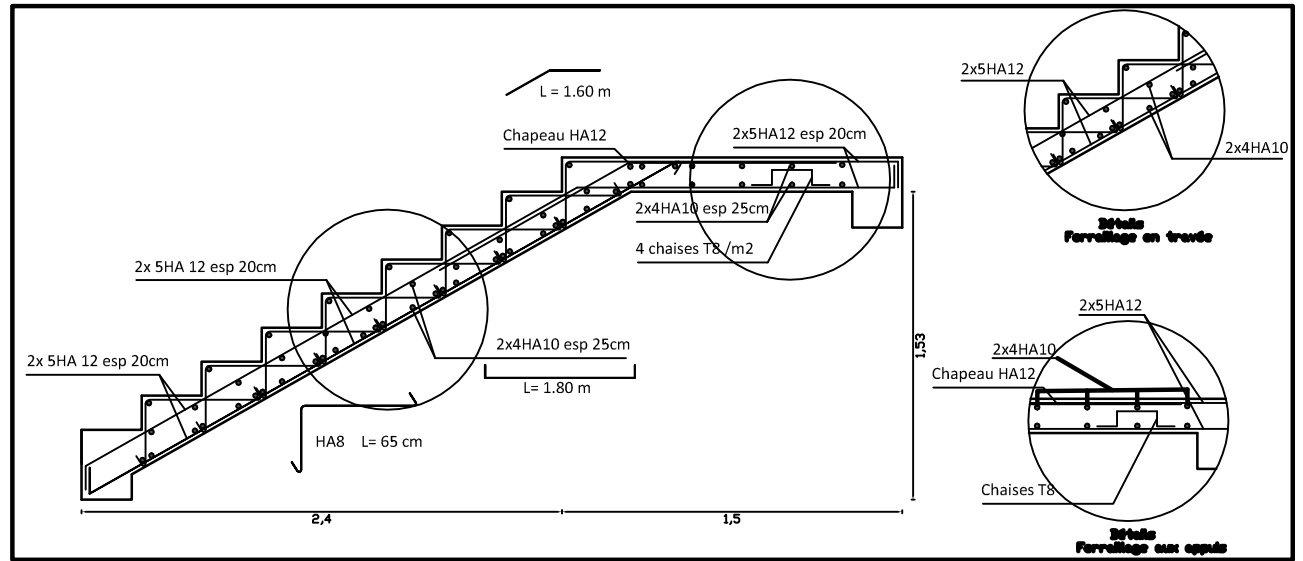
Ferrailage du balcon



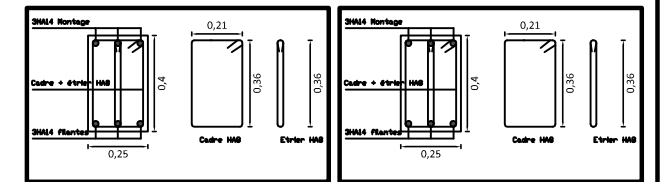
Ferrailage du plancher



Ferrailage de l'escalier

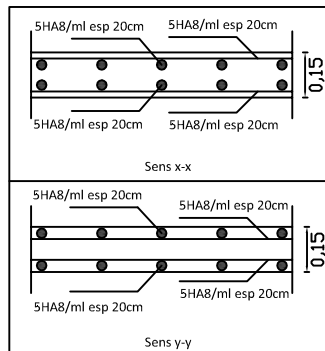


Ferrailage de la poutre de chaînage

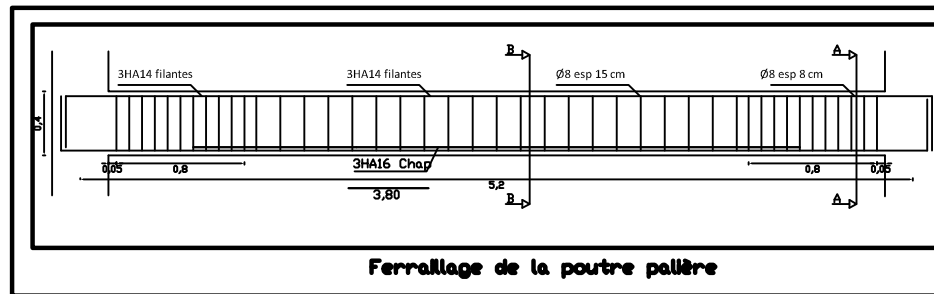


Ferrailage aux appuis Coupe A-A

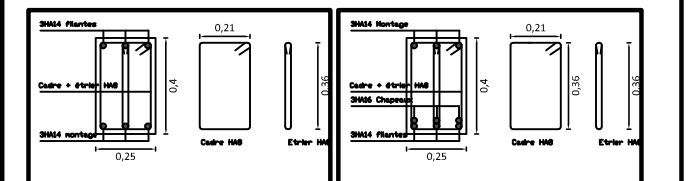
Ferrailage en travée Coupe B-B



Ferrailage de la dalle salle machine



Ferrailage de la poutre palière



Ferrailage aux appuis Coupe A-A

Ferrailage en travée Coupe B-B

Ferrailage de la poutre palière

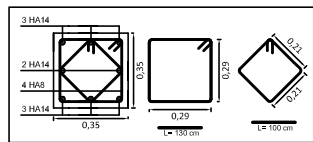
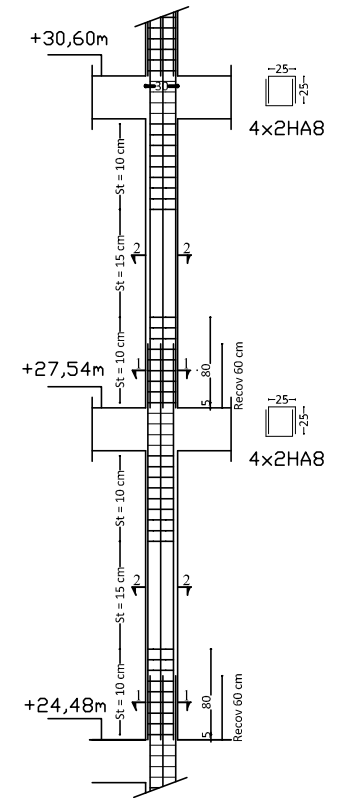
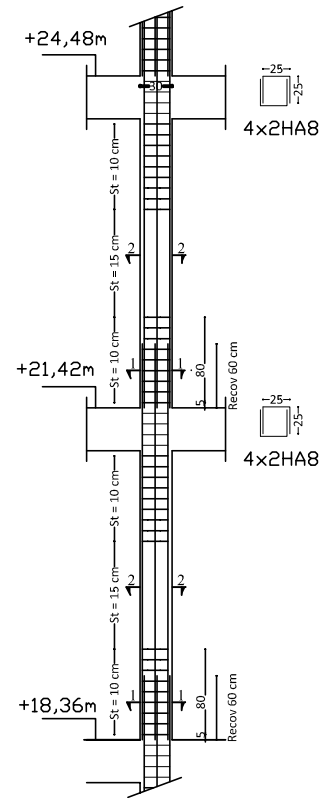
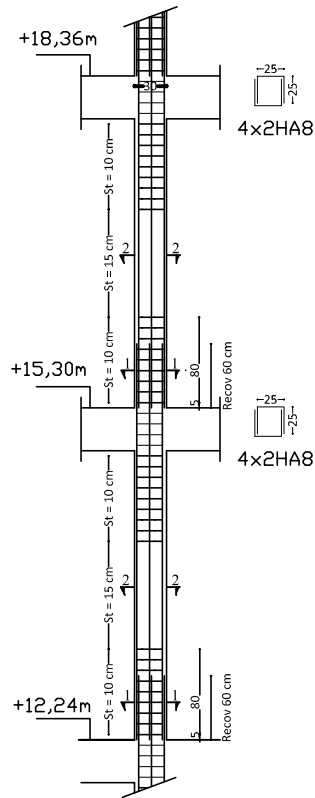
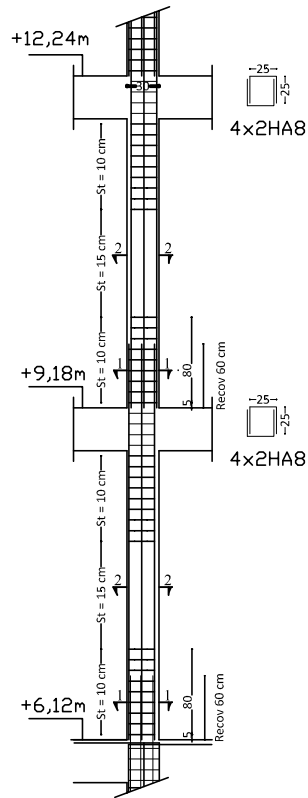
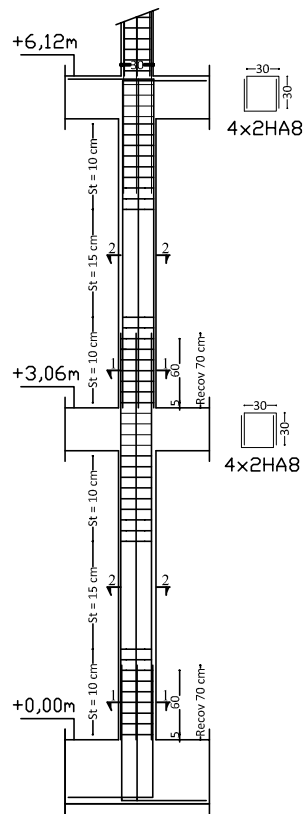


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

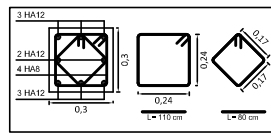
TAKOUBA LYNDIA & BEN ZAID ABDESLAM
 Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
 Promotion : © 2021

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Ferrailage des éléments secondaires

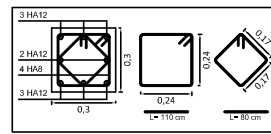
Echelle : 1/50
 Planche N°01



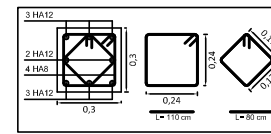
Coupe 1-1



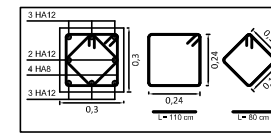
Coupe 1-1



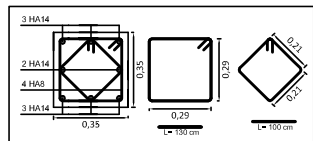
Coupe 1-1



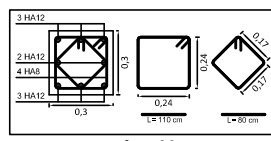
Coupe 1-1



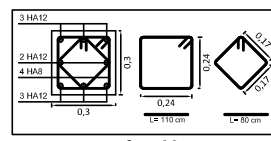
Coupe 1-1



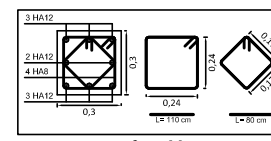
Coupe 2-2



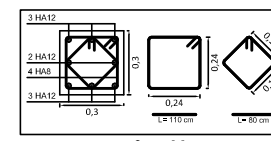
Coupe 2-2



Coupe 2-2



Coupe 2-2



Coupe 2-2

02 Ferrailage des poteaux
NP ECHELLE 1/50

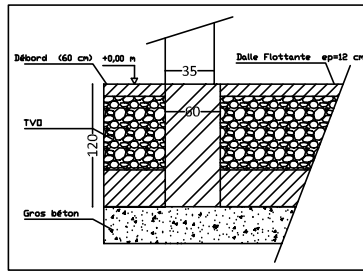
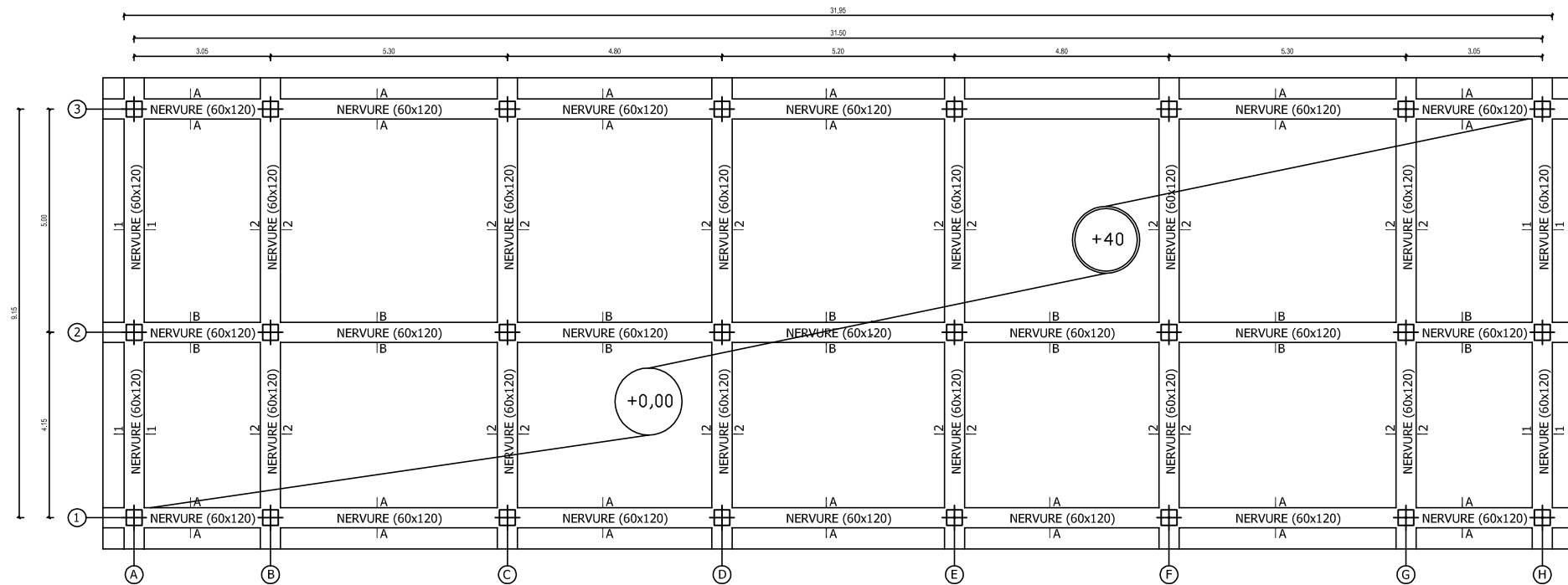


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

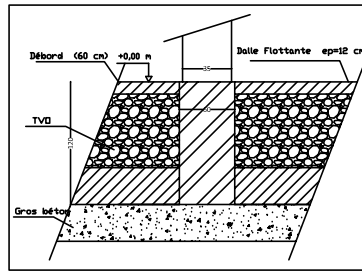
TAKOUBA LYNDA & BEN ZAID ABDESLAM
Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
Promotion : © 2021

Dossier : Génie Civil
Désignation : Ferrailage des poteaux

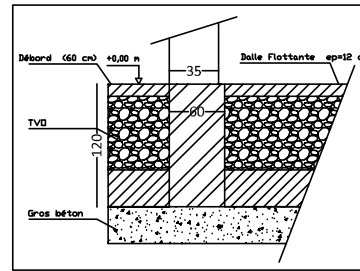
Echelle : 1/50
Planche N°02



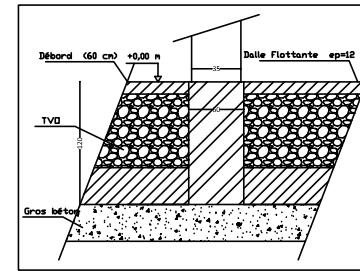
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Poteaux : (35×35) cm²
 Nervure : (60×120) cm²
 Dalle du Radier : $ep=40$ cm
 Dalle Flottante : $ep=12$ cm
 Débord : 60 cm

06 Plan de Fondations Niv. -1,00 m
 NP ECHELLE 1/50

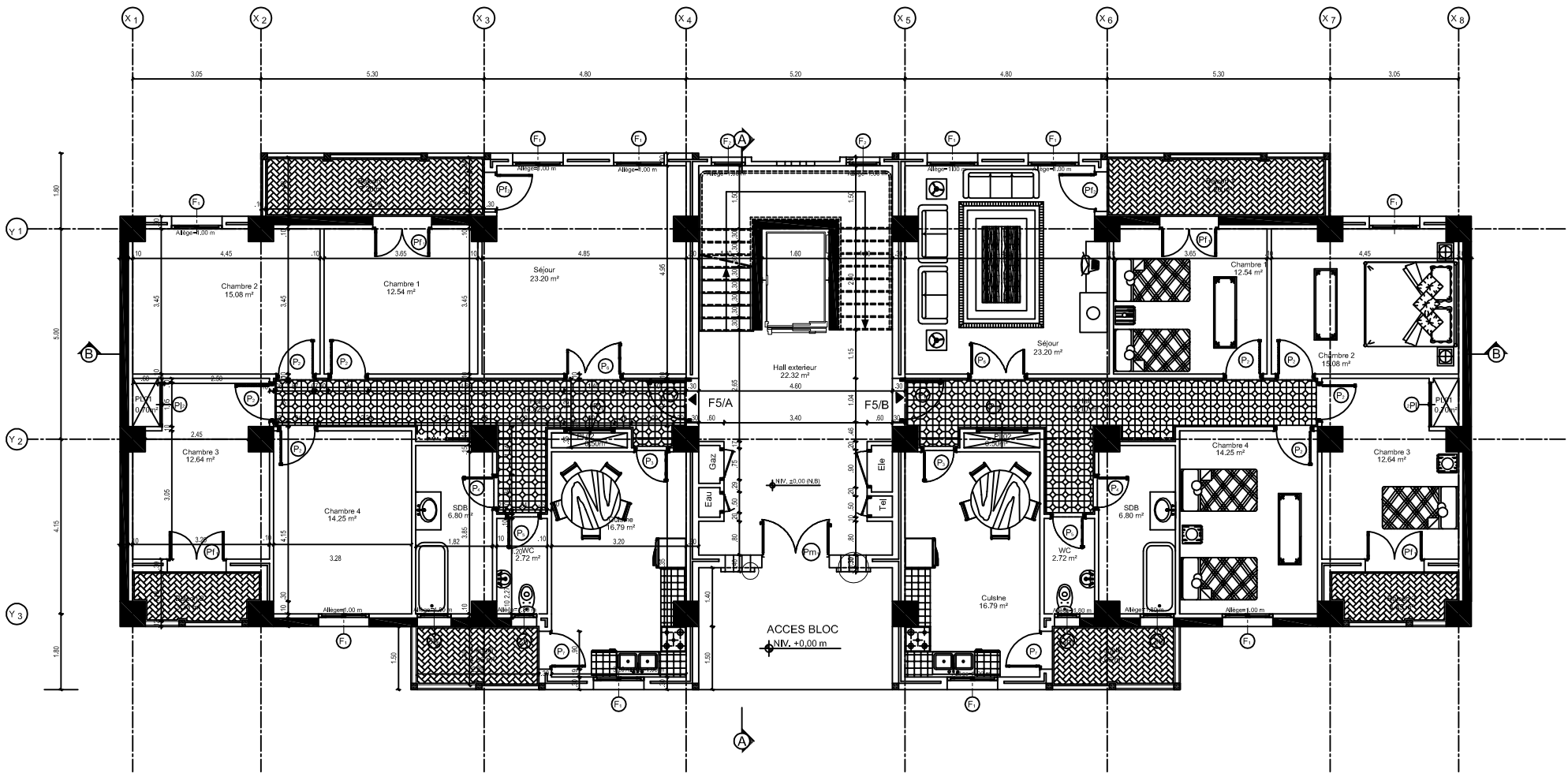


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

TAKOUBA LYNDIA & BEN ZAID ABDESLAM
 Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
 Promotion : © 2021

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Plan de Fondations
 Niveau : -1,00 m

Echelle : 1/50
 Planche N°06



03 Plan Rez de Chaussée
NF ECHELLE 1/50

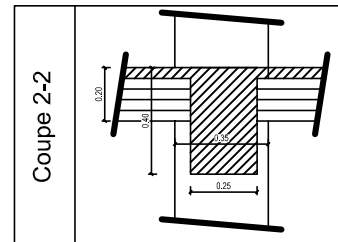
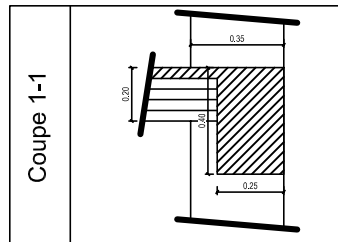
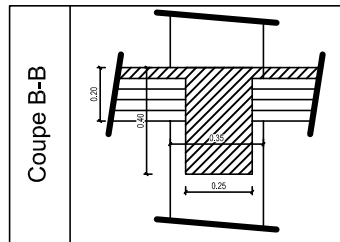
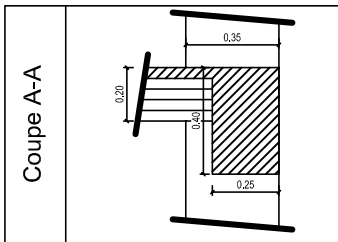
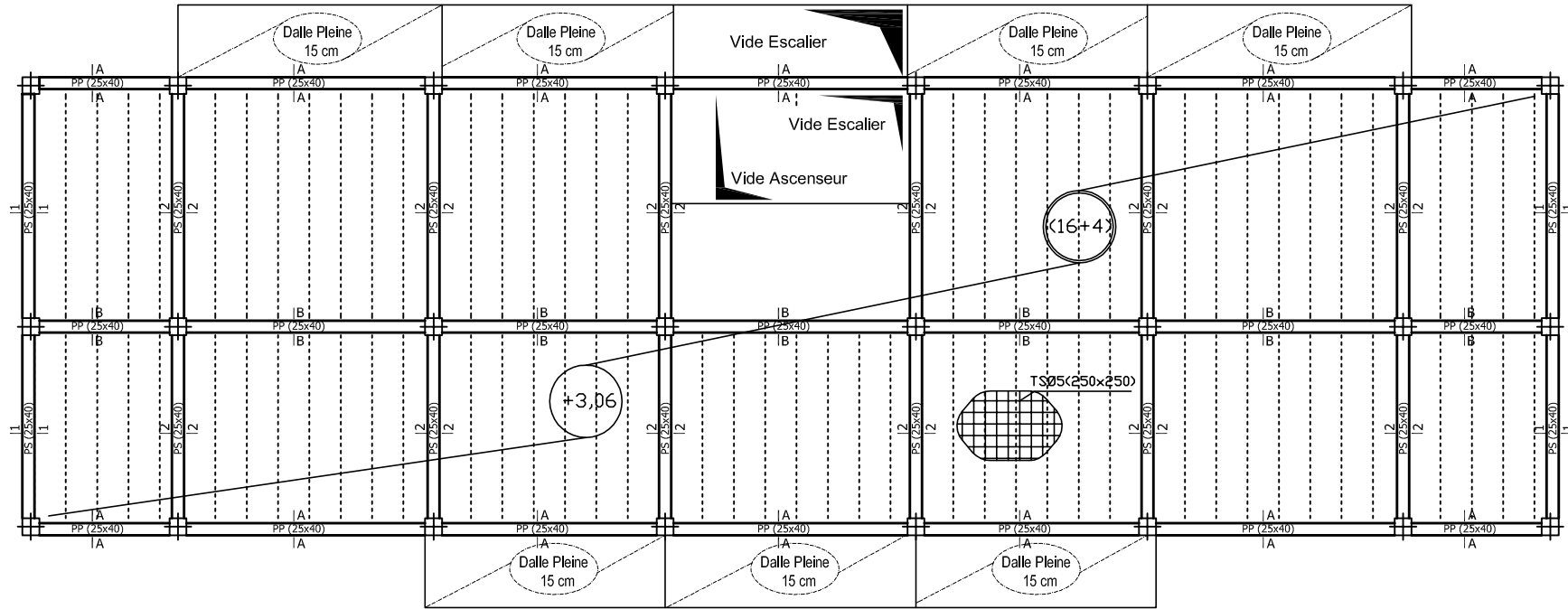


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

TAKOUBA LYNDA & BEN ZAID ABDESLAM
Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
Promotion : © 2021

Dossier : Architecture
Désignation : Plan du Rez-de-chaussée
Niveau : +0,00 m

Echelle : 1/50
Planche N°03



Poteaux : (35x35) cm²
 Poutres : (25x40) cm²
 Dalle pleine : ep= 15 cm
 Plancher : (16+4) cm

07 Plan de coffrage du Rez-de-chaussée
 NP ECHELLE1/50

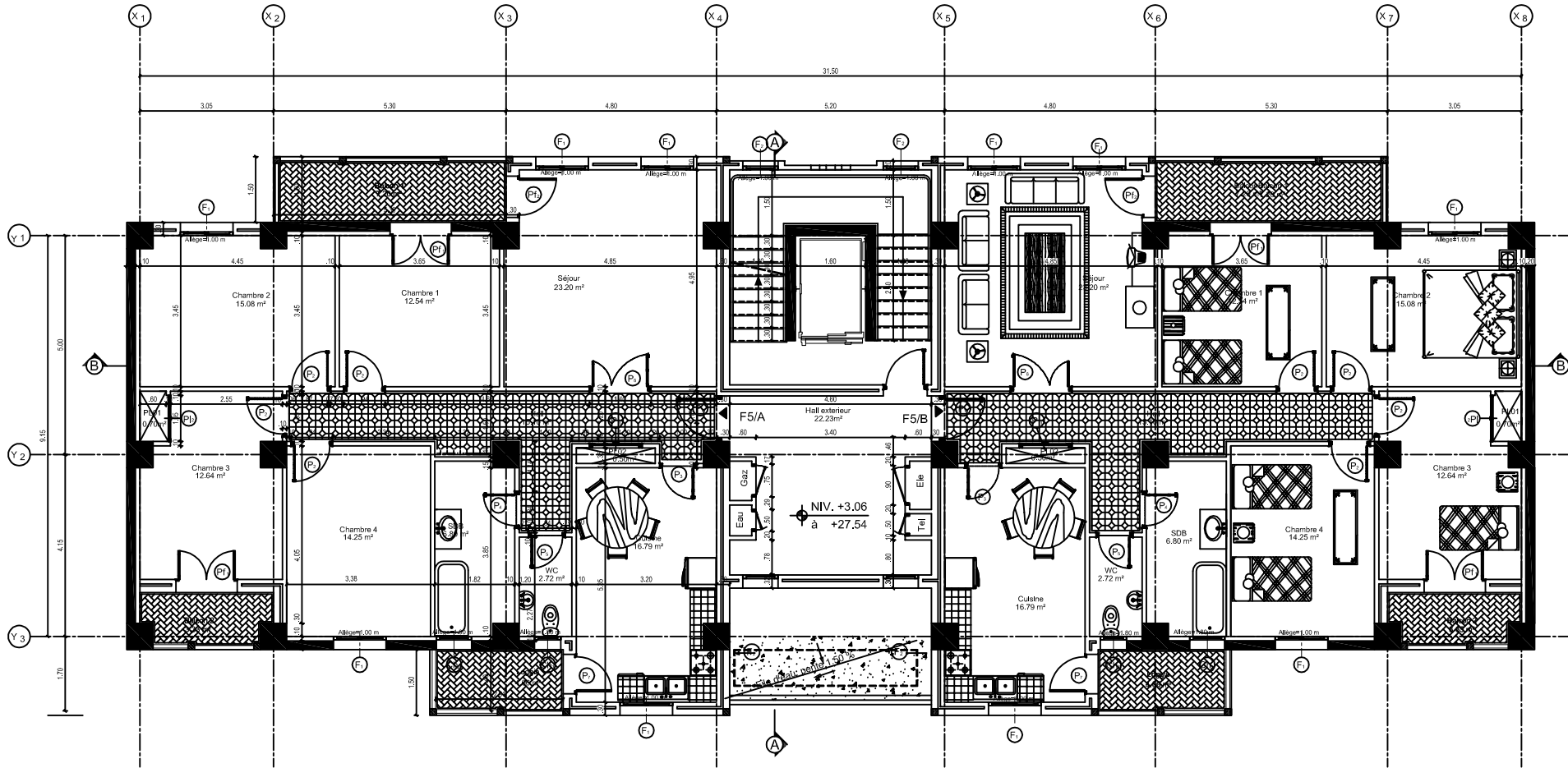


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

TAKOUBA LYNDIA & BEN ZAID ABDESLAM
 Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
 Promotion : © 2021

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage du Rez-de-chaussée
 Niveau : +0,00 m

Echelle : 1/50
 Planche N°07



04 Plan Etages courants
NP ECHELLE 1/50

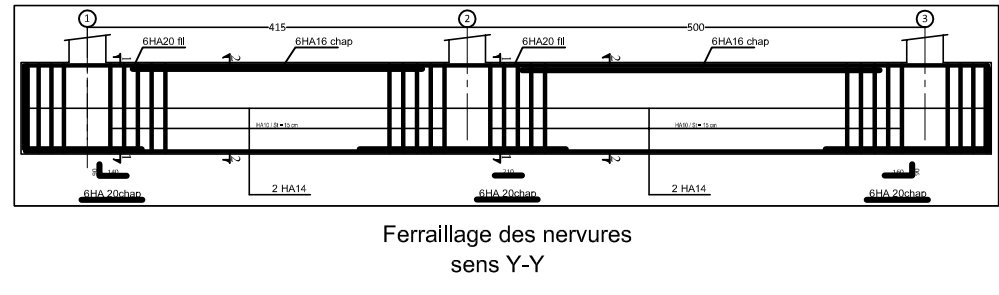
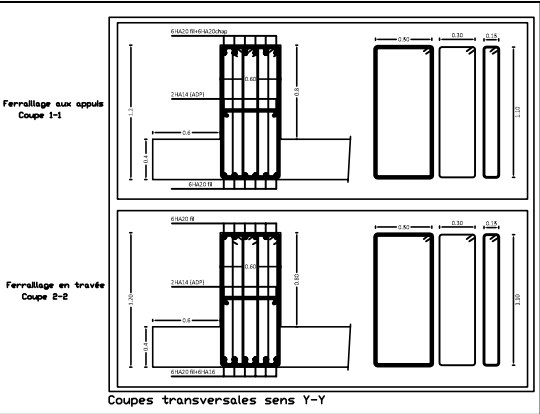
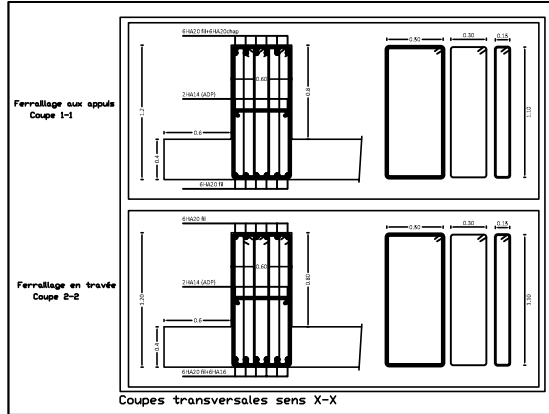
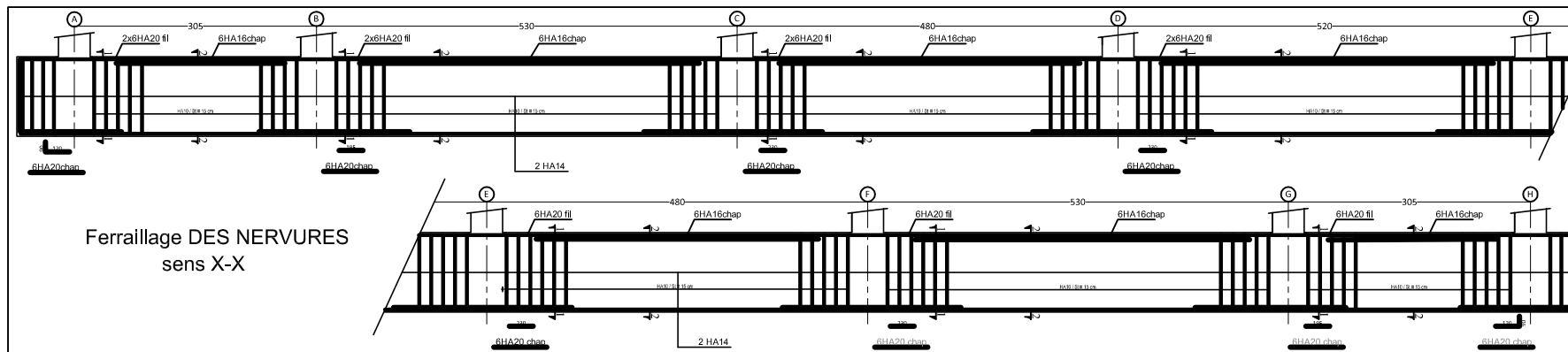
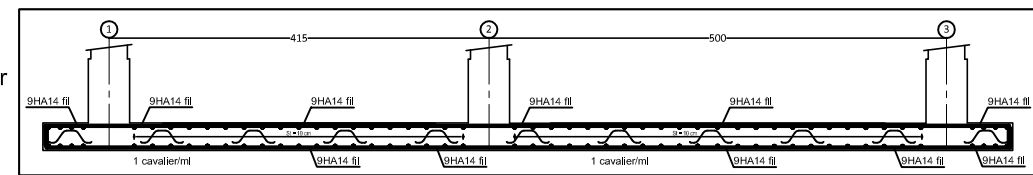
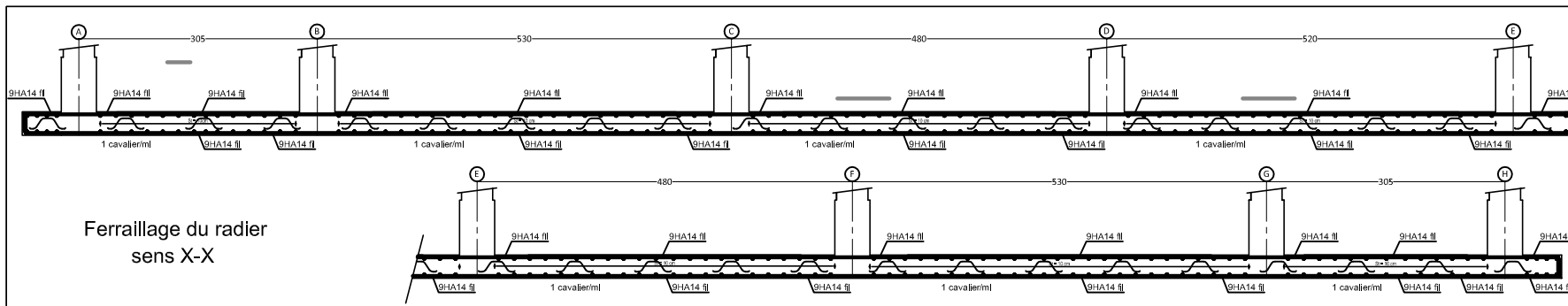


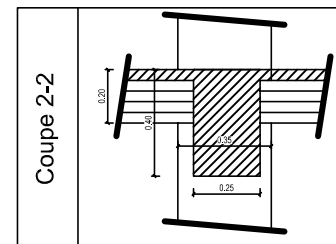
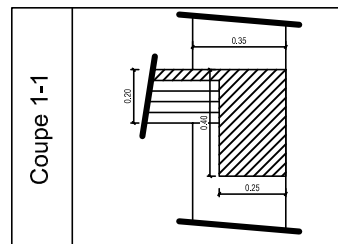
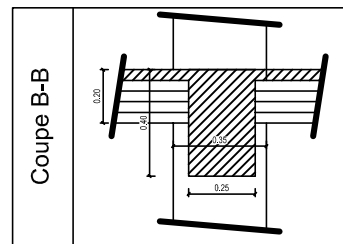
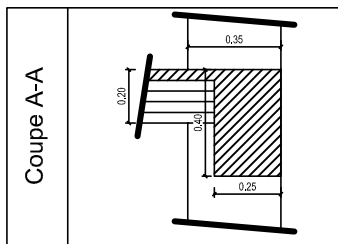
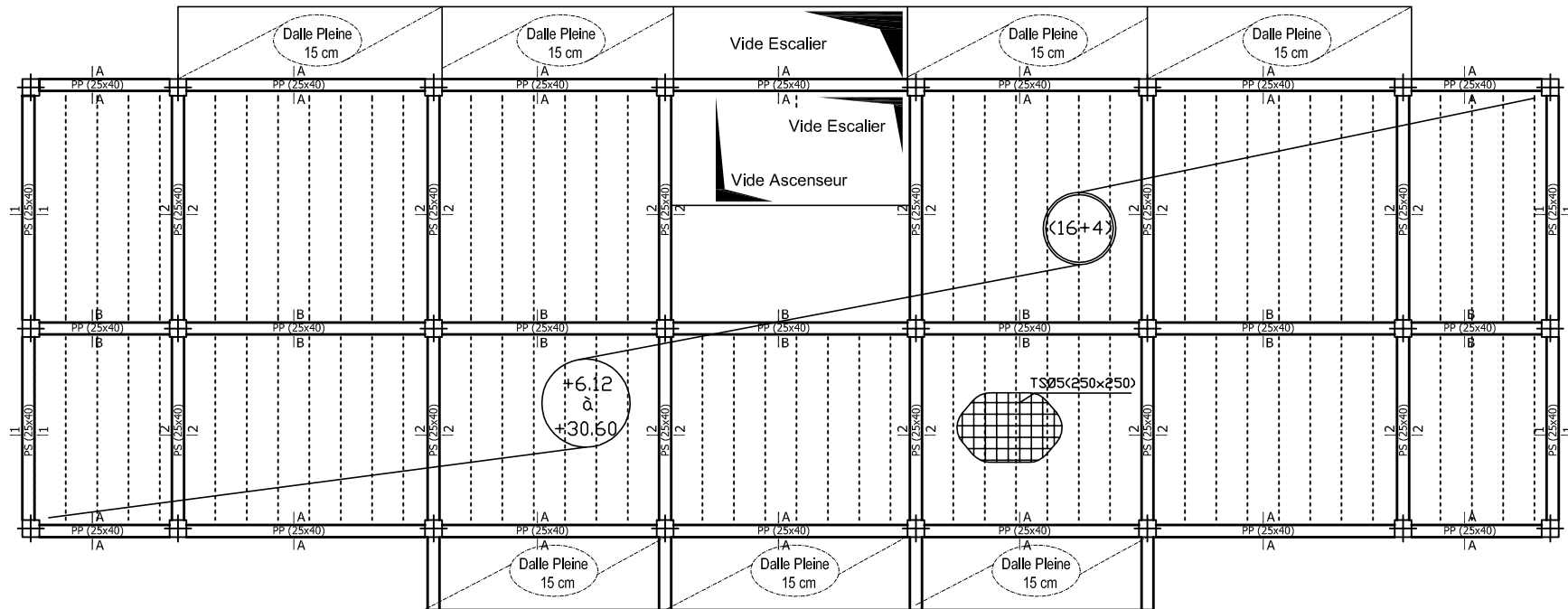
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

TAKOUBA LYNDA & BEN ZAID ABDESLAM
Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
Promotion : © 2021

Dossier : Architecture
Désignation : Plan Etages courants
Niveaux : +3,06 m à +27,54 m

Echelle : 1/50
Planche N°04





Poteaux : (30x30) cm²
 Poutres : (25x40) cm²
 Dalle pleine : ep= 15 cm
 Plancher : (16+4) cm

08 Plan de coffrage des étages courants : +3,06 à +30,60
 NP ECHELLE1/50

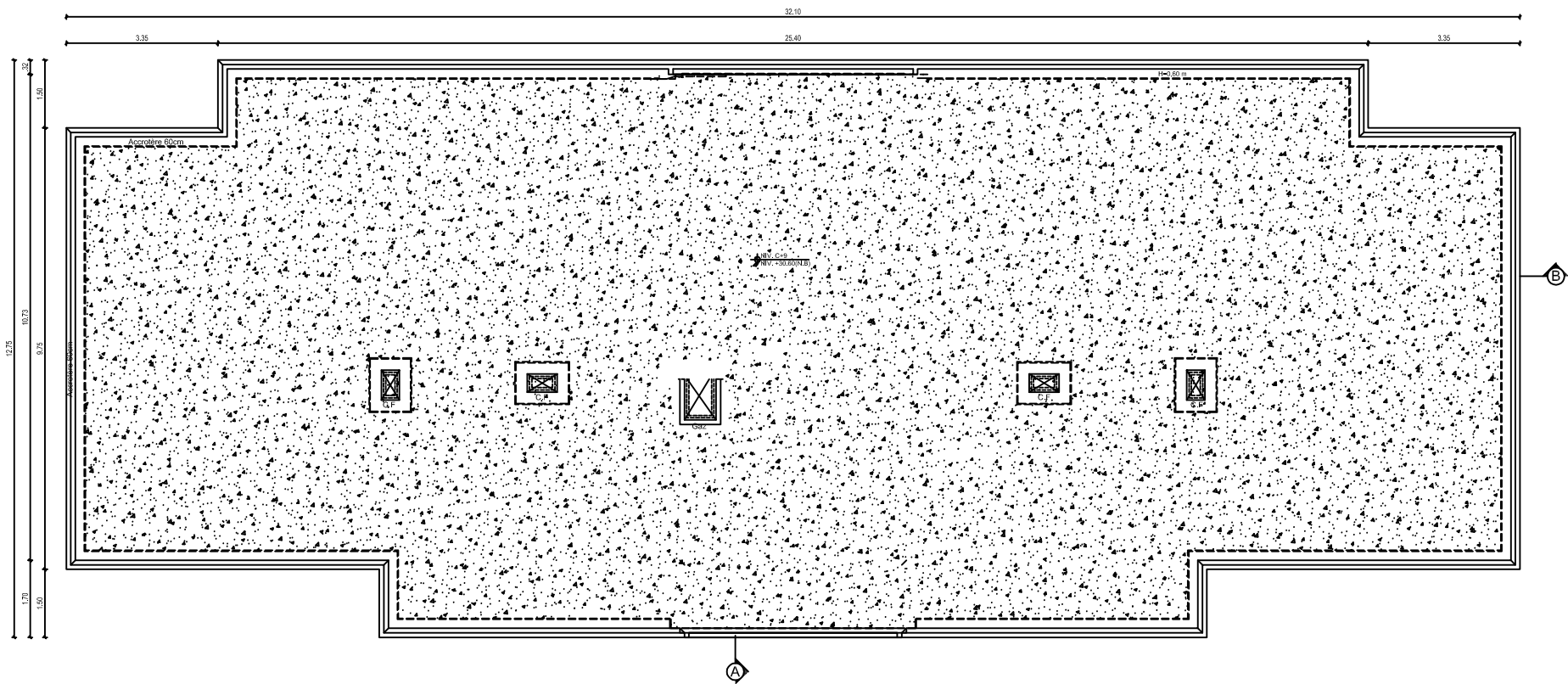


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

TAKOUBA LYNDIA & BEN ZAID ABDESLAM
 Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
 Promotion : © 2021

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage des étages courants
 Niveau : +3,06 m à +30,60 m

Echelle : 1/50
 Planche N°08



05 Plan de Terrasse
NP ECHELLE 1/50



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

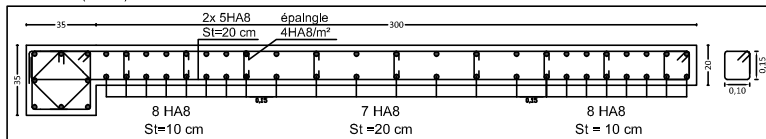
TAKOUBA LYNDA & BEN ZAID ABDESLAM
Encadreur : M. IDDIR ABDELKADER
Promotion : © 2021

Dossier : Architecture
Désignation : Plan de Terrasse
Niveau : +30,60 m

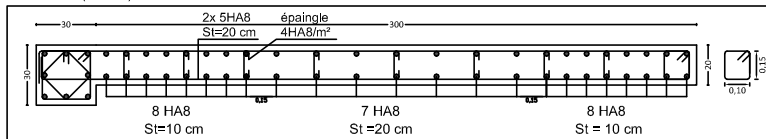
Echelle : 1/50

Planche N°05

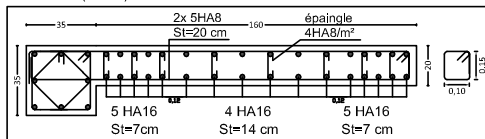
Voile VL1 (zone I)



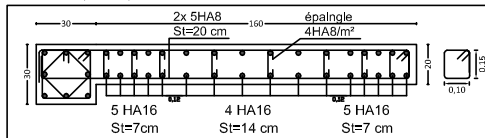
Voile VL1 (zone II)



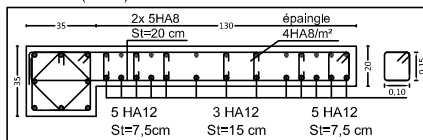
Voile VL2 (zone I)



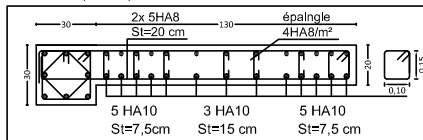
Voile VL2 (zone II)



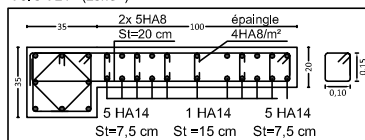
Voile VL3 (zone I)



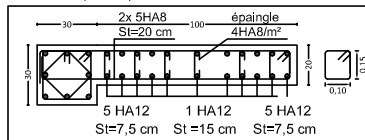
Voile VL3 (zone II)



Voile VL4 (zone I)

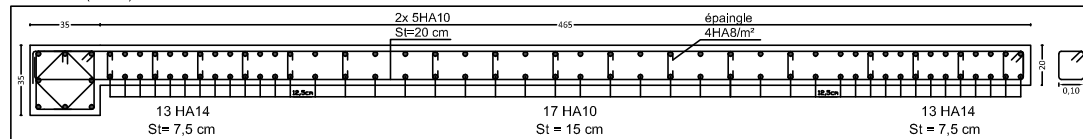


Voile VL4 (zone II)

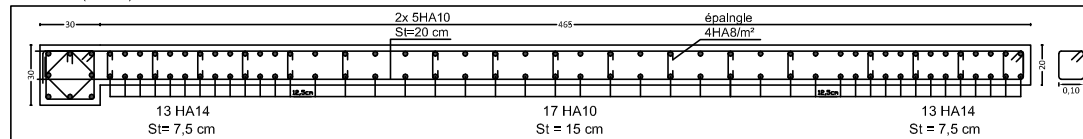


Ferrailage des voiles longitudinaux
ECHELLE 1/50

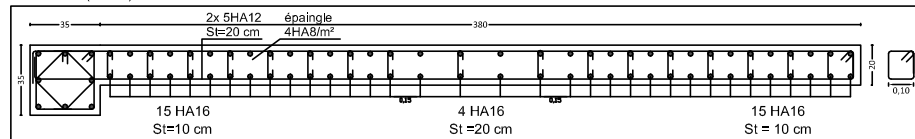
Voile VT1 (zone I)



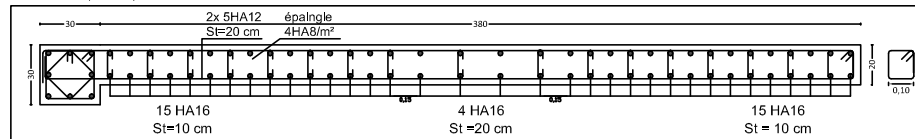
Voile VT1 (zone II)



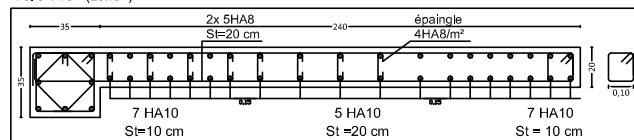
Voile VT2 (zone I)



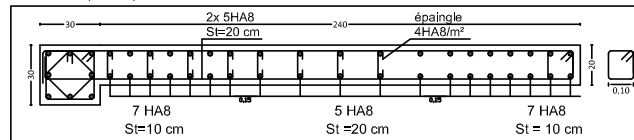
Voile VT2 (zone II)



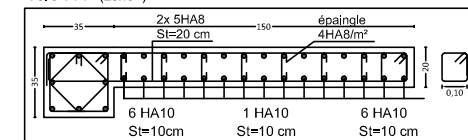
Voile VT3 (zone I)



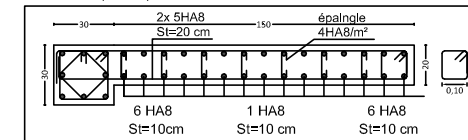
Voile VT3 (zone II)



Voile VT4 (zone I)



Voile VT4 (zone II)



Ferrailage des voiles transversaux
ECHELLE 1/50

