

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

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction civil et industrielle

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+5+ SOUS SOL) à usage d'habitation et commercial contreventé par voile

Présenté par :

- **HETTAK THIZIRI**
- **BELABBAS THANINA**

Dirigé par :

- **M.HAMIZI**

REMERCIEMENTS

Avant tous nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Ensuite, on remercie nos chers parents qui sans eux, on n'aurait jamais pu faire d'études supérieurs.

Un grand merci à notre promoteur **Mr M. Hamizi** pour son soutien, ses précieux conseils et ses encouragements. Il a su nous guider dans la réalisation de notre projet.

On exprime aussi toute notre gratitude aux membres du jury pour avoir l'honneur qu'ils nous ont fait de juger notre travail.

Enfin, Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.



Sommaire

- Remerciements
- Introduction général
- Table de matières
- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Plans architecturaux

Chapitre I	11
I. Présentation de l'ouvrage	1
I.1 Présentation de l'ouvrage :	1
I.2 La zone d'implantation :	1
I.3 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.4 Présentation des éléments constituant l'ouvrage :	1
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.5.1 Béton :	4
I.5.2 Acier	7
I.6 Conclusion :	9
Chapitre II	10
Pré dimensionnement des éléments.	10
II. Pré-dimensionnement des éléments.....	10
II.1 Introduction.....	10
II.2 Pré -dimensionnement des planchers :	10
Plancher en corps creux :	10
II.3 Pré-dimensionnement des éléments :	10
II.3.1 Poutres principales (PP) :	11
II.3.2 Poutres secondaires(PS) :	11
II.3.3 Conclusion :	12
II.4 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2).....	12
II.4.1 Charges permanentes :	12
II.4.2 LOI dégression des charges :	20
II.5 Conclusion :	26
Chapitre III	27
Calcul des éléments non structuraux.	27

III.	Calcul des éléments non structuraux.	27
III.1	L'acrotère :	27
III.1.1	Introduction :	27
III.1.2	Dimensions de l'acrotère :	27
III.1.3	Calcul des sollicitations :	27
III.1.4	Ferraillage:	29
III.1.5	Calcul à L'ELU :	29
III.1.6	Vérification à l'ELU :	31
III.1.7	Vérification à l'ELS :	32
III.1.8	Conclusion:	33
	Figure III.4: Ferraillage de l'acrotère.	33
III.2	.Les planchers :	34
III.2.1	.Calcul des poutrelles :	34
III.2.2	Ferraillage de la dalle de compression :	35
III.2.3	Calcul des efforts internes :	38
III.2.4	Ferraillage de la poutrelle :	42
III.2.5	Les vérifications à l'ELU :	44
III.2.6	Calcul des efforts a L'ELS :	46
III.2.7	Vérifications ELS:	48
III.3	Les escaliers :	52
III.3.1	Introduction:	52
III.3.2	Pré-dimensionnement de l'escalier :	53
III.3.3	Ferraillage des escaliers :	55
III.3.4	Calcul à l'ELU :	55
III.3.5	Calcul des armatures :	60
III.3.6	Vérifications à effectuer à l'ELU:	61
III.3.7	.calcul à l'ELS :	64
III.3.8	Vérification a L'ELS.....	67
III.4	La poutre palière :	70
III.4.1	Pré dimensionnement :	70
III.4.2	Calcul à L'ELU :	71
III.4.3	Vérifications à effectuer à l'ELU:	73
III.4.4	Calcul des armatures transversales :	75
III.4.5	Vérification à L'ELS :	76
III.4.6	Conclusion :	80

III.5	Les séchoirs	82
III.5.1	Introduction :	82
III.5.2	Détermination des sollicitations :	83
III.5.3	Calcul à l'ELU :	83
III.5.4	Vérification à l'ELU :	85
III.5.5	Vérification à l'ELS :	87
III.6	La poutre de chainage :	88
III.6.1	Introduction :	88
III.6.2	Prédimensionnement :	88
III.6.3	Détermination des charges et surcharges :	89
III.6.4	Etude de la poutre à l'ELU :	89
III.6.5	Vérification à l'ELU:	92
III.6.6	Vérification à l'ELS :	95
III.6.7	Conclusion:	98
Chapitre IV		99
Etude du contreventement		99
IV.	Etude du contreventement	99
IV.1	Introduction.....	99
IV.2	Calcul des rigidités des portiques :	99
IV.2.1	Rigidités linéaires des poteaux :	99
IV.2.2	Rigidités linéaires des poutres :	100
IV.3	Rigidités linéaires des Portique:.....	102
IV.3.1	Rigidités des Portique dans le sens transversal et longitudinal :	102
IV.4	Calcul des rigidités des voiles par niveau dans les deux sens :	104
IV.4.1	Calcul des rigidités des voiles :	105
IV.5	Calcul des rigidités de l'ensemble (voiles + portiques) par niveau dans les deux sens :	106
IV.6	Comparaison des rigidités des voiles et celles des portiques :	106
IV.6.1	Remarque :	107
IV.7	Conclusion:.....	107
Chapitre V		108
V.	Modélisation de la structure et vérification des exigences RPA.....	108
V.1	Modélisation de la structure Présentation de l'ETABS :	108
V.2	Description de l'ETABS:	108
V.3	Manuel d'installation et d'utilisation :	109

V.4	Le choix de la méthode de calcul :	124
V.5	Vérification des exigences du RPA :	125
V.6	Conclusion :	136
Chapitre VI		137
VI.	Ferraillage des éléments structuraux	137
VI.1	Ferraillage des Poteaux:.....	137
VI.1.1	Introduction	137
VI.1.2	Recommandations du RPA 2003 :	137
VI.1.3	Calcul du ferraillage :	140
VI.1.4	ferraillage :	142
VI.1.5	Vérifications à l'ELU	143
VI.1.6	Vérification à L'ELS :	146
VI.1.7	Vérification des contraintes à L'ELS :	146
VI.1.8	Conclusion :	148
VI.2	Ferraillage des poutres :	150
VI.2.1	Introduction :	150
VI.2.2	Recommandation du RPA :	150
VI.2.3	Etape de calcul des armatures longitudinales :	150
VI.2.4	Calcul Des Armatures :	152
VI.2.5	Ferraillage des poutres principales (30×35) :	153
VI.2.6	Ferraillage des poutres secondaire (25×30) :	153
VI.2.7	Vérification à l'ELU :	153
VI.2.8	Vérifications à l'ELS :	157
VI.2.9	Etat limite de déformation :	158
VI.3	Ferraillage des voiles :	160
VI.3.1	Introduction :	160
VI.3.2	Combinaisons d'action :	160
VI.3.3	Ferraillage des voiles:.....	160
VI.3.4	Calcul des armatures :	162
VI.3.5	Armatures horizontales :	163
VI.3.6	Vérification à L'ELS :	165
VI.3.7	Exemple de calcul :	166
VI.3.8	Vérification à l'ELS :	168
VI.3.9	Ferraillage des voiles :	169
Chapitre VII		175

VII.	Etude du mur plaque	175
VII.1	Introduction :	175
VII.2	Exigences du RPA 99 modifié 2003 (Art 10.1.2):	175
VII.3	Méthode de calcul :	175
VII.3.1	Caractéristique du sol :	175
VII.3.2	Détermination des sollicitations :	176
VII.3.3	Ferraillage du mur plaque à l'ELU:	177
VII.3.4	Vérification à l'ELU :	178
VII.3.5	Vérification à l'ELS :	179
VII.4	Résultats:	180
Chapitre VIII		181
	Etude de l'infrastructure	181
VIII.	Etude de l'infrastructure	181
VIII.1	Introduction :	181
VIII.2	Etude du sol de fondation:	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3	Choix du type de fondation :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4	Semelles isolées:	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5	Semelles filantes	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6	Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7	Etude du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.1	Pré-dimensionnement du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.2	Détermination des sollicitations à la base du radier:	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.3	Détermination de la surface du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.4	Détermination des efforts à la base du radier : ...	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.5	Vérification à l'ELU :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.6	Ferraillage du radier :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.7.7	Ferraillage du débord :	Erreur ! Signet non défini.

- Conclusion générales
- Bibliographie
- Plans de coffrage
- Plans de ferraillage

Introduction générale

Toute étude de projet de construction d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin de garantir sa sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés les amène à privilégier la construction verticale dans un souci d'économie d'espace. Cependant, il existe des dangers inhérents à ce choix, à cause des dégâts que peuvent occasionner les séismes et le vent.

Au cours de son étude, l'ingénieur doit non seulement appliquer les normes et règlements de constructions, mais il doit aussi comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Il est donc question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent.

Lors de l'étude de construction en béton armé l'ingénieur doit définir la qualité de matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction. Pour cela, il s'appuie sur les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé [BAEL91modifié99] ainsi que sur les règles parasismiques algériennes [RPA99V2003].

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la méthode des éléments finis appliquée au génie civil.

Le travail présenté dans ce rapport consiste en l'étude d'une structure [R+5+ sous-sol] à usage d'habitation. En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calculs du règlement parasismique algérien [RPA99/version 2003], et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS 2014.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Figure de notre structure.

Figure I.2 : Coupe verticale des escaliers.

Figure I. 3 : Les murs intérieurs et extérieurs.

Figure I. 4 : Diagramme des contrainte-déformation di béton à l'ELU.

Figure I.5 : Diagramme des contrainte-déformation à l'ELS.

Figure I. 6 : Diagramme de calcul de contrainte-déformation de l'acier à l'ELS.

Chapitre II :

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

Figure II.2 : Plancher en béton armée avec poutrelles et hourdis (plancher semi-fabriqué).

Figure II.3 : Poutre Principales et Secondaires.

Figure II.4 : Eléments constituant le plancher-terrasse.

Figure II.5 : Eléments constituant du plancher courant.

Figure II.6 : Plancher séchoir (dalle pleine).

Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison.

Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Figure II.9 : Coupe de voile en plan [RPA].

Figure II.10 : Coupe de voile en élévation [RPA].

Figure II.11 : Dimension de l'acrotère.

Figure II.12: Localisation du poteau le plus sollicité.

Chapitre III :

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III.2 : Diagrammes des efforts internes.

Figure III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion simple.

Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

Figure III.5 : Coupe transversal du plancher.

Figure III.6 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Figure III.7 : Treillis soudées de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

Figure III.8 : Schéma de la Méthode des trois moments.

Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les travées à l'ELU.

Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant dans les travées à l'ELU.

Figure III.11 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T).

Figure III.12 : Section rectangulaire de calcul.

Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant dans les travées à l'ELS.

Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchant dans les travées à l'ELS.

Figure III.15 : Section en T pour le calcul de la flèche.

Figure III.16 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

Figure III.17 : Constituant d'un escalier.

Figure III.18 : Coupe transversale de l'escalier.

Figure III.19 : Schéma statique des volées à l'ELU.

Figure III.20 : Diagramme effort tranchant à l'ELU.

Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.22 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELU.

Figure III.23 : Schéma statique des volées à l'ELS.

Figure III.24 : Diagramme effort tranchant à l'ELS.

Figure III.25 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Figure III.26 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELS.

Figure III.27 : Schéma de la position de centre de gravité

Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

Figure III.30 : Diagramme effort tranchant à l'ELU.

Figure III.31 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III.32 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELU.

Figure III.33 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

Figure III.34 : Diagramme effort tranchant à l'ELS.

Figure III.35 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III.36 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELS.

Figure III.37 : Ferrailage des escaliers.

Figure III.38 : Ferrailage de la poutre palière.

Figure III.39 : Coupe transversale d'un séchoir.

Figure III.40 : Schéma statique de calcul de séchoir à l'ELU.

Figure III.41 : Schéma statique de calcul.

Figure III.42 : Schéma statique de calcul de séchoir à l'ELS.

Figure III.43 : Ferrailage du séchoir.

Figure III.44 : Dimensions de la poutre chaînage.

Figure III.45 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

Figure III.46 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III.47 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Figure III.48 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Diagramme de comparaison de la rigidité entre les voiles et les portiques.

Chapitre V :

Figure V.1 : La disposition des poutres.

Figure V.2 : Diaphragme planché 1.

Figure V.3 : Modèle finale de notre structure.

Chapitre VI :

Figure VI.1 : La zone nodale des poteaux.

Figure VI.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux (50X50).

Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux (40X40).

Figure VI.5 : Disposition des armatures tendues SSA.

Figure VI.6 : Disposition des armatures SDA.

Figure VI.7 : Ferrailage des poutres secondaires .

Figure VI.8 : Ferrailage des poutres principales.

Figure VI.9 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

Figure VI.10 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

Figure VI.11 : Diagramme d'une section entièrement tendus.

Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VII :

Figure VII.1: Schéma statique du mur plaque.

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

Figure VII.4 : La section de calcul.

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : Schéma de la semelle isolée.

Figure VIII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes du sol.

Figure VIII.4 : Entre axe du panneau le plus sollicité.

Figure VIII.5 : Schéma statique du débord.

Figure VIII.6 : Présentation de chargement simplifié.

Figure VIII.7 : Répartition triangulaire.

Figure VIII.8 : Répartition trapézoïdale.

Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU ($Q_{Mu} = 120.49 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure VIII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS ($Q_{Ms} = 104.18 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VIII.13 : Schéma statique de nervure à l'ELU ($Q_{Tu} = 82 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Figure VIII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS ($Q_{Ts} = 70.9 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure VIII.17 : Schéma statique de la nervure ELU ($Q_{Mu} = 150.59 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure VIII.19 : Schéma statique de la nervure à l'ELS ($Q_{Ms} = 130.23 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure VIII.21 : Schéma statique de la nervure ELU ($Q_{Tu} = 102.48 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure VIII.23 : Schéma statique de la nervure ELS ($Q_{Ts} = 88.62 \text{ KN/ml}$).

Figure VIII.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

Chapitre II :

Tableau II.1 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher (étage courant).

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine.

Tableau II.4 : La charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur).

Tableau II.5 : La charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur).

Tableau II.6 : Coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II.7 : Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1).

Tableau II.8 : Vérification au flambement.

Chapitre III :

Tableau III.1 : Les moments aux appuis à l'ELU.

Tableau III.2 : Les moments en travée à l'ELU.

Tableau III.3 : Les efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III.4 : Les efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III.5 : Vérification la formule de blondel.

Tableau III.6 : Charge permanant de la 1ére volée.

Tableau III.7 : Charge permanant du palier.

Tableau III.8 : Les efforts internes du tronçon 1 à l'ELU.

Tableau III.9 : Les efforts internes du tronçon 2 à l'ELU.

Tableau III.10 : Les efforts internes du tronçon 1 à l'ELS.

Tableau III.11 : Les efforts internes du tronçon 2 à l'ELS.

Tableau III.12 : Charge permanentes de la dalle.

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Rigidités des poteaux carrés dans le sens transversal et longitudinal.

Tableau IV.2 : Rigidités des poutres suivant Y-Y.

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres suivant X-X.

Tableau IV.4: Rigidités des portiques suivant Y-Y.

Tableau IV.5 : Rigidités des portiques suivant X-X.

Tableau IV.6 : Rigidités des voiles suivant Y-Y.

Tableau IV.7 : Rigidités des voiles suivant X-X.

Tableau IV.8 : Rigidités des voiles + portiques.

Tableau IV.9 : Pourcentage de la rigidité des voiles + portiques dans le sens X-X.

Tableau IV.10 : Pourcentage de la rigidité des voiles + portiques dans le sens Y-Y.

Chapitre V :

Tableau. V.1 : Facteur de qualité Q.

Tableau V.2 : Des périodes (calculées avec logiciel).

Tableau V.3 : La période fondamentale et le taux de participation massique.

Tableau V.4 : La translations et la rotations dans les trois premiers mode.

Tableau V.5 : Les excentricités.

Tableau V .6: L'excentricité selon x-x.

Tableau V.7: L'excentricité selon y-y.

Tableau V.8 : Justification du système de contreventement.

Tableau V.9 : Résumé de calcul de du paramètre v .

Tableau V.10 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x.

Tableau V.11 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y.

Tableau V.12 : Résumé de calcul de l'effet $P-\Delta$.

Tableau V.13 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_t .

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens.

Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort tranchant.

Tableau VI.6 : Vérification non fragilité dans le sens (x-x) avec M2.

Tableau VI.7 : Vérification ELS dans les deux sens.

Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux.

Tableau VI.9 : Section des armatures longitudinales.

Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principales.

Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.12 : Moments à l'ELS.

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau VI.14 : Ferrailage adopté.

Tableau VI.15 : Ferrailage des voiles du GROUPE 1.

Tableau VI.16 : Ferrailage des voiles du GROUPE 2.

Tableau VI.17 : Ferrailage des voiles du GROUPE 3.

Tableau VI.18 : Ferrailage des voiles du GROUPE 4.

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Chapitre VIII :

Tableau VIII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau VIII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tableau VIII.4 : Le calcul des moments.

Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes.

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

Tableau VIII.7 : Vérification de la section minimale.

Tableau VIII.8 : Vérification des contraintes dans le béton.

Tableau VIII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VIII.10 : Tableau récapitulatif de ferrailage.

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments d'un bâtiment à usage commercial et d'habitation en (R+5+1SS), à ossature en Béton Armé réalisés en portique mixte, poteaux, poutres et voiles.

I.2 La zone d'implantation :

Le projet est situé à « ZEFZZAF », à la wilaya de SKIKDA en zone sismique (Zone IIa). D'après la classification établie par le RPA 99version2003. Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques et voiles.

I.3 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur totale : $L=30$ m
- Largeur totale : $l= 20,10$ m
- Hauteur de sous-sol : $h= 4,08$ m
- Hauteur du RDC : $h= 4,08$ m
- Hauteur du 1^{ère} au 5^{ème} étage : $h= 3,06$ m
- Hauteur totale : $h=23,46$ m

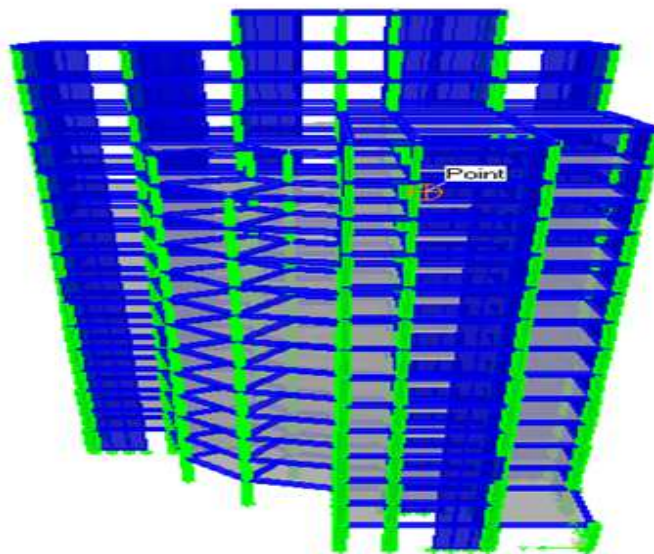


Figure I.1: figure de notre structure

I.4 Présentation des éléments constituant l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après :

❖ L'ossature du bâtiment:

Ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité. La partie située au dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

L'immeuble qui fait objet de notre étude est à ossature mixte, le contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

❖ Les portiques:

Ce sont des éléments constructifs du plan, constitués de barres (poteaux + poutres) reliés par des nœuds rigides capables de reprendre les forces horizontales et les forces verticales

❖ Les voiles:

Il s'agit de murs en béton armé capables de stabiliser le bâtiment vis-à-vis des forces horizontales, ils reprennent aussi une partie des forces verticales et il en existe deux types:

- **Voiles périphériques** : Disposés à la périphérie du bâtiment au sous-sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous-sol
- **Mur plaque** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

❖ Les planchers :

Ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils sont capables de supporter les charges d'utilisation, assurant deux fonctions principales :

- **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.

Notre structure est constituée de deux types de planchers :

- **Les planchers en corps creux:**

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux constitués de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, elles assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures;
- Entrevous en béton servant de coffrage perdu;
- Une dalle de compression coulée sur place de 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

- **Les planchers terrasse :**

Le plancher terrasse est accessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Les Dalles en béton armé :**

Les dalles pleines sont des planchers en béton armé à âme pleine ; coulées sur place sur toute son épaisseur (entre 15 et 30cm).Elles sont souvent prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, en particulier pour la cage

d'ascenseur et les consoles. Dans notre cas elles sont prévues pour les balcons et le plancher porteur.

❖ Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation à pied d'un niveau à un autre, réalisé en béton armé coulé sur place.

En ce qui concerne les escaliers de la structure à étudier il s'agit d'un escalier droit à deux volées identiques.

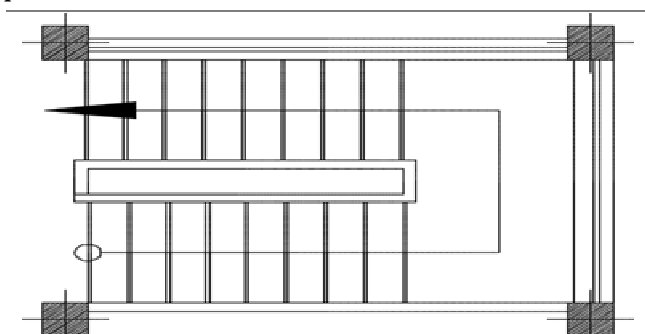


Figure I.2 : coupe verticale des escaliers

❖ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur allant du sous-sol jusqu'au dernière étage. Sa cage sera réalisée en béton armé.

❖ La maçonnerie :

Ouvrage constitué de briques ou de pierres qui sont assemblés par des matériaux élémentaires, liés ou non par du ciment, plâtre ou mortier. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparés d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur et seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

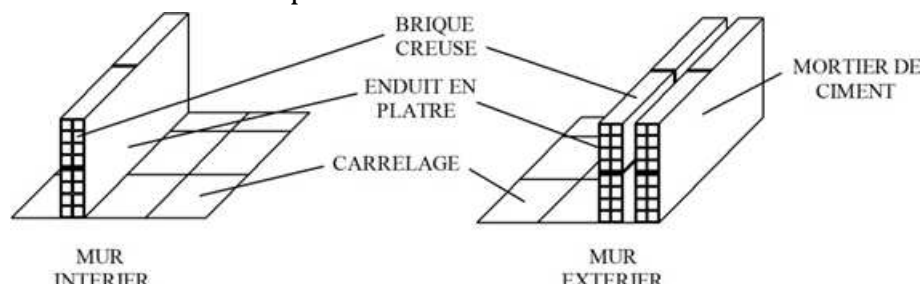


Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs.

❖ L'acrotère:

Un muret situé en bordure de toitures terrasse pour permettre la relevée d'étanchéité, il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

❖ Fondations:

Les fondations sont l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction, elles assurent la stabilité du bâtiment et transmettent au sol le poids total de l'ouvrage.

Le types de fondations a adopter dépend de la nature du sol d'implantation, l'importance de l'ouvrage et essentiellement de la résistance du sol. Il sera défini dans les chapitres qui suivent.

❖ **Système de coffrage:**

Le coffrage est une structure provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive répondant aux exigences architecturales les plus diverses.

❖ **Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

❖ **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse Inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien [RPA 99/Version2003], ainsi qu'aux règles de béton arme [B.A.E.L.91/modifie.99].

I.5.1 Béton :

Le béton est un mélange défini par une formulation, par laquelle on prévoit les quantités des différents constituants pour un volume particulier de béton (généralement 1 m³) et pour lequel on annonce certaines performances (performances de base : consistance et résistance mécanique).

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient.

Le dosage courant, pour 1 m³ de béton est :

- Sable propre 50 à 400 litres de sable.
- Gravier 800litres.
- Dosage decimentCPJ325..... 350 à 400Kg.
- Eau de gâchage 200 litres.

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

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

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

(BAEL91/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \quad (\text{BAEL91/A. 2. 1, 12}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

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

❖ **Module de déformation du béton :**• **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{A. 2.1,21/ BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

• **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{MPa}]. \quad (\text{A. 2.1,22/ BAEL 91})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \Rightarrow E_{v28} = 10819 [\text{MPa}]$.

• **Module de déformation transversale du béton :**

Qui est noté G , il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) [\text{MPa}]$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

❖ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale :

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ **Etat limite de contrainte de béton :**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

• **Etats limites ultimes (E.L.U) :**

C'est l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3, 41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ situation courante,
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto$ situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est $> 24h$,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

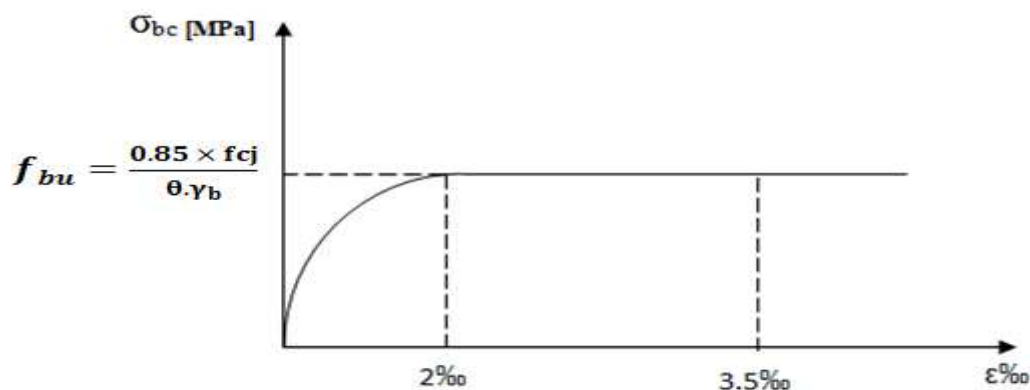


Figure I.4: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

- **Etats limites de services (E.L.S) :**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc}= 15\text{MPa}$ a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3



Figure. I. 5 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELS

I.5.2 Acier

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées).

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400]..... $f_e = 400 \text{ MPa}$

Treillis soudés [TL 520]..... $f_e = 520 \text{ MPa}$

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers p

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).}$$

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
 - f_e : Limite d'élasticité garantie.
 - γ_s : coefficient de sécurité
- $$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour les situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Tableau 1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

❖ **Contrainte ultime de service des aciers :**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

- ❖ **Fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{A.4.5, 32 BAEL91}).$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

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

Art. (A.4.5, 33 BAEL91).

- ❖ **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$$

Art. (A.4.5, 34 BAEL91).

Avec:

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

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

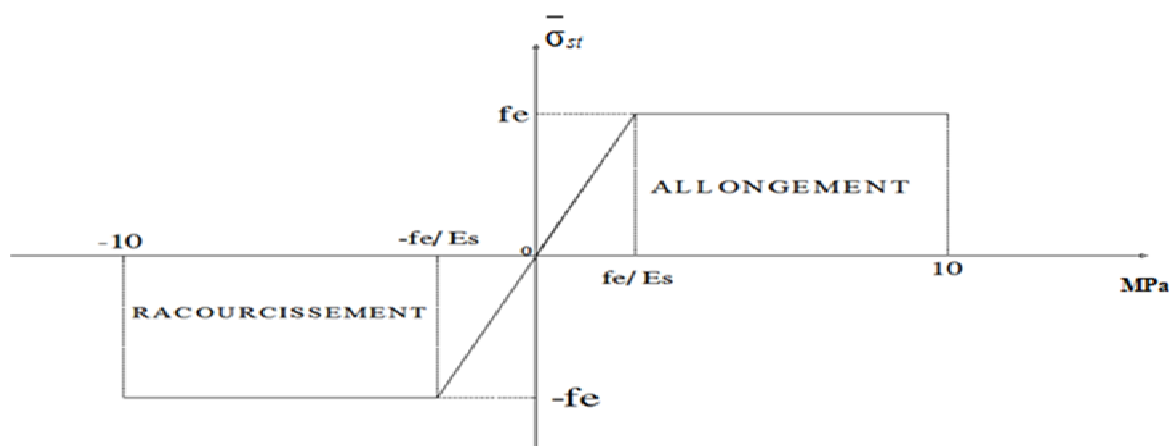


Figure I.6 : Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C=5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives tel les industries chimiques ;
- **C= 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C= 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

❖ Coffrage :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

I.6 Conclusion :

A ce niveau, nous avons déterminé les différents éléments que contiennent notre ouvrage, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui vont suivre, tout en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments.

II. Pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant. Tout en respectant les recommandations des règles de conception Nous passons au pré dimensionnement des éléments (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles). En faisant référence aux règles parasismiques Algérienne (RPA99 /2003) et aux normes techniques, ainsi que les bases du BAEL91.

II.2 Pré -dimensionnement des planchers :

Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

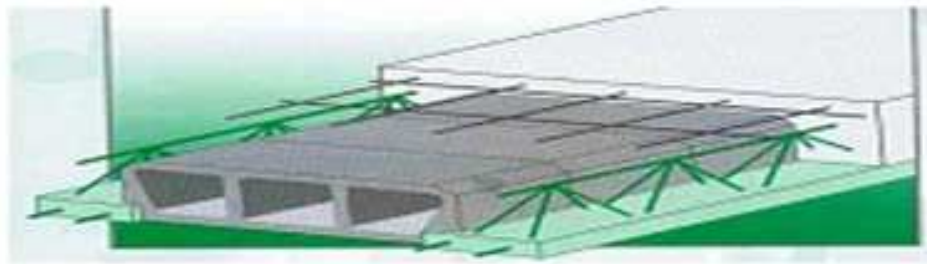


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ (article B.6.8,4 24/BAEL 91)}$$

Avec :

- $L_{\max}$: la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III. Dans notre cas :

$$L_{\max} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$$

$$\text{Nous aurons donc : } h_t = \frac{310}{22,5} = 13,77 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

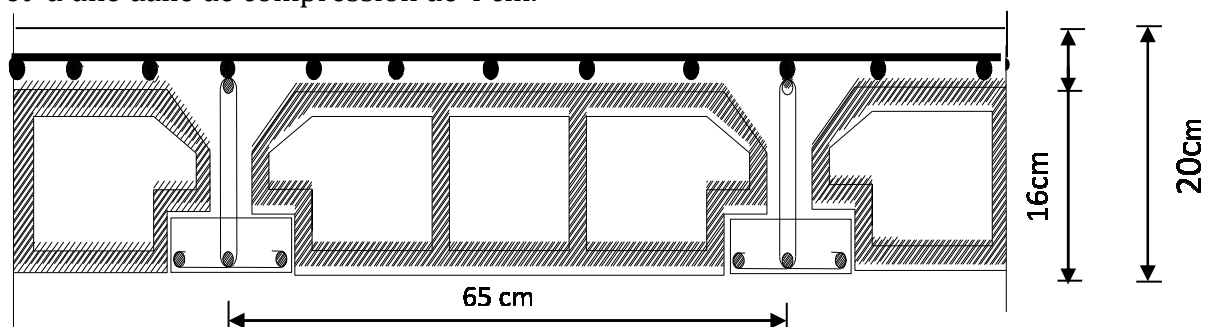


Figure II.2 : plancher en béton armé avec poutrelle et hourdis (plancher semi-fabrique)

II.3 Pré-dimensionnement des éléments :

Les poutres sont des éléments en béton armé ; qui assurent le transfert des charges et surcharges des planchers aux éléments porteurs (poteaux, voiles), ainsi que

le chainage des éléments. Les dimensions des poutres doivent respectées les conditions suivantes :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b > 20\text{cm} ; h > 30\text{cm} ; h/b < 4 \text{ (RPA 99/ Art 7.5.1)}$$

II.3.1 Poutres principales (PP) :

Elles constituent un appui aux poutrelles. Leurs dimensionnement se fera en considérant la plus grande portée.

La largeur et la hauteur de la poutre sont données comme suit :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=425cm).

L = 425-30= 395cm (poteau rectangulaire)

26,33 ≤ h_t ≤ 39,5 ⇒ Nous prendrons : h_t = 35cm.

10,5 ≤ b ≤ 27.65 ⇒ Nous prendrons pour plus de sécurité b = 25cm.

❖ Vérification des conditions du RPA ;

b = 25cm ≥ 20cm Condition vérifiée.

h = 35cm ≥ 30cm..... Condition vérifiée.

h/b=1.5 < 4. Condition vérifiée

II.3.2 Poutres secondaires(PS) :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs dimensionnements se fait suivant cette relation :

L = 340-30= 310cm (poteau rectangulaire)

20.66 ≤ h_t ≤ 31.0 ⇒ Nous prendrons : h_t = 30cm.

8,26 ≤ b ≤ 21,7 ⇒ Nous prendrons pour plus de sécurité b = 20cm.

❖ Vérification des conditions du RPA :

b = 20cm ≥ 20cm Condition vérifiée.

h = 30cm ≥ 30cm..... Condition vérifiée.

h/b=1,75 < 4. Condition vérifiée

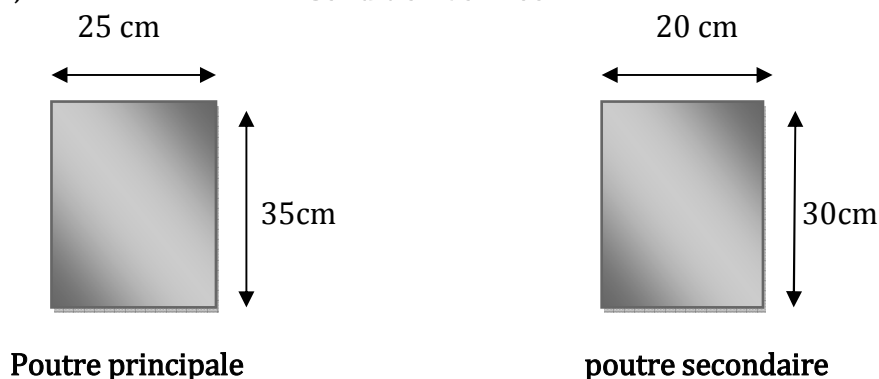


Figure II.3 : Poutre Principales et Secondaires

II.3.3 Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suite :

- Les poutres principales (25 / 35) Cm^2 .
- Les poutres secondaires (20 / 30) Cm^2 .

II.4 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2)

Pour pré dimensionner les éléments, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.4.1 Charges permanentes :

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

II.4.1.1 Les planchers :

❖ Plancher terrasse (inaccessible) :

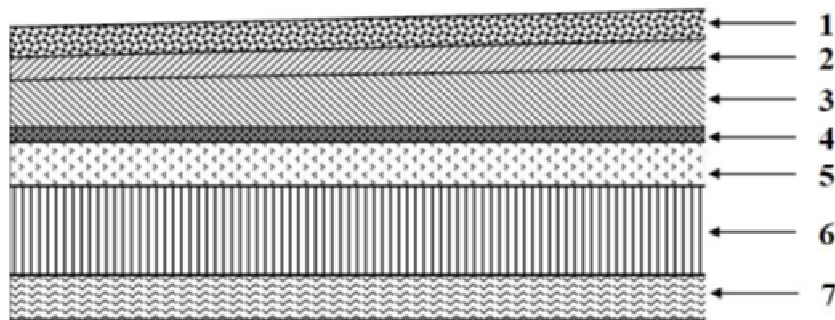


Figure II.4. Eléments constituant le plancher-terrasse

Tableau II.1 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m^3)	G (KN /m^2)
1	Couche de gravier roulé	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.10	22	2.20
4	Isolation thermique (liège)	0.015	18	0.27
5	Plancher en corps creux	0.20	14.25	2.85
6	Enduit de plâtre	0.015	18	0.27
	Charge permanente totale			$G_t = 6.51$

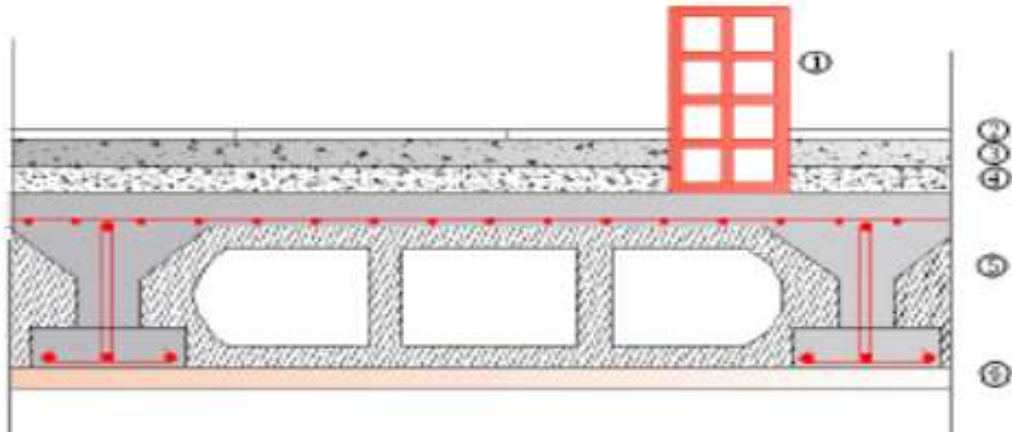


Figure II.5. Eléments constitutifs du plancher courant.

Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher (étage courant et a usage de commerce)

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Cloison en briques creuses	0.10	9.00	0.90
2	Revêtement en carrelages	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux (16	0.20	14.25	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale			$G_t = 5.11$

II.4.1.2 Plancher dalle pleine (balcons)

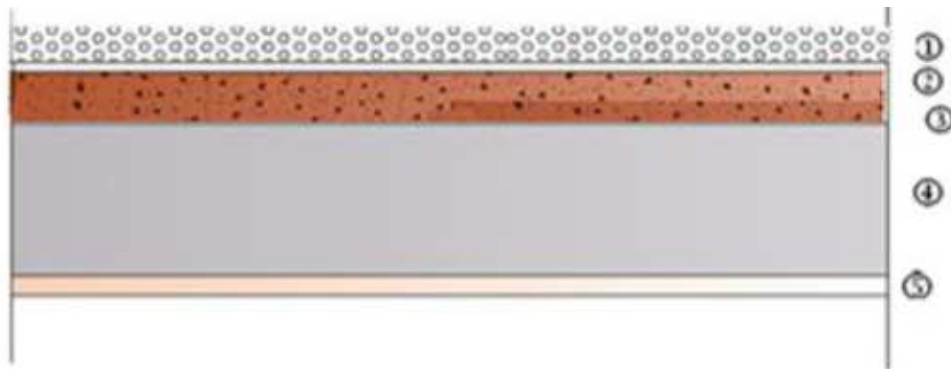


Figure II.6: Plancher balcon (dalle pleine)

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale			$G_t = 5.11$

II.4.1.3 Maçonnerie :

➤ Mur extérieur

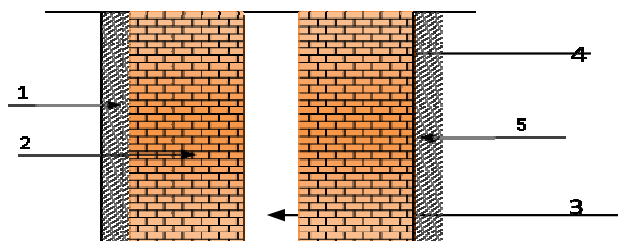


Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.015	18	0.27
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'aire	0.05	0	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0.015	10	0.15
	Charge permanente totale			$G_t=2.67$

➤ **Mur intérieur :**

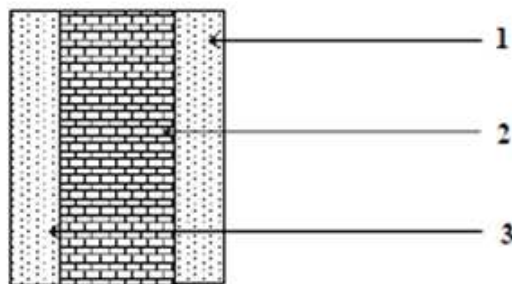


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.5: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.01	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale			$G_t =1.3$

II.4.1.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.(D'après

l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003) le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

L'épaisseur du voile « e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

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

Comme dans notre cas les voiles sont linéaires donc :

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}$$

a. AN

➤ Sous- sol - RDC

$$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88 \text{ m}$$

$$e \geq 388/20 = 19.4 \text{ cm}$$

$$e \geq 388/22 = 17.64 \text{ cm}$$

$$e \geq 388/25 = 15.52 \text{ cm}$$

➤ Étage courant

$$h_e = 3.06 - 0.2 = 2.86 \text{ m}$$

$$e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/22 = 13 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/25 = 11.44 \text{ cm}$$

La majorité des voiles dans notre ouvrage sont linéaire, donc on choisira :

$$e \geq h_e/20 = \max(14.30 ; 18.85 ; 16.5) . \text{on prend : } e = 20 \text{ cm}$$

❖ Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\min} \geq 4e$ dans notre cas :

$$L_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 100 \text{ cm}.$$

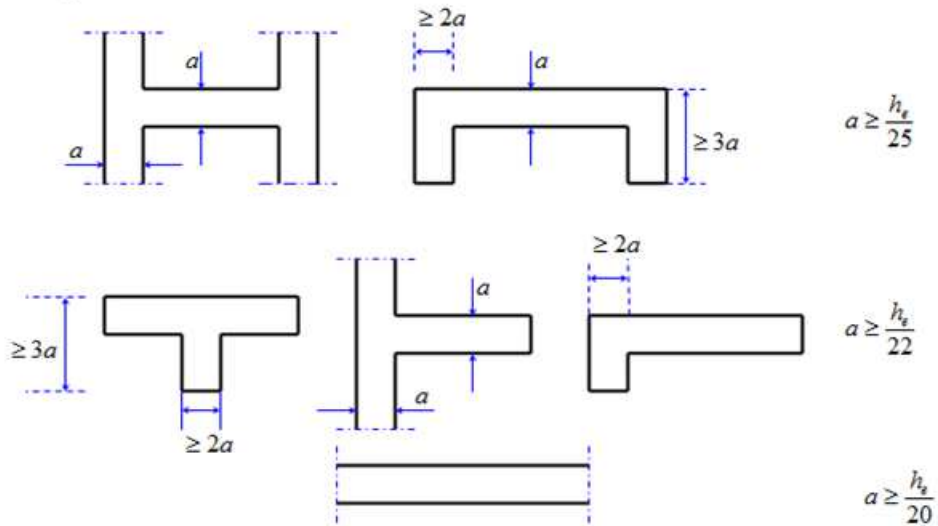


Figure II. 9 : Coupe de voile en plan [RPA].

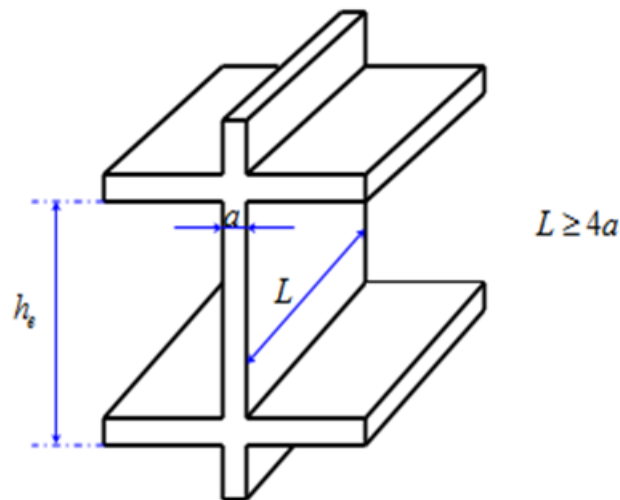


Figure II. 10 : Coupe de voile en élévation [RPA].

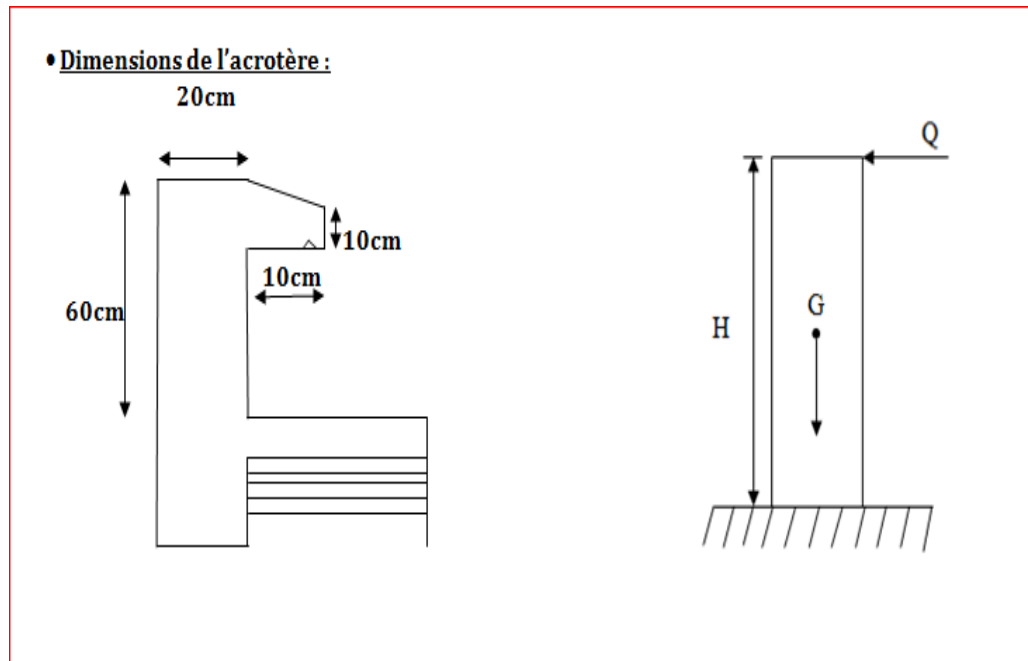
II.4.1.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et de plus, il participe dans la mise hors d'eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main Courante provoquant ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement (Section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$



Figures II.11: Dimensions de l'acrotère

II.4.1.6 Descente de charge :

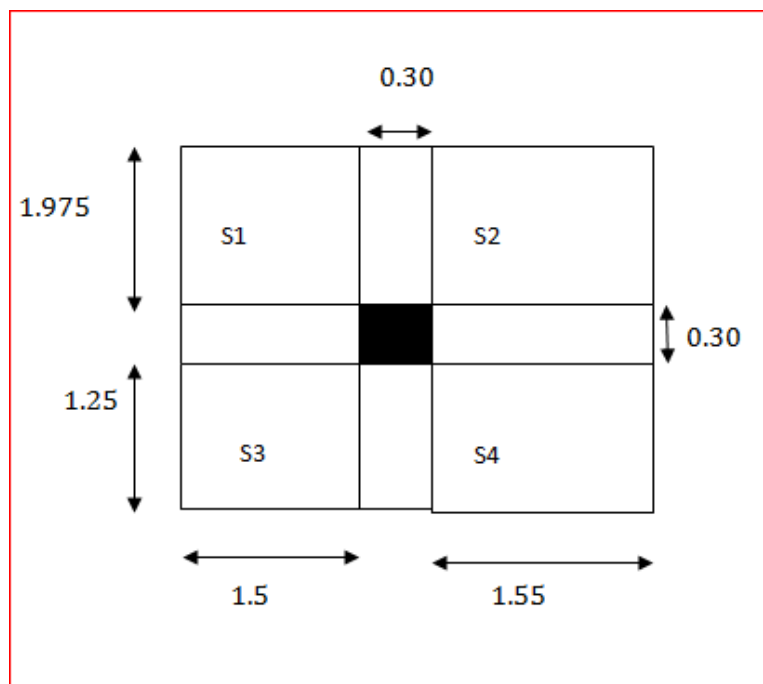


Figure II.12 : Localisation du poteau le plus sollicité

❖ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

Avec:

$$S1 = 1.975 \times 1.50 = 2.962 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.975 \times 1.55 = 3.061 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.50 \times 1.25 = 1.875 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.55 \times 1.25 = 1.937 \text{ m}^2$$

$$S = 2.962 + 3.061 + 1.875 + 1.937 = 9.835 \text{ m}^2$$

$$S = 9.835 \text{ m}^2$$

❖ Section de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0.3 \times (1.975 + 1.25) = 0.967 \text{ m}^2$$

❖ Section de la poutre secondaire :

$$S_{pc} = 0.3 \times (1.5 + 1.55) = 0.915$$

❖ La surface totale :

$$S = (0.967 + 0.915 + 9.835) = 11.717 \text{ m}^2$$

-La surface du plancher revenant au poteau considéré est : **$S = 11.717 \text{ m}^2$**

❖ La surface d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

$$S' = (1.5 + 0.3 + 1.55) \times (1.975 + 0.3 + 1.25) = 11.808 \text{ m}^2$$

• Poids des poutres :

-Poutres principale :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times (1.975 + 1.25) \times 25 = 8.465 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.25 \times 0.30 \times (1.5 + 1.55) \times 25 = 5.718 \text{ KN}$$

$$G_p = 8.465 + 5.718 = 14.183 \text{ KN}$$

• Poids des plancher :

-Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{pt} = 9,835 \times 6.51 = 64.025 \text{ KN}$$

-Plancher d'étage courant :

$$G_{pe} = 9.835 \times 5,11 = 50.256 \text{ KN}$$

- **Poids propres des poteaux :**

$$G_{rdc, ec} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$$

$$G_{ss} = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

II.4.1.7 Surcharge des planchers :

❖ **Plancher de la terrasse inaccessible :**

$$Q_t = 1.00 \times 11.808 = 11.808 \text{ KN}$$

❖ **Plancher a étage habitation :**

$$Q_5 = Q_4 = Q_3 = Q_2 = 1,5 \times 11.808 = 17.712 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étages de service**

$$Q_1 = 2.5 \times 11.08 = 27.7 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étages commercial :**

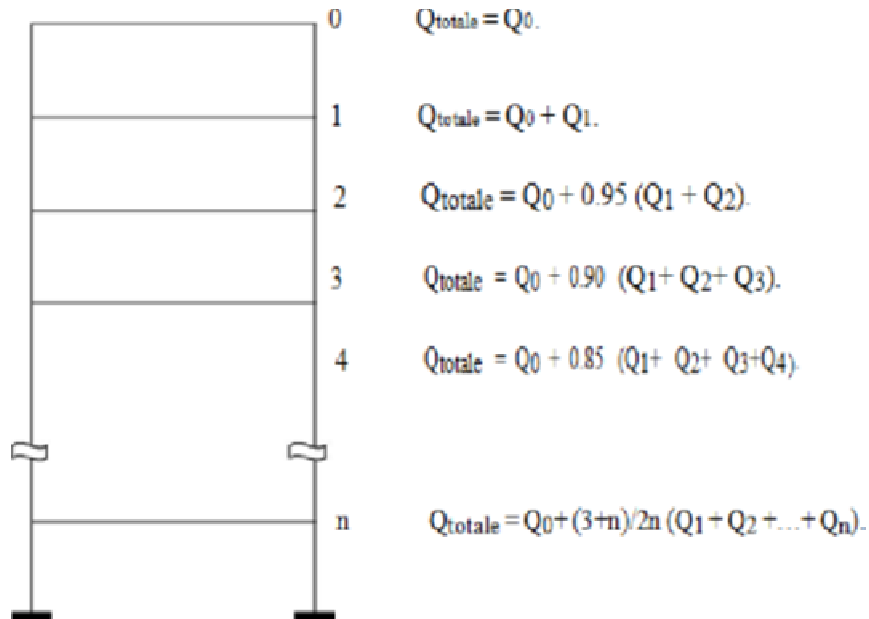
$$Q_{ss} = Q_{rdc} = 4 \times 11.08 = 44.32 \text{ KN}$$

II.4.2 LOI dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se nommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients)



La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

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.

Tableau II.6 : Coefficients de dégression des surcharges

n	T	5	4	3	2	1	RDC	SS
NIV	7	6	5	4	3	2	1	0
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0,75	0.714

II.4.2.1 Calcul des surcharges selon la loi de dégression :

Niveau07 ... $Q_0 = 11.808$ KN

Niveau06... $Q_0 + Q_1 = 11.808 + 17.712 = 29.52$ KN

Niveau05 ... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.808 + 0.95 (17.712 + 17.712) = 45.46$ KN

Niveau04 ... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.808 + 0.90 (17.712 \times 3) = 59.630$ KN

$$\text{Niveau03} \dots Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.808 + 0.85 (17.712 \times 4) = 72.028 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau02} \dots Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{\text{SERV}}) = 11.808 + 0.80 (17.712 \times 4 + 27.7) = 90.646 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau01} \quad Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{\text{SER}} + Q_{\text{RDC}}) = 11.808 + 0.75 (17.712 \times 4 + 27.7 + 44.32) = 118.959 \text{ KN}$$

$$\text{Niveau00} \dots Q_0 + 0.714 \times (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_{\text{SER}} + 2 \times q_{\text{Rdc}}) = 11.808 + 0.714 \times (4 \times 17.712 + 27.7 + 2 \times 44.32) = 145.460 \text{ KN}$$

II.4.2.2 Résumé de la section obtenue par la descente des charges

Q_0 : surcharge d'exploitation a la terrasse.

Q_1 : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

Tableau II.7: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

NI V	Charges permanente et surcharges (KN)					Charge d'exploitation (KN)		Effort Norma ux	Section des poteaux cm2	
									Section trouvées	Section adoptées
	G plancher	G Poutres	G poteaux	G total	G cum	QKN	Q cu	N=Gc+ Qc	S trouvée	S adoptées
T	64.025	14.183	6.885	85.093	85.093	11.81	11.81	96.901	64.600	30X30
5	50.256	14.183	6.885	71.324	156.417	29.52	41.33	197.745	131.83	30X30
4	50.256	14.183	6.885	71.324	227.741	45.46	86.79	314.529	209.686	35X35
3	50.256	14.183	6.885	71.324	299.06	59.63	146.4	445.483	296.988	35X35
2	50.256	14.183	6.885	71.324	370.389	72.02	218.4	588.835	392.556	35X35

1	50.256	14.183	6.885	71.324	441.713	90.65	309.09	750.805	500.536	40X40
RDC	50.256	14.183	6.885	71.324	513.037	118.9	428.051	941.088	627.392	40X40
SS	50.256	14.183	9.18	73.619	586.65	145.5	573.51	1160.17	773.444	40X40

II.4.2.3 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 sera fait à l'état limite de service(ELS) en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G + Q}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

A_p : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le

DTR B.C.2.2.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec :

(b_1, h_1) : dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

❖ **Vérification :**

Pour le sous-sol : $h_e = 480 \text{ cm}$

- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq 25$
- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq 480/20 = 24 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $b/h = 40 / 40 = 1 < 4$

Pour le RDC, LE 1^{er} étage : $h_e = 360 \text{ cm}$

- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq 360 / 20 = 18 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $B/H = 40 / 40 = 1 < 4$

Pour le 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étages : $h_e = 360 \text{ cm}$

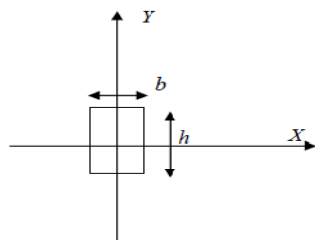
- $\text{Min}(35, 35) = 35 \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(35, 35) = 35 \geq 360 / 20 = 18 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $b/h = 35 / 35 = 1 < 4$

Pour le 5^{ème} : $h_e = 360 \text{ cm}$

- $\text{Min}(30, 30) = 30 \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\text{Min}(30, 30) = 30 \geq 18, 360 / 20 = 18 \text{ cm}$
- $b/h = 30 / 30 = 1 < 4$

❖ **Vérification au flambement :** Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est :



$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}.$$

On vérifie avec $\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i_{\min}}$ tel que $i_{\min} = \frac{b^3 \times h}{12}$

Tableau II.8: Vérification au flambement

Etage	Sous - sol	RDC, 1 ^{ER} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème}
l_0	4,80 - 0,35 = 4,45 Cm	2,71	2,71	2,71
$l_f =$	0,707 X 4,45 = 3,146	1.915	1.915	1.915
Section des poteaux (cm)	40X40	40X40	35X35	30X 30

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	27.256	16.598	19.279	22.493
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

N.B : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.5 Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher de $16+4\text{ cm}$.
- Section des poutres principales $(30 \times 35)\text{ cm}^2$
- Section des poutres secondaires $(20 \times 30)\text{ cm}^2$
- Sections des poteaux :
 - $(40 \times 40)\text{ cm}^2$ pour les niveaux S-sol, RDC, 1 étages
 - $(35 \times 35)\text{ cm}^2$ pour les niveaux 2.3.4
 - $(30 \times 30)\text{ cm}^2$ pour le 5ème et le comble
- Epaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

Chapitre III

Calcul des éléments non
structuraux.

III. Calcul des éléments non structuraux.

III.1 L'acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher et est soumis à son poids propre « G » et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « $Q = 1 \text{ kN/ml}$ » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

III.1.2 Dimensions de l'acrotère :

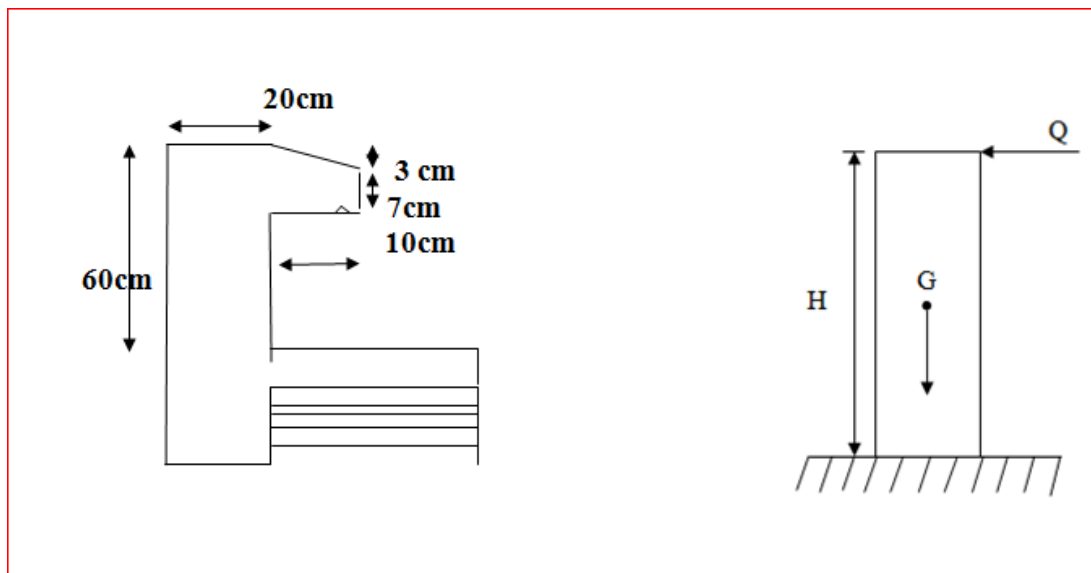


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.3 Calcul des sollicitations :

❖ Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.2) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.1285$$

$$G = 3.2125 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

❖ **Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 3,2125 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ kN.m}$$

❖ **Combinaisons de charges :**

• **A l'état limite ultime ELU :**

La combinaison de charges est donnée par (ART A.3.3-2-1 du BAEL 91) :

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

Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 \times G$$

$$N_u = 1,35 \times 3,2125 = 4,34 \text{ kN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_u = 1,50 \times Q$$

$$V_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ kN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

• **A l'état limite de service ELS :**

La combinaison de charges est donnée par (l'article A.3.3-3 du BAEL 91) : $G + Q$

Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G$$

$$N_s = 3,2125 \text{ kN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_s = Q$$

$$V_s = 1 \text{ kN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,60 \text{ kN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes :

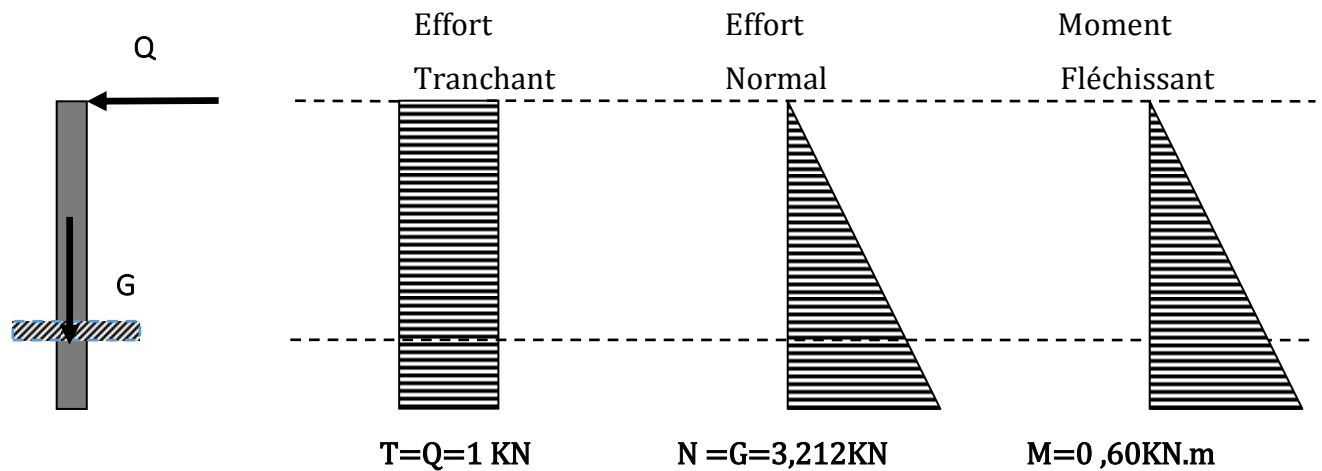


Figure III.2 : Diagrammes des efforts internes.

III.1.4 Ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Figure III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion simple.

Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

- **Remarque** : Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.1.5 Calcul à L'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

- $eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,90}{4,34} = 0,207 \text{ m} \approx 21\text{cm}$

- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de

Gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 21\text{cm} > h/2 - c$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ **Calcul en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 4,34 \times [0,21 + (\frac{0,1}{2} - 0,03)] = 0,998\text{kN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,998 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392$$

$\rightarrow \mu_u = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

Avec : $f_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 14,2 \text{ [MPa]}$

- **Conclusion :** La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \delta_s \times d} = \frac{0,998 \times 1000}{0,993 \times 348 \times 7} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\delta_s} = 0,41 - \frac{4,34}{34,8} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6 Vérification à l'ELU :

❖ La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.29 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Avec :

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

- **Conclusion :** Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 12\text{HA}8 = 6.02 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 6.02/4 = 1.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

- **Conclusion :** Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5$ H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \Pi Q = 12 \times \Pi \times 8 = 30.144 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 30.144} = 0.078 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.078 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow$ $L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

❖ **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min} (2h; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$.

III.1.7 Vérification à l'ELS :

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

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$

- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

❖ **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:**

$$\bar{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H.A} ; \eta = 1 \text{ r.l}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\delta}_{st} = \min \{ 266.6, \max (200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\delta_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.02}{100 \times 7} = 0.86$$

$$\rho_1 = 0.86 \rightarrow \beta_1 = 0.868 \quad k = 22.88$$

$$\delta_{st} = \frac{0.60 \times 10^3}{0.868 \times 7 \times 6.02} = 16.4 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = 16.4$$

$$16.4 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{16.4}{22.88} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = G = 1,7125$ [kN/ml])

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822$ [kN/ml].

$F_p = 0.822 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition vérifiée.

III.1.8 Conclusion:

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- **Armatures principales:** $12\text{HA}8/\text{ml} = 6.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.
- **Armatures de répartition :** $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

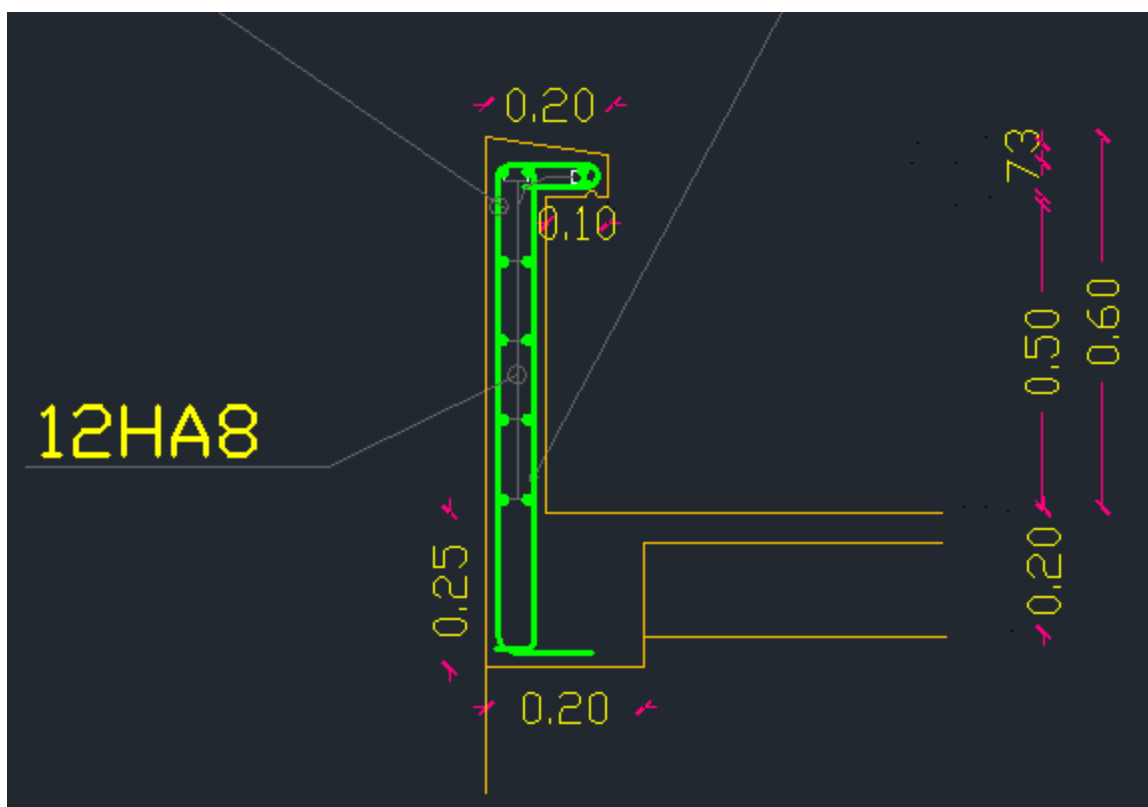


Figure III.4: Ferrailage de l'acrotère.

III.2 .Les planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux (16+4) ; les poutrelles sont préfabriquées et disposées suivant le sens de la petite portée .

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité . Il est constitué de :

- **Nervures** : c'est des poutrelles elles sont de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est égale à 65cm .
- **Remplissage en corps creux** : il est utilisé comme isolant phonique , sa hauteur est de 20cm
- **Dalle de compression** : elle est réalisé avec du béton , son épaisseur est de 4cm .

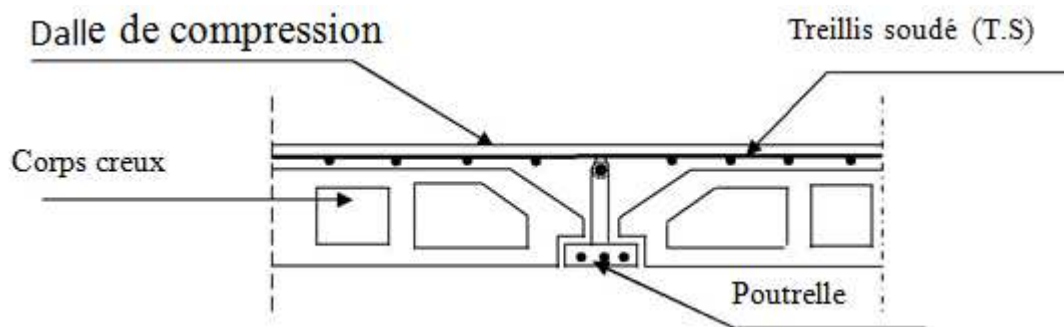


Figure III.5 : Coupe transversal du plancher

III.2.1 .Calcul des poutrelles :

Poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

❖ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

❖ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

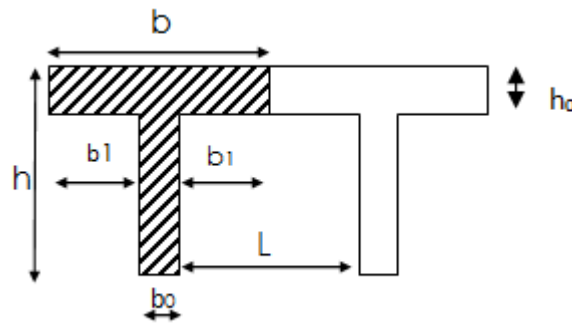


Figure III.6 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.

✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$)

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 5\text{T5} / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5\text{T5} / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

- **Conclusion** : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$.

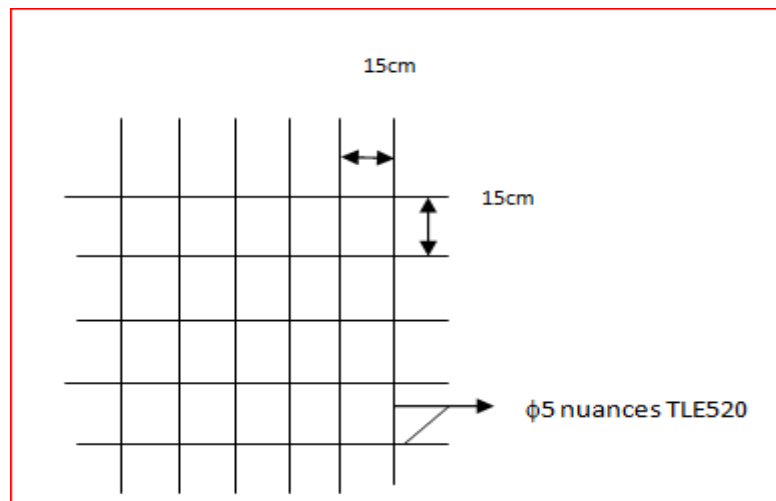


Figure III.7 : Treillis soudées de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

❖ **Chargement**

- ❖ poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$;
- ❖ poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;
- ❖ surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

Charge permanente : **$G = 0.74$**

Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ kN/ml}$**

❖ **Ferraillage à l'état limite ultime :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ kN/ml}$$

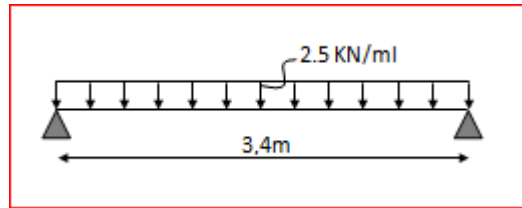
Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u x L^2}{8} = 3.61 \text{ kN.m}$$

$$\text{Calcul de l'effort tranchant sur appuis : } T = \frac{q_u x L}{2} = 4.25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T = 4.25 \text{ kN}$$

❖ **Calcul des armatures :**



Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{3.61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 5.3. \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

❖ **Chargement :**

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.

Poids propre de plancher : $G = 5.11 \times 0.65 = 3.32 \text{ kN /ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.27 \text{ kN/ml}$

❖ **Les combinaisons des charges :**

à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.89 \text{ kN/ml}$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 5.59 \text{ kN/ml}$

❖ **Choix de la méthode :**

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire :**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

- ❖ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$\begin{cases} \frac{L_i}{L_{i+1}} \\ \frac{3.25}{4.25} = 0.76 \\ \frac{4.25}{270} = 1.57 \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

- **Conclusion**

Compte tenu de non satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est non applicable.

Donc nous appliquant la méthode des 3 moments :

- ❖ **Méthode des trois moments :**

- **Exposition de la méthode**

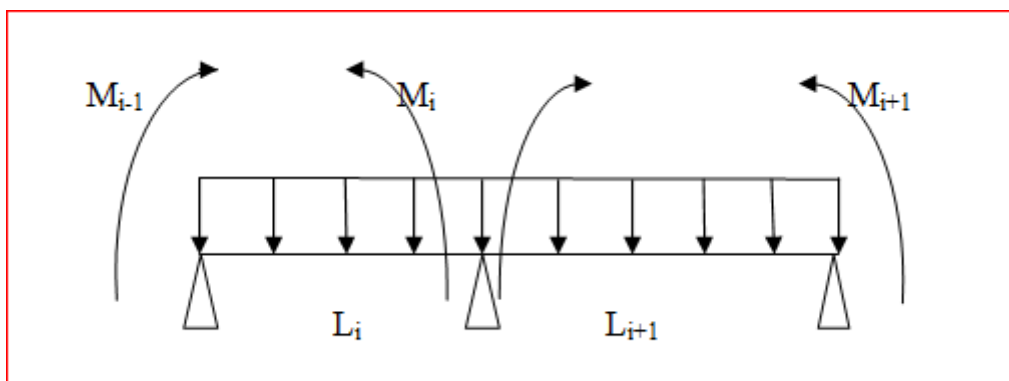


Figure III.8 : Schéma de la Méthode des trois moments

III.2.3 Calcul des efforts internes :

- ❖ **Aux appuis :**

- **Calcul des moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = - \left(\frac{q_i . l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} . l_{i+1}^3}{4} \right)$$

Tableau III. 1 : les moments aux appuis à l'ELU

Appuis	Li(m)	Li+1(m)	$q_i = q_{i+1}(\text{KN})$	$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$	$M_i (\text{KN.m})$
1	0	3,25	7.89	$6.5M_1 + 3.25M_2 = -67.71$	-4.85
2	3,25	4,25	7.89	$3.25M_1 + 15M_2 + 4.25M_3 = -219.13$	-11.08
3	4,25	2,8	7.89	$4.25M_2 + 14.1M_3 + 2.8M_4 = -194.72$	-8.74
4	2,8	4,25	7.89	$2.8M_3 + 14.1M_4 + 4.25M_5 = -194.72$	-8.74
5	4,25	3,25	7.89	$4.2M_4 + 5M_5 + 3.2M_6 = -219.13$	-11.08
6	3,25	0	7.89	$3.25M_5 + 6.5M_6 = -67.71$	-4.85

Calcul des moments corrigés aux appuis :

$$M_1 = (-4.85) - 1/3(-4.85) = -3.23$$

$$M_2 = (-11.08) - 1/3(-11.08) = -7.38$$

$$M_3 = (-8.74) - 1/3(-8.74) = -5.82$$

$$M_4 = (-8.74) - 1/3(-8.74) = -5.82$$

$$M_5 = (-11.08) - 1/3(-11.08) = -7.38$$

$$M_6 = (-4.85) - 1/3(-4.85) = -3.23$$

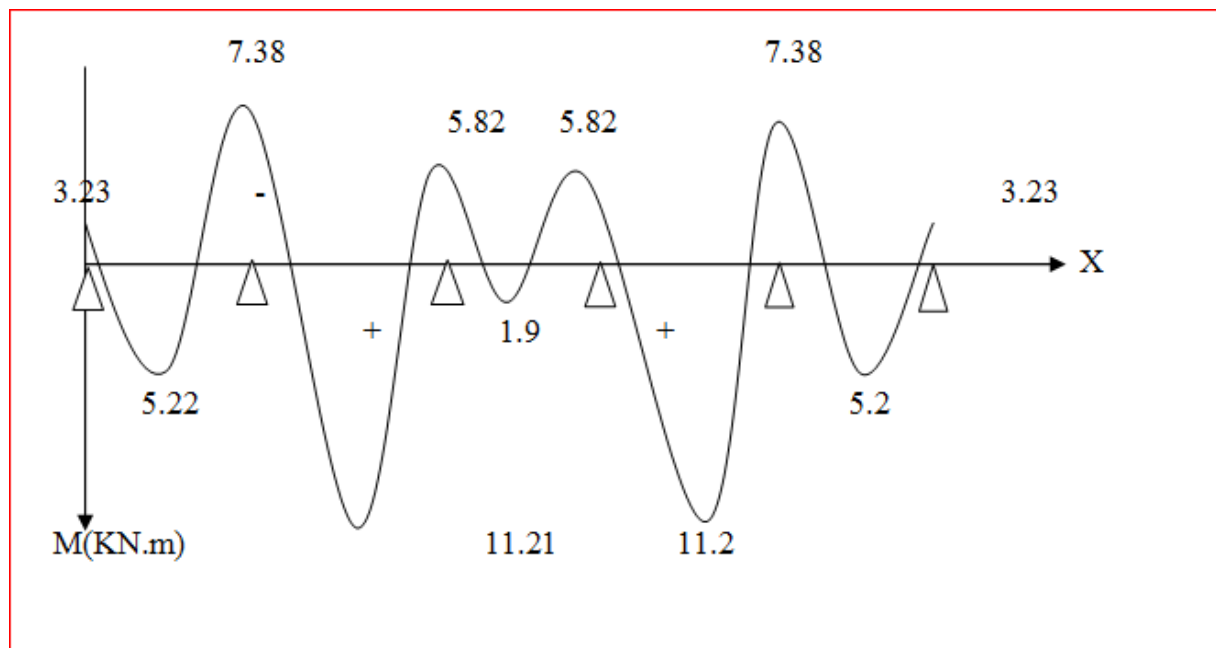


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

❖ En travée :

travée	L(m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X(m)	M(x)	Mt(x) (KN.m)
1-2	3.25	-3.23	-7.38	1.46	$-3.94x^2+11.55x-3.23$	5.22
2-3	4.25	-7.38	-5.82	2.17	$-3.94x^2+17.13x-7.38$	11.21
3-4	2.8	-5.82	-5.82	1.4	$-3.94x^2+11.04x-5.82$	1.9
4-5	4.25	-5.82	-7.38	2.08	$-3.94x^2+16.39x-5.82$	11.2
5-6	3.25	-7.38	-3.23	1.78	$-3.94x^2+14.09x-7.38$	5.2

Tableau III.2 : les moments en travée à l'ELU

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i} \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$V_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad V_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée	L	q _u	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V _i	V _{i+1}
1-2	3.25	7.89	-3.23	-7.38	11.54	-14.1
2-3	4.25	7.89	-7.38	-5.82	17.13	-16.4
3-4	2.8	7.89	-5.82	-5.82	11.04	-11.04
4-5	4.25	7.89	-5.82	-7.38	19.87	-17.13
5-6	3.25	7.89	-7.38	-3.23	14.09	-11.54

Tableau III.3 : les efforts tranchants à l'ELU

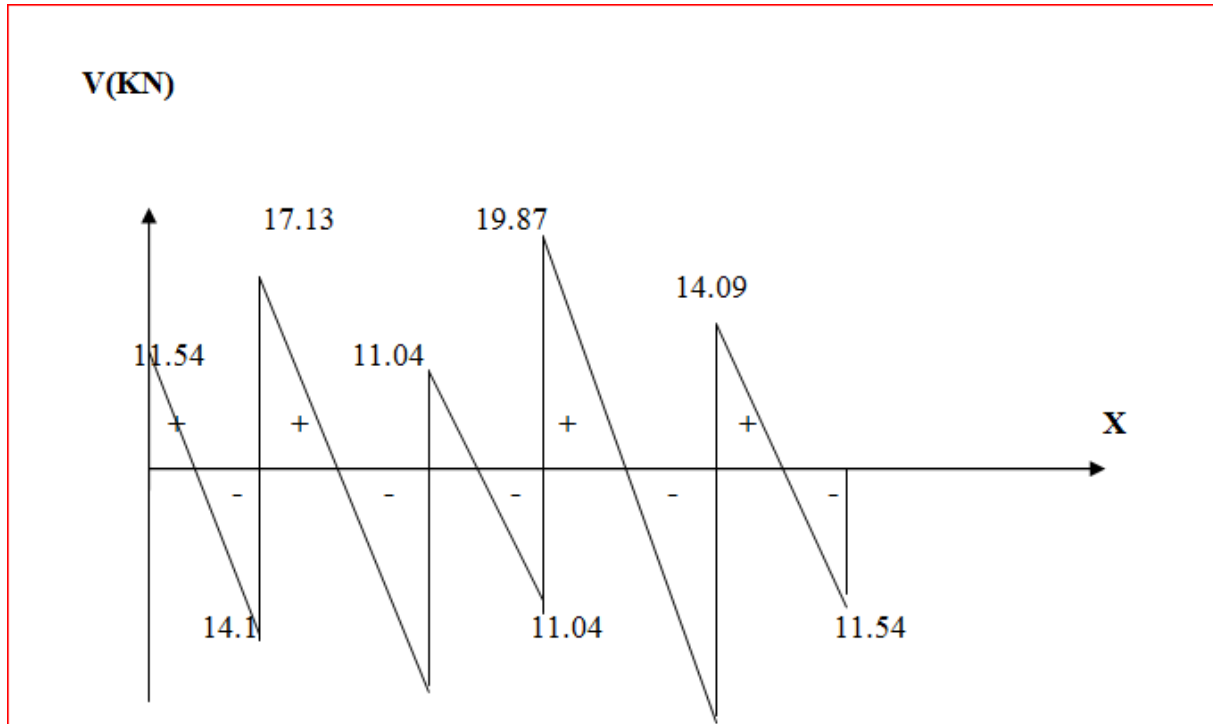


Figure III.10 :Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

• Conclusion :

$$V^{max} = 19.87KN$$

$$M_a^{max} = 7.38KN.m$$

$$M_t^{max} = 11.21KN.m$$

❖ Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm(hauteur total de plancher) $b_0 = 12cm$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4cm$ (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm(enrobage des armatures inférieurs)

d = 18cm(distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

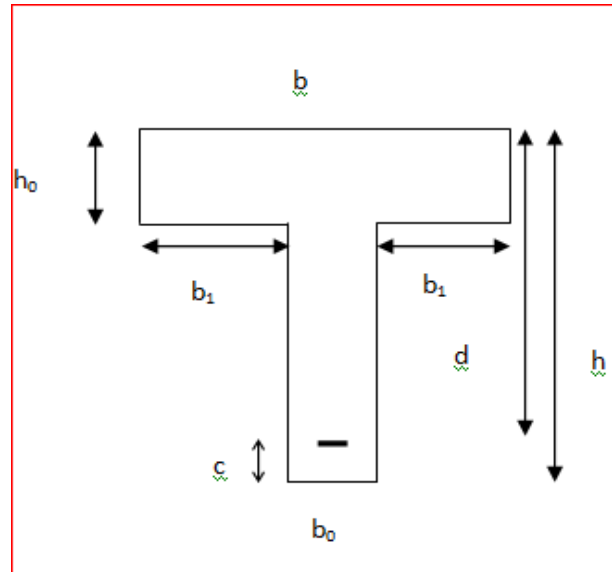


Figure III.11: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression
(section en T)

III.2.4 Ferrailage de la poutrelle :

❖ Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

❖ Armature longitudinale :

• En travée :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression.

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 11,21 < M_0 = 94,61 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une section rectangulaire de largeur $b \cdot h$ (20*65).

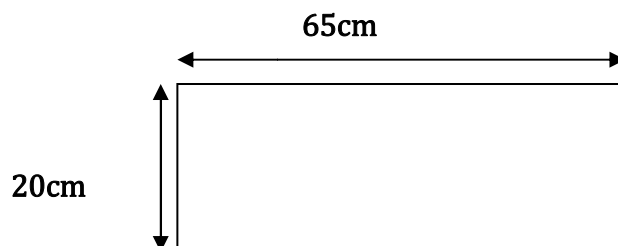


Figure III.12 : Section rectangulaire de calcul en travée

$$M_t^{max} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.21}{0.65 \cdot (0.23)^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.037 < 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0374 \rightarrow \beta = 0.9815 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11.21}{0.9815 \cdot 0.18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1.823 \text{ cm}^2$$

On adopte **Ast = 3HA12 = 3.39 cm²**

- Aux appuis:**

$$M_a^{max} = 7.38 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.38}{0.12 \cdot (0.18)^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.133$$

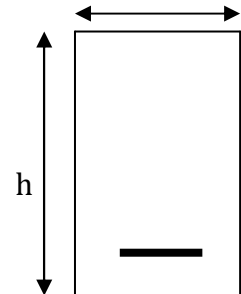
$$\mu = 0.133 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.133 \rightarrow \beta = 0.9285 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{7.38}{0.9285 \cdot 0.18 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1.268 \text{ cm}^2$$

Soit **Ast = 3HA10 = 2.35 cm²**



❖ **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7.22) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{8 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 12 \text{ mm}\} \text{ On adopte un diamètre } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_8 = 1 \text{ cm}^2$$

- L'espacement entre les cadres :**

$$St1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

On adapte: **St = 20 cm**

$$St2 \leq \frac{\phi_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 400}{0.4 \cdot 12} = 47.5 \approx 50 \text{ cm}$$

$$St = \min(St1, St2) = \min(16.2, 50) = 16.2 \text{ cm}$$

• Conclusion :

En travée : $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$.

Aux appuis : $3HA10 = 2.35\text{cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1\text{cm}^2$.

III.2.5 Les vérifications à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art4.2):

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

• En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.12.18.2,1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$A_s = 3.39\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

• Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.12.18.2,1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$A_s = 2.35\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La fissuration est considéré comme non préjudiciable , alors :

$$V^{\max} = 19.87\text{KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{24,52.10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0,919 < 3,33\text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \overline{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.87 \times 10}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.95 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,95 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.87 \times 10}{0.9 \times 18 \times 9.42} = 1.3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.3 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2 V_{max}}{0,9.d.b} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Appuis de rive :**

$$\frac{2 V_{max}}{0,9.d.b} = \frac{2 \times 11.54 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 180} = 0.219 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$0.219 \text{ MPa} < 13.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{2 V_{max}}{0,9.d.b} = \frac{2 \times 19.87 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 180} = 0.377 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$0.377 \text{ Mpa} < 13.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est **Mu < 0.9.d Vu^{max}** on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$0.9 \times d \times V_u^{max} = 0.9 \times 0.18 \times 19.87 = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$Mu = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$Mu > 0.9.d. V_u^{max}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27$$

Les règles de BAEL 91 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 $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 15 \text{ cm}$.

III.2.6 Calcul des efforts à l'ELS :

Combinaison de charge à l'ELS : $q_s = G + Q = 5.59 \text{ KN}$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

On a : $q_u = 7.89 \text{ KN}$ donc $\frac{5.59}{7.89} = 0.708$

❖ Calcul des moments fléchissant :

- Aux appuis :

$$M_1 = -3.23 \times 0.708 = -2.28 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7.38 \times 0.708 = -5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.82 \times 0.708 = -4.12 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.82 \times 0.708 = -4.12 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -7.38 \times 0.708 = -5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3.23 \times 0.708 = -2.28 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{1-2} = 5.22 \times 0.708 = 3.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = 11.21 \times 0.708 = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = 1.9 \times 0.708 = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = 11.2 \times 0.708 = 7.93 \text{ KN.m}$$

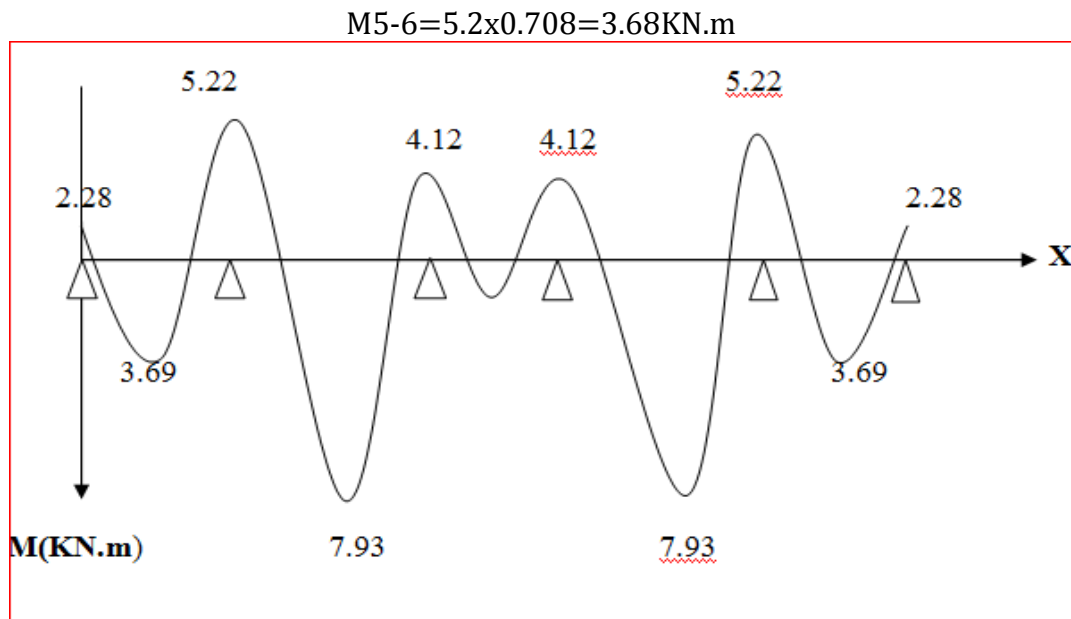


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$V_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$V_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Tableau III.4 : les efforts tranchants à l'ELS

Travée	L(m)	Qs(KN)	Mi(KN.m)	Mi+1(KN.m)	Vi(KN)	Vi+1(KN)
1-2	3.25	5.59	-2.28	-5.22	8.18	-9.98
2-3	4.25	5.59	-5.22	-4.12	12.13	-11.62
3-4	2.8	5.59	-4.12	-4.12	7.82	-7.82
4-5	4.25	5.59	-4.12	-5.22	11.62	-12.13
5-6	3.25	5.59	-5.22	-2.28	9.98	-8.18

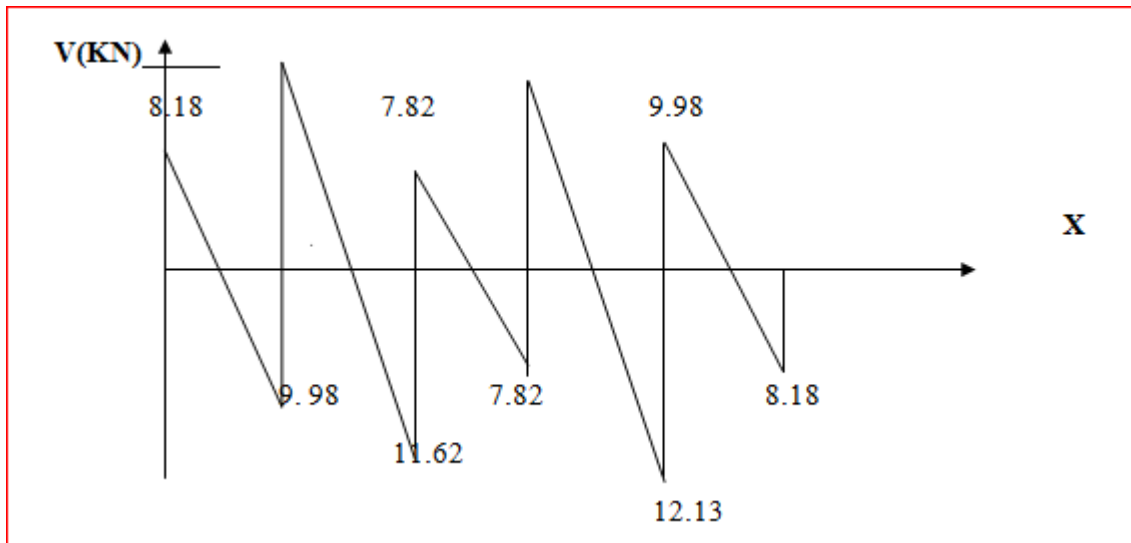


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

- Conclusion :

$$V^{max} = 12.13 \text{ KN}$$

$$M_a^{max} = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 7.93 \text{ KN.m}$$

III.2.7 Vérifications ELS:

- ❖ Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est: $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- ❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_t = 7.93 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 15.67 \\ \beta_1 = 0.837 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.93 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 155.26 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 155.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{155.26}{15.67} = 9.908 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.908 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est: $A_{sa}=2HA10= 1.57cm^2$.

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 5.22 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$\begin{cases} K_1 = 19.72 \\ \beta_1 = 0.856 \end{cases} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.22 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 144.16 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{144.16}{19.72} = 7.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :**

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.59 \times \frac{3.4^2}{8} = 8.07 \text{ kN.m.} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{340} = 0,058 < \frac{7.89}{10 \times 8.07} = 0,098 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{340} = 0,058 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont non vérifiées donc on doit vérifier la flèche.

❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 x \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 x \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

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

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

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

• Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 x h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85$$

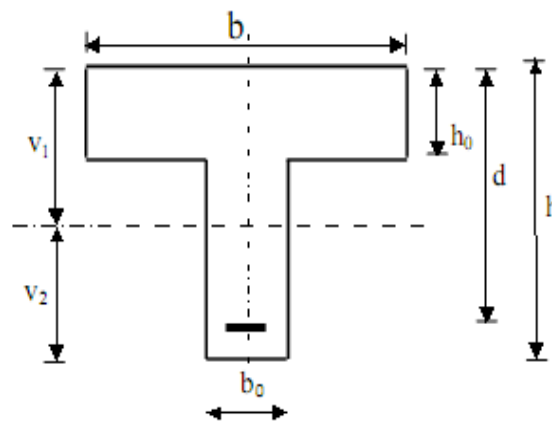


Figure III.15 : Section en T pour le calcul de la flèche

• Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7,436 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,436 = 12,56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} x (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) x h_0 x \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 x A_s x (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} x (7,436^3 + 12,56^3) + (65 - 12) x 4 x \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,436 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 x 3.39 x (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21787.96 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients: (λ_v ; μ ; I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 \mapsto \beta = 0,9782$$

$$\sigma_s = \frac{7.93 \times 10^6}{0,9782 \times 180 \times 3.39} = 132.85 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \cdot 0.0156} = 1.048$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0156 \times 132.85 + 2,1}; 0 \right\} = \max \{0.6479; 0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 21787.96}{1 + 1.048 \times 0,6479} = 14274.43 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \cdot E_v I_{fv}} = \frac{7.93 \times 10^6 \times 3400^2}{10 \times 10818.86 \times 10^4 \times 14274.43} = 5.93 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500}$$

$$= 6.8 \text{ mm}$$

$$f = 5.93 \text{ mm} < \bar{f} = 6.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.Conclusion :

la condition de la fleche est vérifiée avec les armatures calculer .

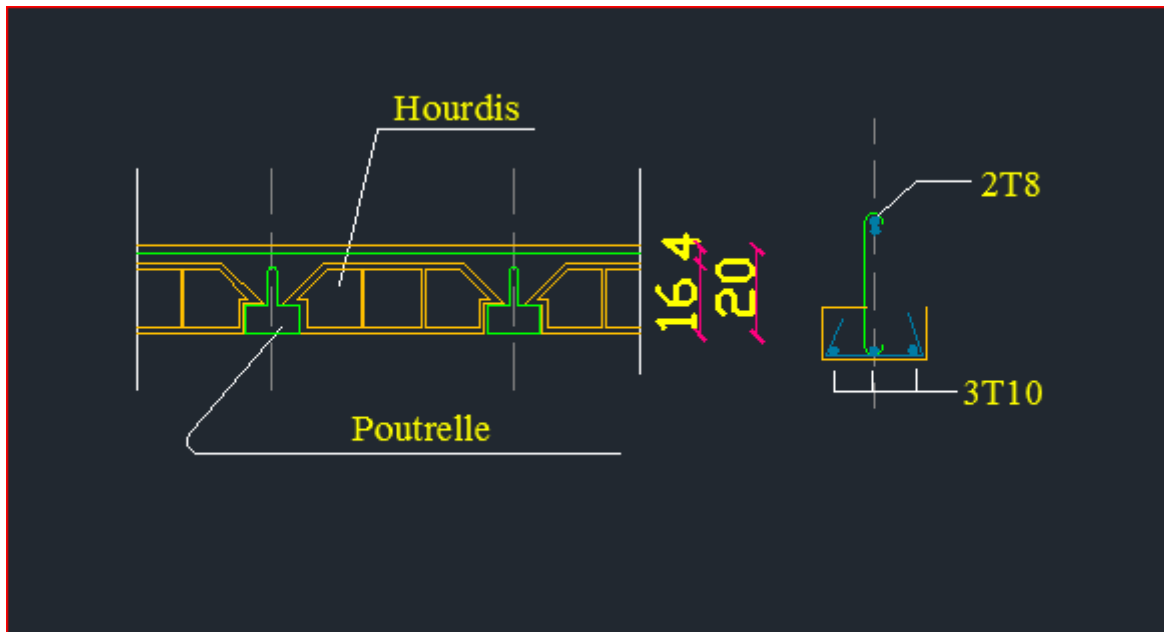


Figure III.16 : plan de ferrailage du plancher en corps creux

III.3 Les escaliers :

III.3.1 Introduction:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier du sous-sol, du RDC et des étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

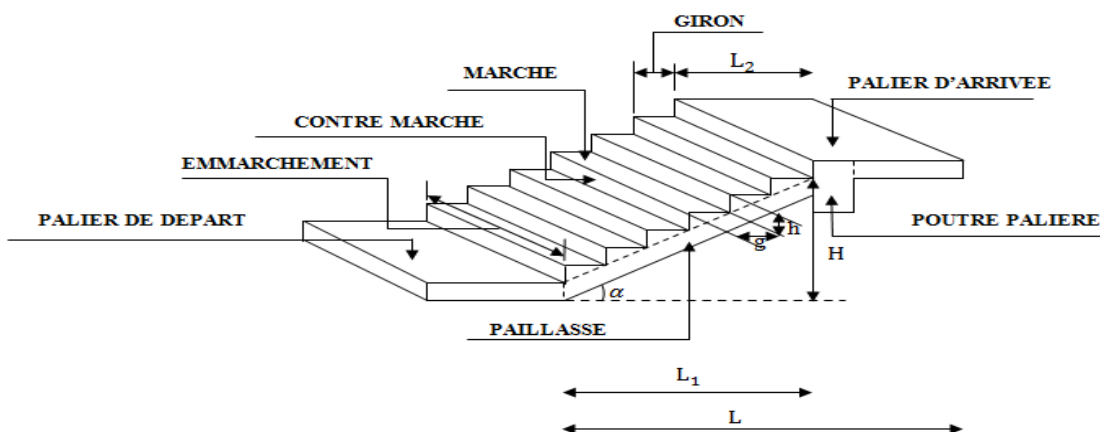


Figure III.17 : Constituant d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.

- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm. $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. $25 \leq g \leq 33$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.3.2 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la **formule de BLONDEL**

$59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$ En tenant compte des dimensions données sur le plan.

❖ Escalier :

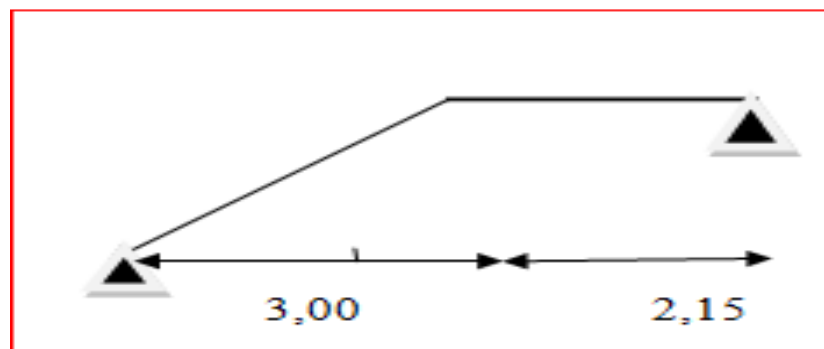


Figure III.18 : Coupe transversale de l'escalier

❖ Première volée:

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$

Nombre de contremarches $n = \frac{H}{h} = 153/17 = 9$

Nombre de marche $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

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

La longueur de la volée : $L = L_1 + L_2$ $L = 5.15 \text{ m}$

$\alpha = \arctg \frac{153}{300} = 27.02^\circ$

❖ Vérification la formule de blondel :

La formule de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Tableau III.5 : Vérification la formule de blondel.

	Giron(g)	La hauteur (h)	La formule	Observation
Escalier	30	17	$59 \leq 2h + g \leq 64cm$ $59 \leq 64 = 64cm$	Vérifier

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés, son épaisseur « e »

est : $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$

D'où $0.175 < e < 0.25$

On prend $é_p = 18cm$

Avec

$\alpha = 27.02^\circ$
 $é_p = 18cm$

Tableau III.6 : Charge permanent de la 1ère volée

Désignation	épaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.18/cos27.02	25	5.05
marche	(h/2)=8.5	22	1.87
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
chape	0.02	20	0.4
Carrelage	0.03	20	0.6
G total			8.28KN/m ²

Tableau III.7: Charge permanent du palier

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.18	25	4.50
Lit de sable	0.03	17	0.51
chape	0.02	20	0.40
Carrelage	0.03	20	0.60
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
G total			6.37KN/m ²

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR.B.C.2.2, et elle est la même pour la volée et le palier $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

III.3.3 Ferrailage des escaliers :

❖ Escalier de l'étage :

L'escalier est considéré comme une dalle appuyée sur deux côtés. On calcul la volée de l'étage courant. Son épaisseur « e » est : $e_p = 18\text{cm}$ (déjà calculée).

- Les charges

- La volée :

$$G = 8.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$G = 6.37 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Donc :

- $G_{volée} = 8.28 \text{ KN/ml}$
- $G_{palier} = 6.37 \text{ KN/ml}$
- $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges :

- La volée :

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.28 + 1.5 \times 2.5 = 14.93 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 8.87 + 2.5 = 10.78 \text{ KN/ml}$$

- Le palier:

$$\text{ELU : } q_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.37 + 1.5 \times 2.5 = 12.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_S = G + Q = 5.37 + 2.5 = 8.87 \text{ KN/ml}$$

III.3.4 Calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fait référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

❖ Calcul des efforts internes :

- Réactions d'appui

$$q_{u1} = 14.93 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 12.45 \text{ KN/ml}$$

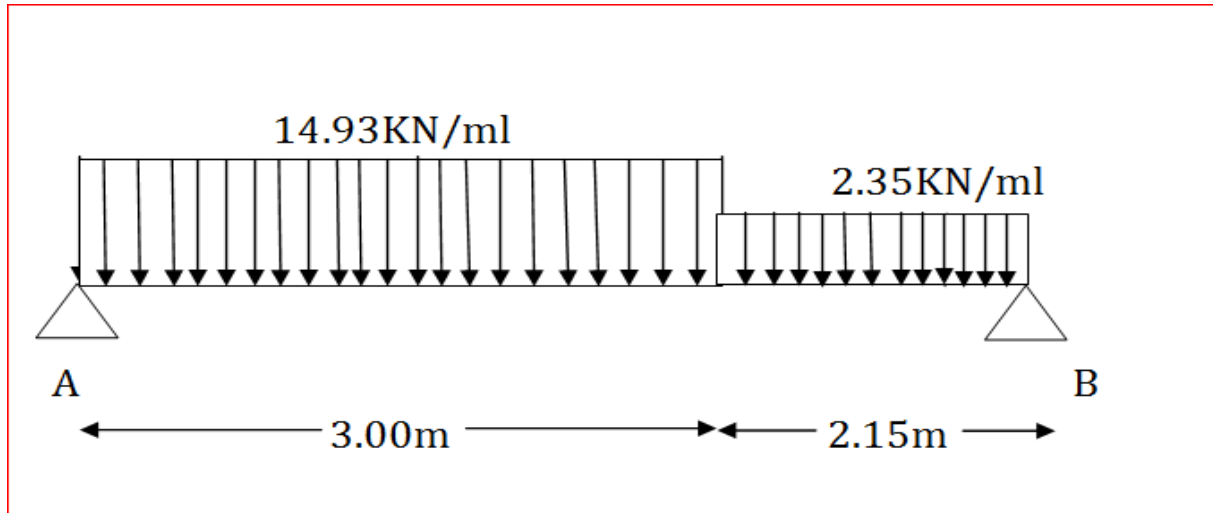


Figure III.19 : Schéma statique des volées à l'ELU.

D'après les formules de RDM :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (14.93 \times 3) + (12.35 \times 2.15) = 71.342 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 71.342 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times 5.15 = (14.93 \times 3 \times 1.5) + (12.35 \times 2.15 \times 4.075)$$

$$R_B = 34.055 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 5.15 = (14.93 \times 3 \times 3.65) + (12.35 \times 2.15 \times 1.075)$$

$$R_A = 37.286 \text{ KN}$$

$$\bullet R_B = 34.055 \text{ KN}$$

$$\bullet R_A = 37.286 \text{ KN}$$

$$\bullet R_A + R_B = 37.286 + 34.055 = 71.342 \text{ KN (verifier)}$$

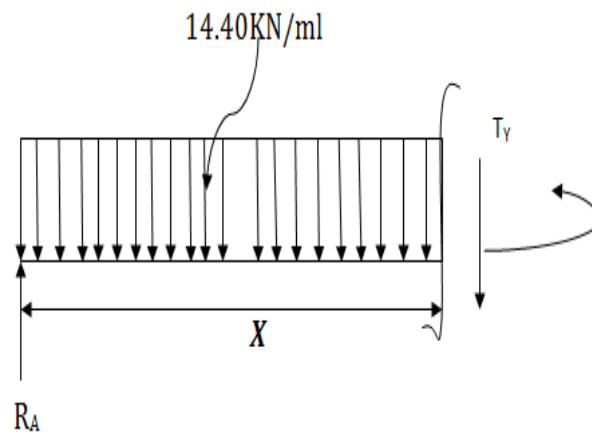
❖ Efforts tranchants et moments fléchissant :

14.40 kN/ml

$$\bullet \text{ 1er tronçon : } 0 \leq x \leq 3.00$$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

$$T(x) = -14.93X + 37.286$$

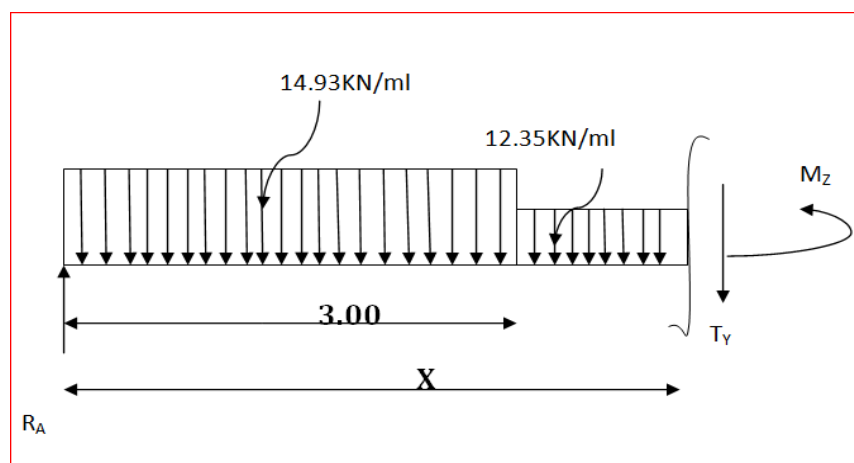


$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -7.465X^2 + 37.386X$$

X (m)	0	3.00
T _x (KN)	37.286	-7.504
M(x) (KN.m)	0	44.673

- 2^{iem} tronçon : $3.00 \leq x \leq 5.15 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - 3q_{u1} - q_{u2}(x - 3.00)$$

$$T(x) = 37.286 - 3.00 \times 14.40 - 12.35(x - 3.00)$$

$$T(x) = -12.35X + 29.546$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 3 \times (x - 1.50) - \frac{q_{u2}}{2} (x - 3)^2$$

$$M(x) = \frac{-12.35}{2} (X^2 + 9 - 6X) - 44.79X + 67.185 + 37.286 X$$

$$M(x) = -6.175 X^2 + 29.546.X + 11.612$$

X [m]	3.00	5.15
T(x) [KN]	-7.504	-34.05
M(x) [KN.m]	44.67	0.10

Calcul du moment maximal (M_{max})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 37.286 - 12.35x = 0 \rightarrow x = 3.02 \text{ m}$$

D'où $M_{max} = 46.55 \text{ KN.m}$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

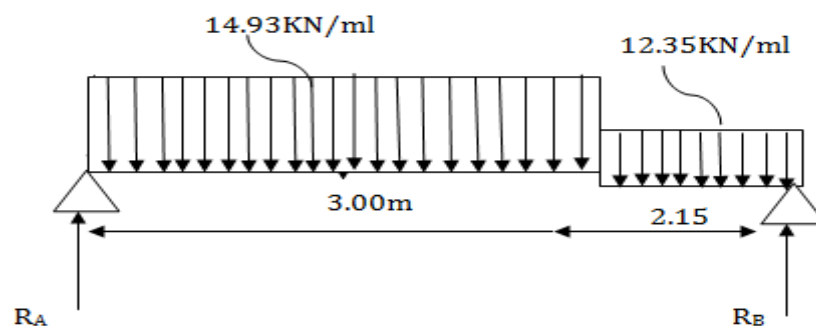
$M_A M_B$ appui : $-0.3M_{max} = -0.3 \times 46.55 = -13.967 \text{ KN.m}$.

$$M_A = -13.967 \text{ KN.m}$$

-En travée : $0.85M_{max} = 0.85 \times 46.55 = 39.56 \text{ KN.m}$.

$$M_t = 39.56 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne :



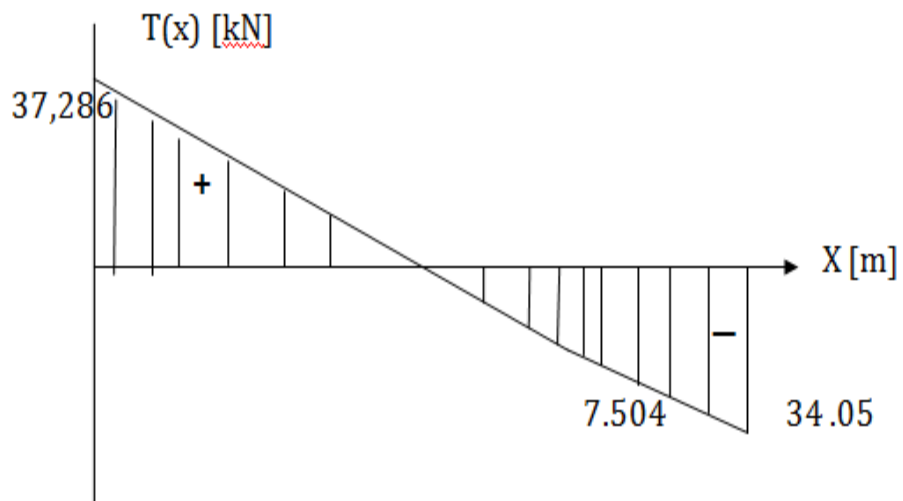


Figure III.20 : Diagramme effort tranchant à l'ELU

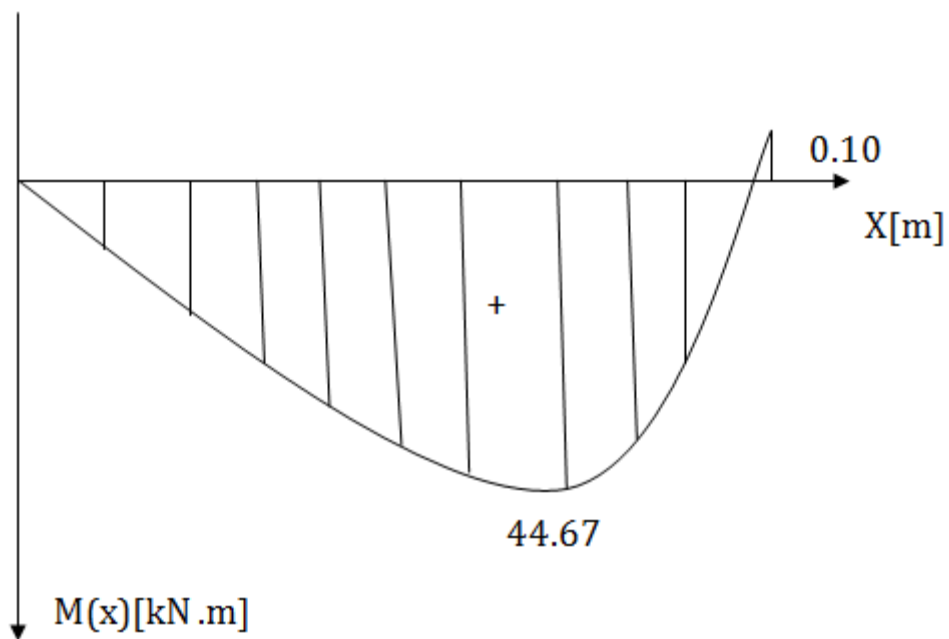


Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant

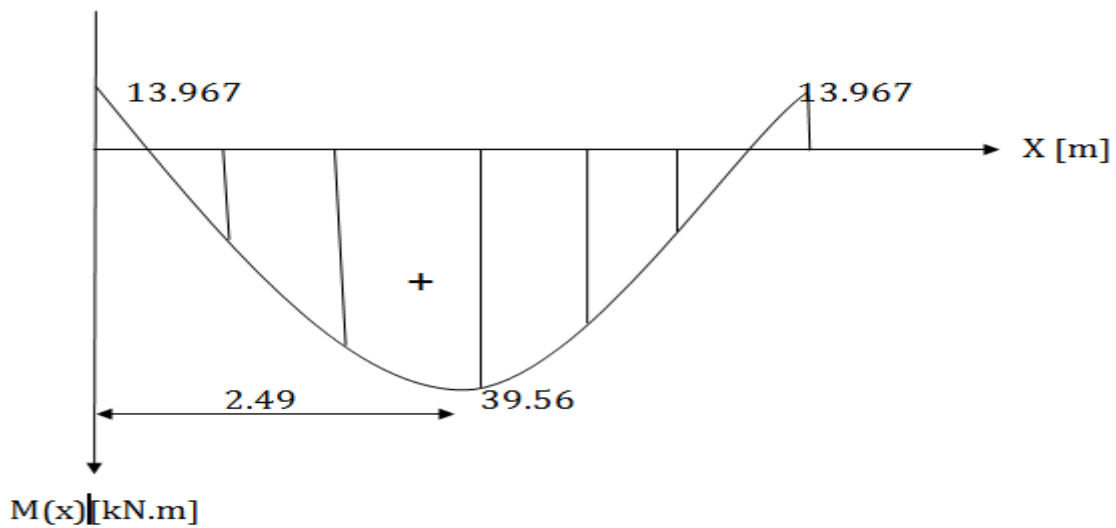


Figure III.22 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELU

III.3.5 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une bonde de **1m** de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de **18 cm**.

❖ En travée :

- Armatures principales:

$$B = 1m = 100cm$$

$$c = 2cm$$

$$d = 18 - 2 = 16cm$$

$$M_t^{max} = 39.56KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20MPa$$

$$\mu_u = \frac{39.56 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.108$$

$$0.108 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\text{tableau : } \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{39.56 \times 10^2}{0.943 \times 16 \times 34.8} = 7.53cm^2$$

$$A_{st} = 7.53cm^2 \text{ On opte pour } 5HA14 = 7.69 cm^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20 cm$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$A_r = 1.92 \text{ cm}^2$ On opte pour 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- ❖ Aux appuis :

- Armatures principales:

$$M_a^{max} = -13.967 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{13.967 \times 10^2}{100 \times 16^2 \times 1.42} = 0.038$$

0.038 < 0.392 SSA tableau : $\beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{13.967 \times 10^2}{0.981 \times 16 \times 34.8} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.55 \text{ cm}^2$ On opte pour 5HA10 = 3.92 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- Armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.98 \text{ cm}^2$ On opte pour 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.6 Vérifications à effectuer à l'ELU:

- ❖ Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.932 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- ❖ Espacement des barres : [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ Armature principale :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armature de répartition :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5\text{MPa} \right\} \end{cases} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{max} = 34.05 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{34.05 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.212\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.212\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\begin{aligned} \tau_{se} &= \frac{34.05 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.8} \\ &= 1.075\text{MPa} \quad \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8\text{mm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = 1.075\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse ce mobilisé.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Soit : **Ls = 50cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4Ls** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s$$

$$L = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3 / BAEL91)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0,9 \times 160 = 144$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 34.05 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 1000} = 0.525 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.525 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1. 3 / BAEL91)**

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{34.05 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 3.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.978 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.7 .calcul à l'ELS :

❖ Calcul des efforts internes

• Réactions d'appui

$$q_{u1} = 10.78 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 8.87 \text{ KN/m}$$

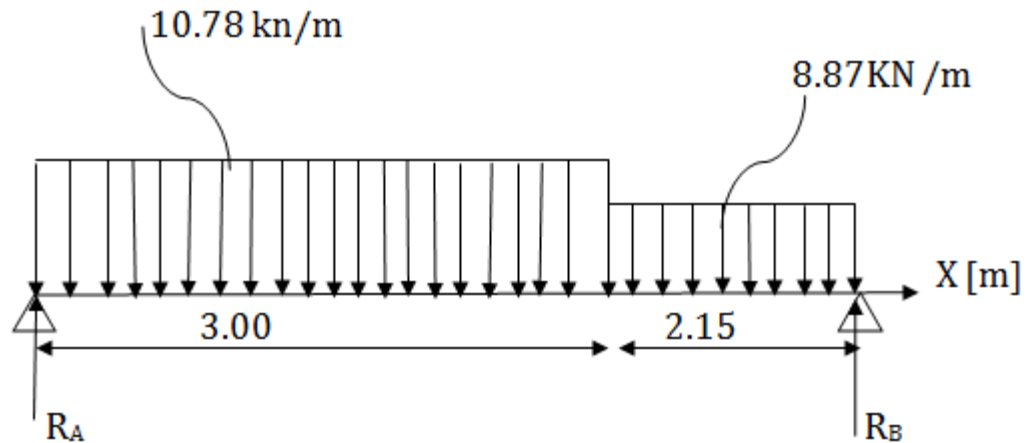


Figure III.23 : Schéma statique des volées à l'ELS.

D'après les formules de RDM : $0 \leq x \leq 3.00$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 10.78 \times 3 + 8.87 \times 2.15 = 51.41 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 51.41 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

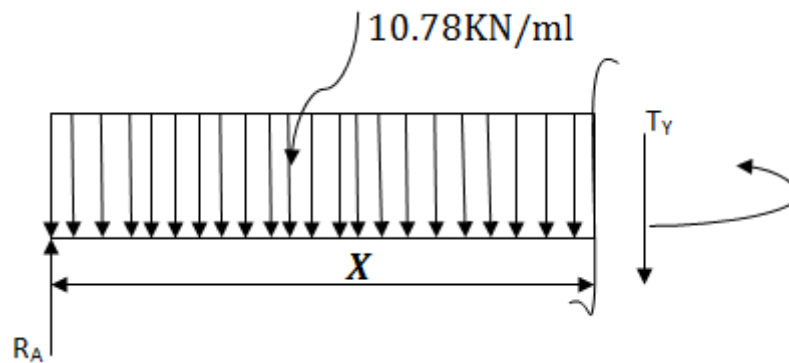
$$\sum M_A = 0 \rightarrow 5.15 R_B = 10.78 \times 3 \times 1.5 + 8.87 \times 2.15 \times 4.075$$

$$R_B = 24.509 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow 5.15 R_A = 10.78 \times 3 \times 3.65 + 8.87 \times 2.15 \times 1.075$$

$$R_A = 26.90 \text{ KN}$$

- Efforts tranchants et moments fléchissant : 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.00$



$$T(x) = R_A - q_{u1}x$$

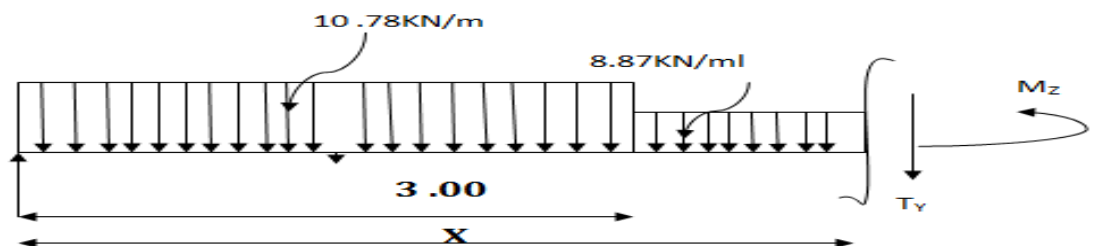
$$T(x) = -10.78 X + 26.90$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -5.39 X^2 + 26.90 X$$

X [m]	0	3.00
T(x) [KN]	26.90	-5.44
M(x) [KN.m]	0	32.19

- 2^{ème} tronçon : $3.00 \leq x \leq 5.15 \text{ m}$



$$R_A - 10.78 \times 3 - 8.87 \times (x-3) - T(x) = 0$$

$$T(x) = -8.87 X + 26.90 - 32.34 + 26.61$$

$$T(x) = -8.87 X + 21.17$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 3.00(x - 1.50) - \frac{q_{u2}}{2} (x - 3)^2$$

$$M(x) = -4.435 X^2 + 21.17 X + 8.585$$

X [m]	3.00	5.15
T (x)[kn]	- 5.44	-24.51
M(x)[KN.m]	32.19	- 0.016

Calcul du moment maximal(M_{ax})

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow 26.90 - 10.78x = 0 \rightarrow x = 2.49m$$

D'où $M_{max} = 33.56KN.m$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment au niveau des appuis et en travées.

- Aux appuis : $-0.3M_{max} = -0.3 \times 33.56 = -10.068KN.m$.

$$M_a = -10.068KN.m$$

- En travée : $0.85M_{max} = 0.85 \times 33.56 = 28.526KN.m$.

$$M_t = 7.24KN.m$$

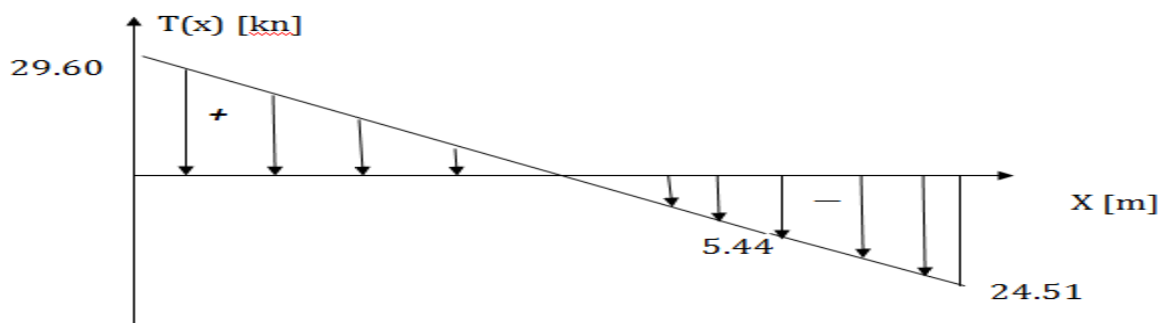


Figure III.24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

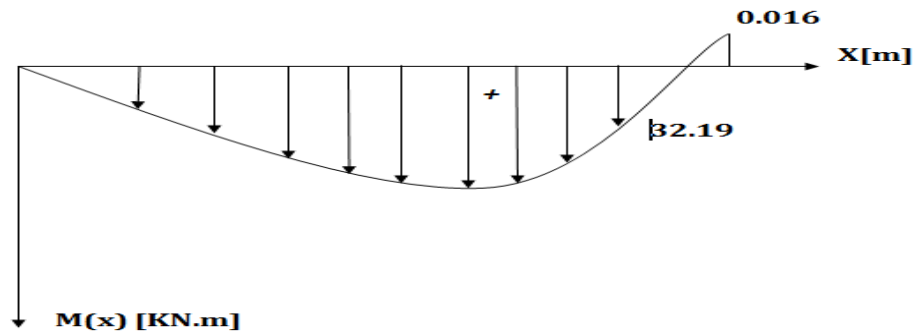


Figure III.25 :Diagramme moment fléchissant à l'ELS

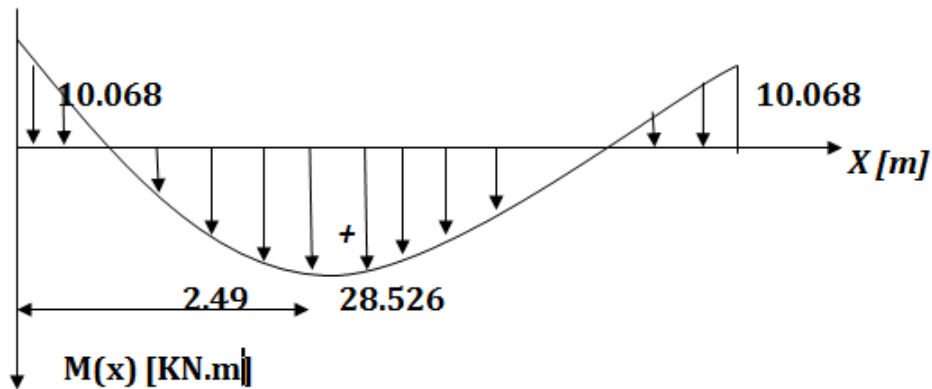


Figure III.26 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELS

III.3.8 Vérification a L'ELS

❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

- En travée :

$$M_t = 28.526 \text{ KN.m} \quad A_s = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0.481 \rightarrow \beta = 0.8951 \rightarrow K = 32.703 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{28.526 \times 10^6}{0.8951 \times 160 \times 7.69 \times 10^2} = 259.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 259.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 259.01 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{259.01}{32.703} = 7.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• En appuis :

$$M_t = -10.068 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245 \rightarrow \beta = 0.9283 \rightarrow K = 55.433 \text{ (par interpolation)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.068 \times 10^6}{0.9283 \times 160 \times 3.92 \times 10^2} = 172.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 172.92 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{215.876}{55.433} = 3.894 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.894 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

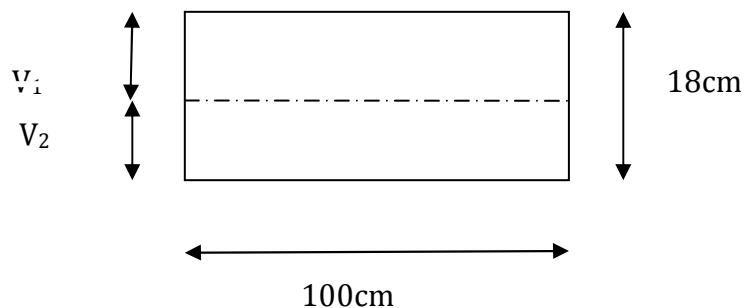
$$H = 18 \text{ cm}$$

$$L = 5.15 \text{ m}$$

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

Figure III.27 : Schéma Position du centre de gravité



❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{18}{515} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

$$\frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100 \times 16} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

Si une seule condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche

$$\bullet \quad f_v = \frac{Ml^2}{10 E_y I_v} \leq 5 \text{ mm} + \frac{L}{1000}$$

$$\bullet \quad E_y = \frac{E_i}{3}$$

$$\bullet \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28}$$

$$\bullet \quad I_v = \frac{1.1 - I_o}{1 + 0.4 \mu \lambda}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_t 28}{4 \cdot \omega \cdot \sigma_s + f_t 28}$$

$$\omega = \frac{A}{b_o \cdot d}$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + A_t \times d$$

$$\lambda i = \frac{0.05 \times f_t 28}{\omega \times (2 + 3 \cdot \frac{b_o}{b})}$$

$$I_o = \frac{b}{3} (V1^3 + V2^3) + 15 \times Ast \times (V2 - C)^2$$

$$V1 = \frac{S/xx}{Bo} ; V2 = h - V1; Bo = b \times h + 15 \times Ast$$

AN:

- $Ei = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPa}$
- $Ey = \frac{32164.195}{3} = 10721.398 \text{ MPa}$
- $\omega = \frac{7.69}{16 \times 100} = 4.80 \times 10^{-3}$ $\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 4.80 \times 10^{-3} \times 259.01 + 2.1} = 0.480$

$$\lambda i = \frac{0.05 \times ft28}{4.80 \times 10^{-3} \times (2 + 3 \times 1)} = 4.375 \text{ MPa} \quad Bo = 100 \times 18 + 15 \times 7.69 = 1915.35 \text{ Cm}^2$$

$$V1 = \frac{18045.6}{1915.35} = 9.42 \text{ Cm} \quad V2 = 18 - 9.42 = 8.58 \text{ Cm}$$

$$S/xx = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16 = 18045.6 \text{ Cm}^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} (9.42^3 + 8.58^3) + 15 \times 7.69 \times (8.58 - 2)^2 = 53911.75 \text{ cm}^4$$

$$Iv = \frac{1.1 - 53911.75}{1 + 0.480 \times 4.375} = 32229.8505 \text{ Cm}^4$$

$$fv = \frac{28.526 \times 10^3 \times (5150)^2}{10 \times 10721.398 \times 32229.8505 \times 10^4} = 0.02 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} + \frac{L}{1000}$$

$$5 + \frac{5150}{1000} = 10.15 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Aux Appuis : 4HA10 = 3.14 Cm² /ml avec un espacement de 25 cm
- En travée : 5 HA14 = 7.69 Cm²/ml avec un espacement de 20 cm

III.4 La poutre palière :

La poutre palier est destinée a supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.80m.

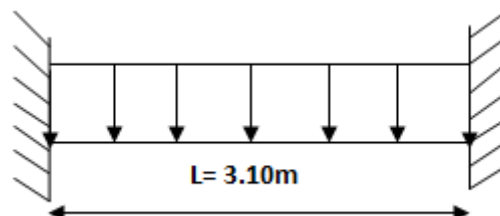


Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1 Pré dimensionnement :

la section de la poutre palière est de (20× 30).....(chapitre II)

❖ Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_P = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

La réaction du palier à l'ELU : $R_u = 34.04 \text{ KN/m}$

La réaction du palier à l'ELS : $R_s = 24.509 \text{ KN/m}$

❖ Combinaison de charge :

A l'ELU: $q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times (1.5) + 34.04 = 36.065 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS: $q_s = G + R_s = 1.5 + 24.509 = 26.009 \text{ kn/ml}$

III.4.2 Calcul à l'ELU :

❖ Calcul les efforts interne

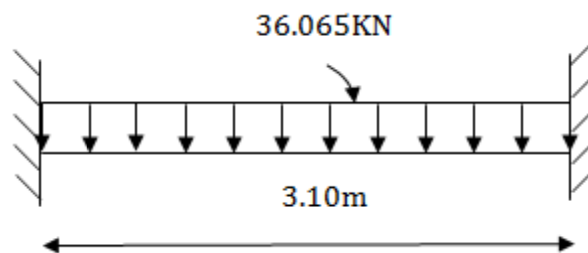


Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{36.065 \times 3.10^2}{8} = 43.305 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu \times L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{36.065 \times 3.10}{2} = 55.877 \text{ KN}$$

$$T_u = 55.877 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 43.305 = -13.00 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 43.305 = 36.809 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne :

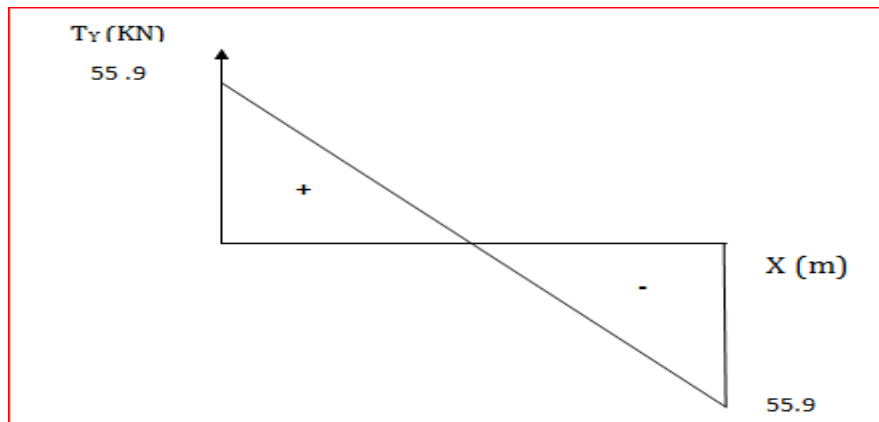


Figure III.30 : Diagramme efforts tranchants à l'ELU

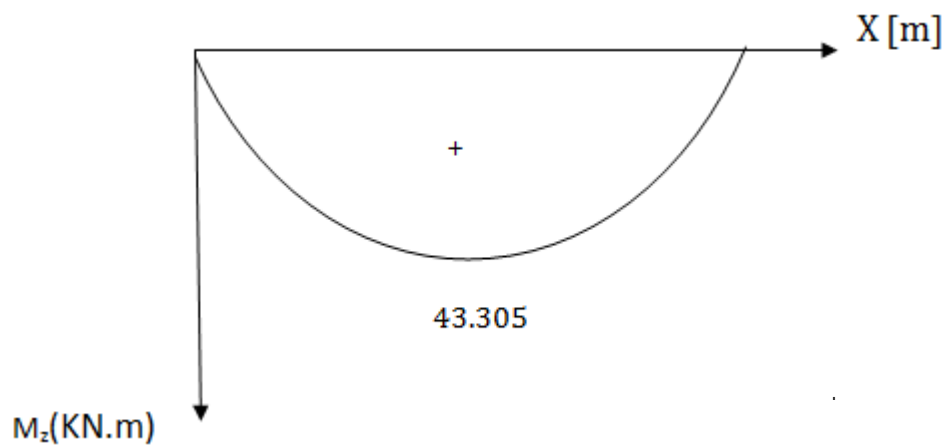


Figure III.31 : Diagramme moment fléchissant à l'ELU

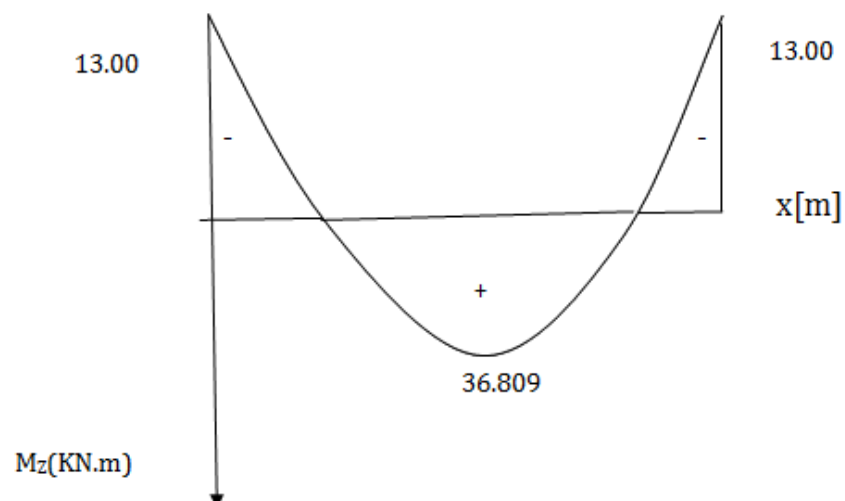


Figure III.32 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELU

❖ Calcul des armatures

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{36.809 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.166$$

$$0.166 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{tableau : } \beta = 0.909$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{36.809 \times 10^2}{0.909 \times 28 \times 34.8} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.15 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_a^{max} = 13.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{13 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.058$$

$$0.058 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{tableau : } \beta = 0.970$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{13 \times 10^2}{0.970 \times 28 \times 34.8} = 1.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.375 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

III.4.3 Vérifications à effectuer à l'ELU:

❖ Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)**

On doit vérifier :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \end{cases} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{max} = 55.9 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{51.9 \times 10^3}{280 \times 200} = 0.926 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.926 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

- Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 55.9 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 200} = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{55.9 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min a \text{ ancre}} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\tau_{se} = \frac{55,9 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

1. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

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

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

$$L = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III.4.4 Calcul des armatures transversales :

❖ Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{200}{10} \right\} = \min \{8.57; 12; 20\} = 8mm \text{ soit } \emptyset = 8mm$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversales :

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1.22/BAEL91) :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40 cm\}$$

$$S_t \leq \min \{25.2; 40 cm\} = 25.2cm$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversaux: (Art 7.5.2.2/RPA2003)

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right\} = \min \{7.5; 16.8; 30\} = 7.5cm$$

On prend : $S_t = 7cm$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15cm$$

On prend : $S_t = 15cm$

Selon le RPA 99 la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9cm^2$$

$$A_t = 2,01 cm^2$$

$$A_t^{min} = 0.9cm^2 \leq A_t = 2.01cm^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

III.4.5 Vérification à L'ELS :

❖ Calcul les efforts interne

$$q_s = 26.009KN/ml$$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{26.009 \times 3.10^2}{8} = 31.24KN.m$$

$$M_0 = 31.24KN.m$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{26.009 \times 3.10}{2} = 40.31 \text{ KN}$$

$$T_u = 40.31 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 31.24 = -9.372 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 31.24 = 26.554 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne :

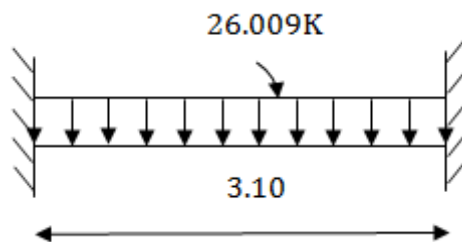


Figure III.33 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

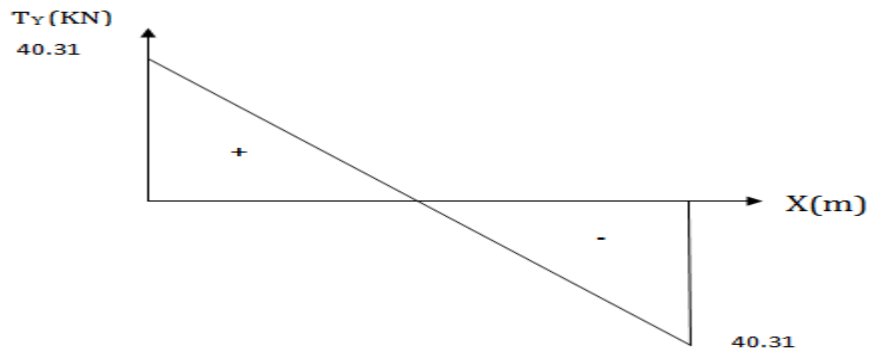


Figure III.34 : Diagramme efforts tranchants à l'ELS

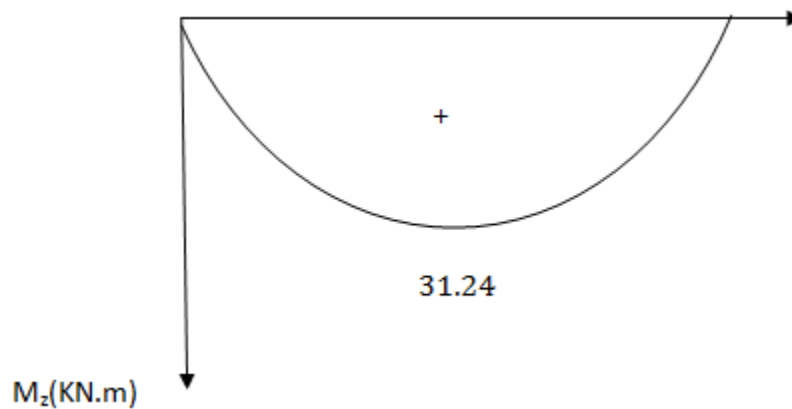


Figure III.35 : Diagramme moment fléchissant à l'ELS

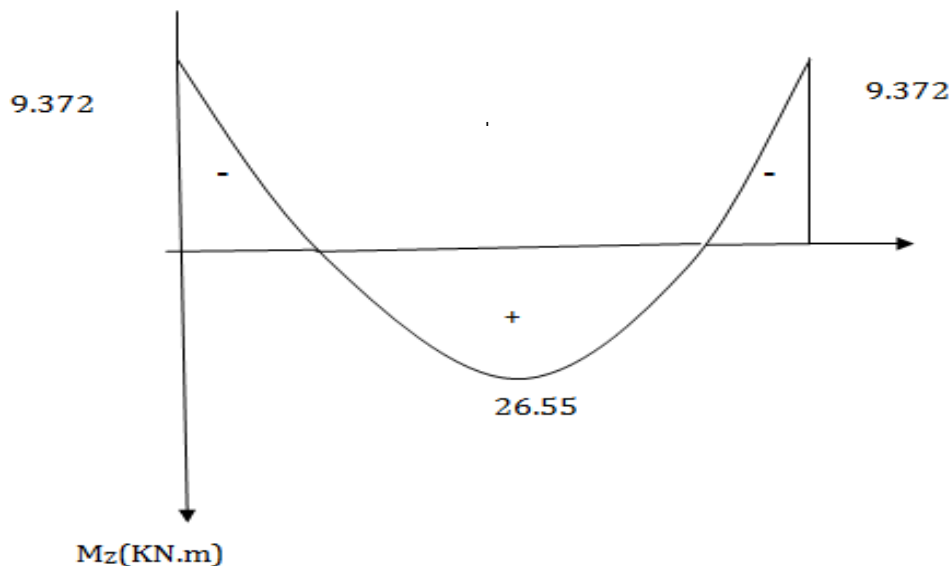


Figure III.36 : Diagramme des moments en tenant compte des semi-encastres à l'ELS

❖ Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

- Vérification des contraintes dans l'acier :
- En travée :

$$M_t = 26.55 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0.807 \rightarrow \beta = 0.8714 \rightarrow K = 23.891 \quad (\text{Par interpolation})$$

$$\sigma_{st} = \frac{26.55 \times 10^6}{0.8714 \times 280 \times 4.52 \times 10^2} = 240.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 240.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 240.74 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En appuis :

$$M_t = 9.372 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606 \rightarrow \beta = 0.885 \rightarrow K = 28.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.372 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 111.565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 111.565 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 111.565 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

- En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{240.74}{23.891} = 10.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{111.565}{28.48} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

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

$$L = 3.10 \text{ m}$$

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

❖ Vérification :

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{26.55}{10 \times 31.24} = 0.084 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{20 \times 28} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.4.6 Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- Armature longitudinales
3HA14 en travée
3HA14 en appuis
- Armature transversales
1 cadre et un étrier en HA8

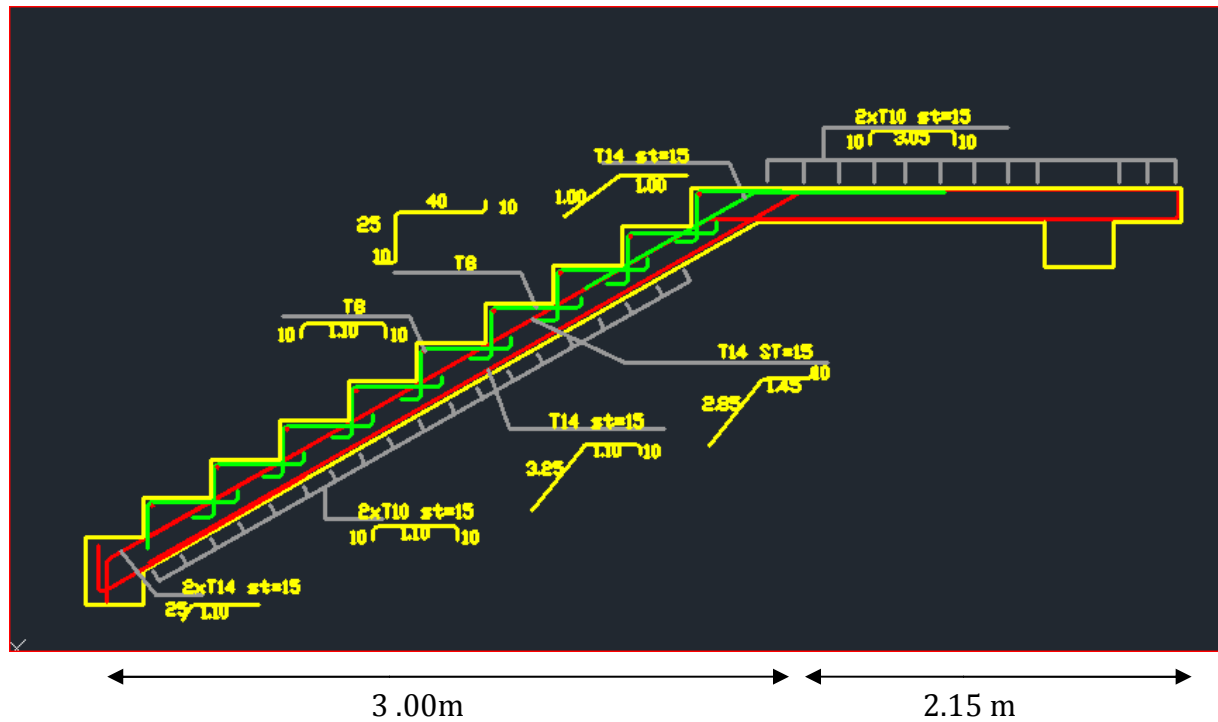


Figure III.37 : Ferrailage des escalier

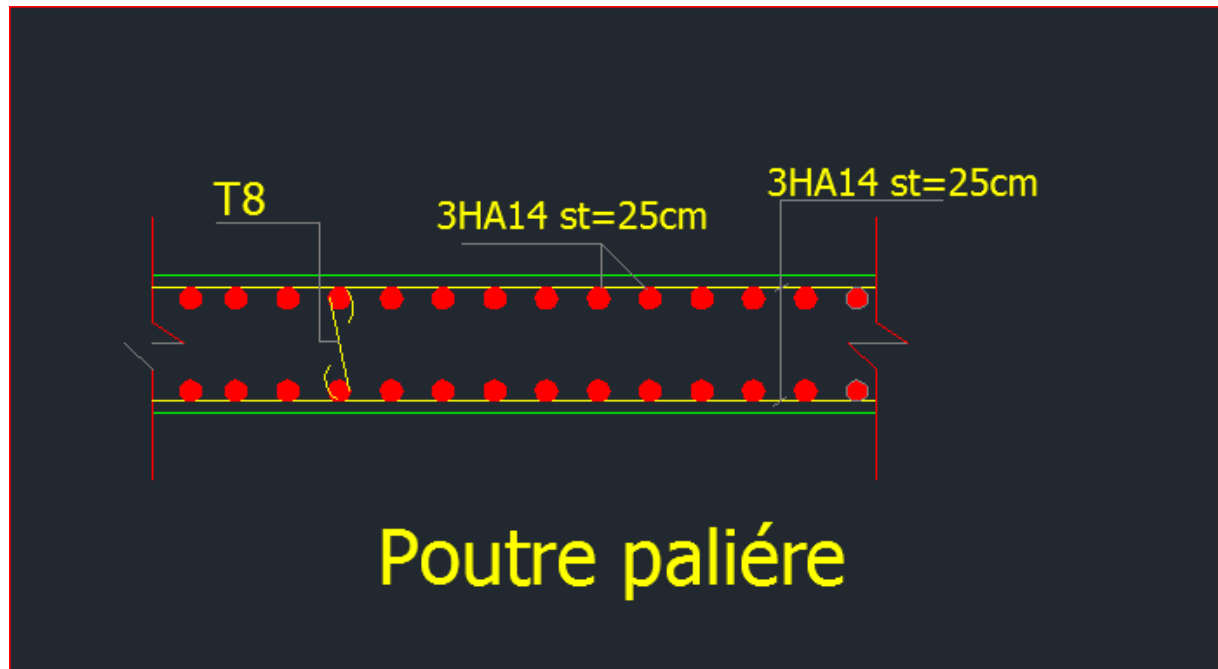


Figure III.38 : Ferrailage de la poutre palière

III.5 Les séchoirs

III.5.1 Introduction :

❖ Etude de la dalle pleine :

Les portes à faux sont calculés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 0.7 \text{ m}$;
- longueur $l = 3 \text{ m}$;
- un garde de corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique cruse de 10 cm d'épaisseur et de d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

Avec :

Q : surcharge du garde-corps

G_1 : charge permanente du garde-corps

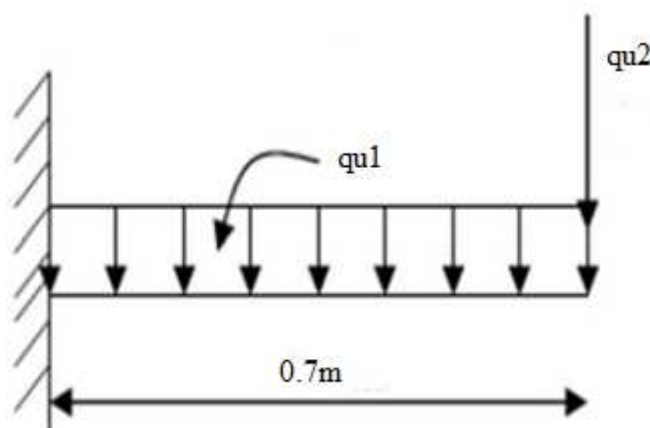


Figure III.39 : Coupe transversale du séchoir.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée par la condition de résistance à la flexion :

On prend $e = 15 \text{ cm}$ (déterminée dans le chapitre II)

III.5.2 Détermination des sollicitations :❖ **Charges permanentes de la dalle :**❖ **Tableau III-14 : Charge permanentes de la dalle**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
	Charge permanente totale			G_t =5.11

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

Poids propre du balcon : $G=5.11 \times 1 = 5,11$ kN / ml.

Poids du garde-corps :

P garde corps = poids de la brique creuse + 2(poids de l'enduit en ciment)

P garde corps = $(0.9 + (2 \times 0.2)) \times 1\text{m} = 1.3$ kN/ml

• **Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 1 = 3.5$ kN /ml.

❖ **Combinaisons des charges :**• **A l'ELU :**

Charge uniforme : $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.11 + 1.5 \times 3.5 = 12.148$ kN / ml

Charge concentrée : $q_{u2} = 1.35 \times 1.3 = 1.755$ kN /ml

• **A l'ELS :**

Charge uniforme : $q_{s1} = G + Q = 5.11 + 3.5 = 8.61$ kN / ml

Charge concentrée : $q_{s2} = g = 1.3$ kN /ml

III.5.3 Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

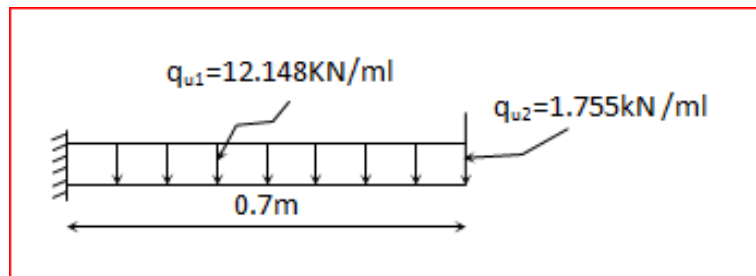


Figure III.40 : Schéma statique de calcul du séchoir à L'ELU

❖ Calcul des efforts internes :

• Calcul de moment fléchissant :

-le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{12.148 \times 0.70^2}{2} = 2.976 \text{ kN.m}$$

-le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 1.755 \times 0.7 = 1.228 \text{ kN.m}$$

le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 2.976 + 1.228 = 4.204 \text{ kN.m}$

$$M_u = 4.204 \text{ kN.m}$$

• Calcul Effort tranchant :

L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$$T_{qu1} = q_{u1} l = 12.148 \times 0.7 = 8.503 \text{ kN}$$

L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qu2} = q_{u2} = 1.3 \text{ kN}$$

L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 8.503 + 1.3 = 9.803 \text{ kN}$$

$$T_u = 9.803 \text{ kN}$$

❖ Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.

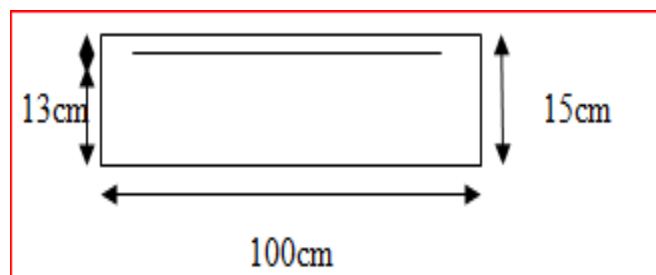


Figure III.41: Schéma statique de calcul

• Armatures principales :

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

$$d=h-c=15-2=13\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.204 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.488 \times 10^6}{0.991 \times 130 \times 348} = 100.1 \text{ mm}^2 = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement : S_t = 100/4 = 25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.785 \text{ cm}^2}$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25cm

III.5.4 Vérification à l'ELU :

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91) [1] :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91) [1] :**

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{9.803 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.075 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ❖ **Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art 6.1, 3/BAEL 91) [1] :**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\Sigma \mu_i = n. \pi. \varphi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.803 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.667 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Vérification de l'écartement des barres : (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42) [1]**

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Armatures de répartition :** $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91 / Art 6.1 ,221) [1]**

. Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.5.3. Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 9.01 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1.62 \text{ kN/ml}$$

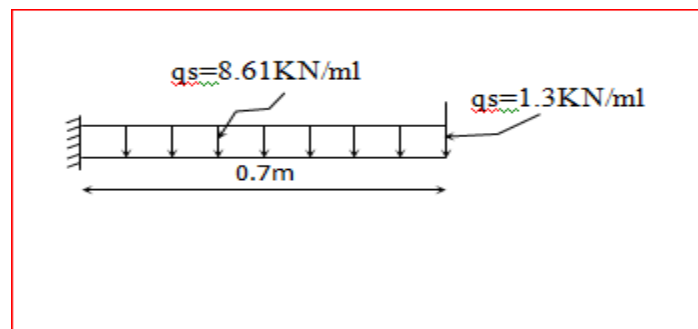


Figure III.42: Schéma statique de calcul de balcon à l'ELS

❖ **Calcul des efforts internes :**

- **Le moment :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} x l^2}{2} + q_{s2} x l \right) = \left(\frac{8.61 \times 0.70^2}{2} + 1.3 \times 0.70 \right) = 3.019 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3.019 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 8.61 \times 0.7 + 1.3 = 7.327 \text{ kN}$$

$$V_s = 7.327 \text{ KN}$$

III.5.5 Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5, 2/ BAEL 91) [1]

- Contrainte dans l'acier :

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.019 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 80.302 \text{ MPa}$$

$$80.302 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{80.302}{48.29} = 1.662 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f t 28}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 80.302 \text{ MPa (D'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99) :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1) $\frac{h}{l} \frac{1}{16} \geq \frac{15}{70} = 0.214 > 0.0625$ condition vérifiée
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{70} = 0.214 < \frac{3.019}{10 \times 0.91} = 0.331$ condition non vérifiée
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ condition vérifiée

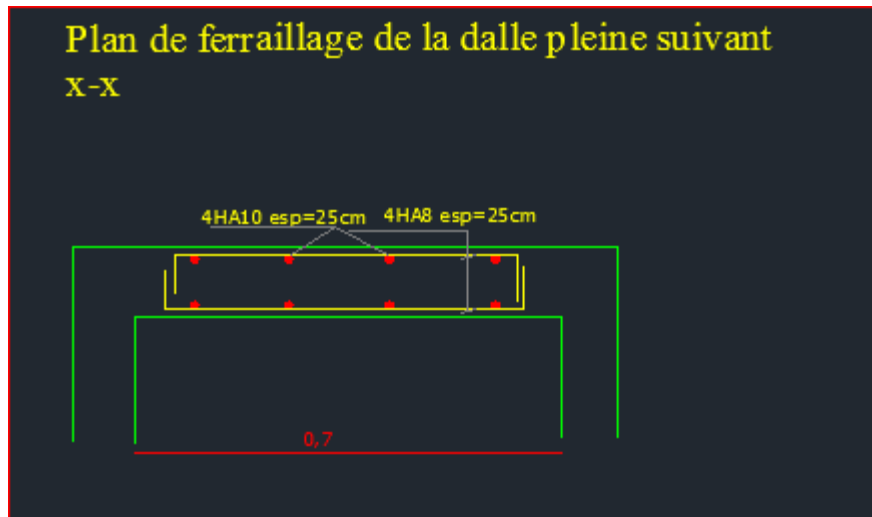


Figure III.43 : Ferrailage du séchoir

III.6 La poutre de chaînage :

III.6.1 Introduction :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.2 Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

❖ La hauteur h_t :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

❖ La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Sachant que $L = 340 - 25 = 315$ cm

$$\frac{L}{15} = \frac{315}{15} = 21 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \frac{L}{10} = \frac{315}{10} = 31.5 \text{ cm}$$

Ce qui donne $21 \leq h_t \leq 31.5$

- On prend : $h_t = 30$ cm.

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 \text{ ht} = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 \text{ ht} = 21 \text{ cm}$$

- On prend : $b = 20 \text{ cm}$.

❖ **Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1)[3].**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ ht = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

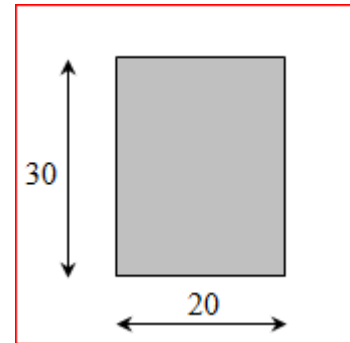


Figure III.44 : Dimensions de la poutre chaînage

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.6.3 Détermination des charges et surcharges :

❖ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,2 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN / ml}$.
- Poids propre du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = 2,67 \times 1 \text{ ml} = 2,67 \text{ KN / ml}$.
- Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5,11 \times \frac{0,65}{2} = 1,66 \text{ KN / ml}$.

$$G_t = 5,83 \text{ KN/ml}$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaisons des charges :**

❖ **ELU :** $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,83 + 1,5 \times 0,49 = 8,31 \text{ KN/ml}$.

❖ **ELS :** $q_s = G + Q = 5,83 + 0,49 = 6,32 \text{ KN/ml}$.

III.6.4 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

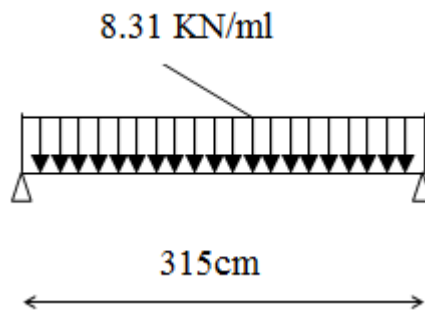


Figure III.45 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

❖ Calcul des efforts internes :

• Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{8.31 \times 3.15^2}{8} = 10.3 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis comprendrons des coefficients 0,85 et 0,3 :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 10.3 = 8.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 10.3 = -3.09 \text{ KN.m}$$

• Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{8.31 \times 3.15}{2} = 13.088 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = 13.088 - 8.31 x \quad \text{Pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(x) = 13.088 \text{ KN} \\ x = 3.15 \text{ m} \Rightarrow T(x) = -13.088 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

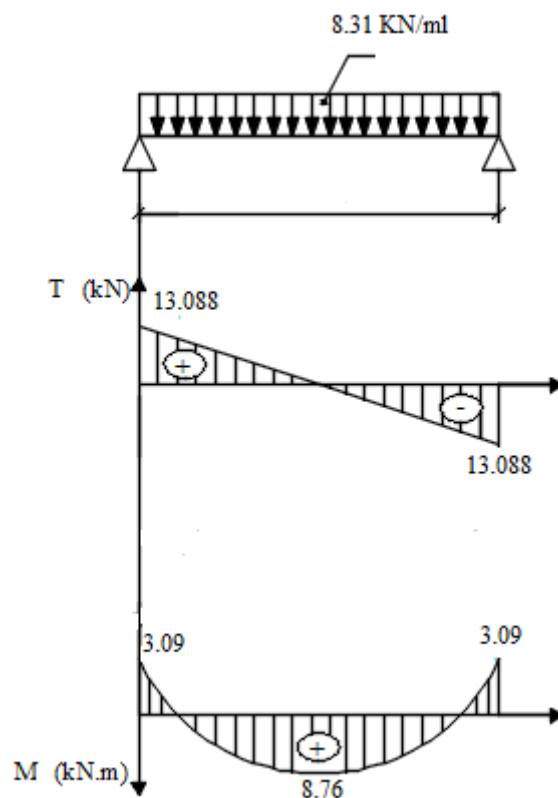


Figure III.46 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

b = 20 cm. c = 2 cm, d = 27 cm.

• En travée :

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

$$\mu = \frac{8.76 \times 10^3}{20 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{8.76 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 0.952 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3.39 cm²

- **Aux appuis :**

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

$$\mu = \frac{3.09 \times 10^3}{20 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{3.09 \times 10^3}{0,993 \times 27 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3.39 cm²

III.6.5 Vérification à l'ELU:

- ❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)[1] :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2 < (A_t = A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211)[1] :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{13.088 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.242 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,242 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- ❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) [1] :

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 13.088 \text{ KN} \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 324 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 321) [1] :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(13.088 \times 10^3 + \frac{-3.09 \times 10^6}{0,9 \times 270} \right) = 1.069 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)[1] :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{13.088 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113.04} = 0,476 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0,476 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 221)[1] :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement l_s est égale à :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 4232 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 15 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) [1]:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{20}{10} = 2; 1 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 3HA10=2.35 cm²

❖ **Espacement d'un cadre : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 22) [1] :**

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = \min(24,3; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } s_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) [1] :**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,2 \times 400}{20 \times 20} = 1,2 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) [3] :**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

$$\text{Soit } S_t = 7,5 \text{ cm}$$

- En zone courante (travée) :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Donc on prend $S_t = 15\text{cm}$

- ❖ Quantité d'armatures transversales minimales (RPA version 2003(Art7.5.2.2) [3] :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.6 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 10.93 \text{ KN/m}$$

- ❖ Calcul des efforts internes :

- ❖ Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 6.32 \times \frac{3,15}{2} = 9.95 \text{ KN}$$

- ❖ Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 6.32 \times \frac{3,15^2}{8} = 7.838 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- ❖ Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 7.838 = -2.35 \text{ KN.m}$$

- ❖ En travée:

$$M_t = 0,85 \times 7.838 = 6.66 \text{ KN.m}$$

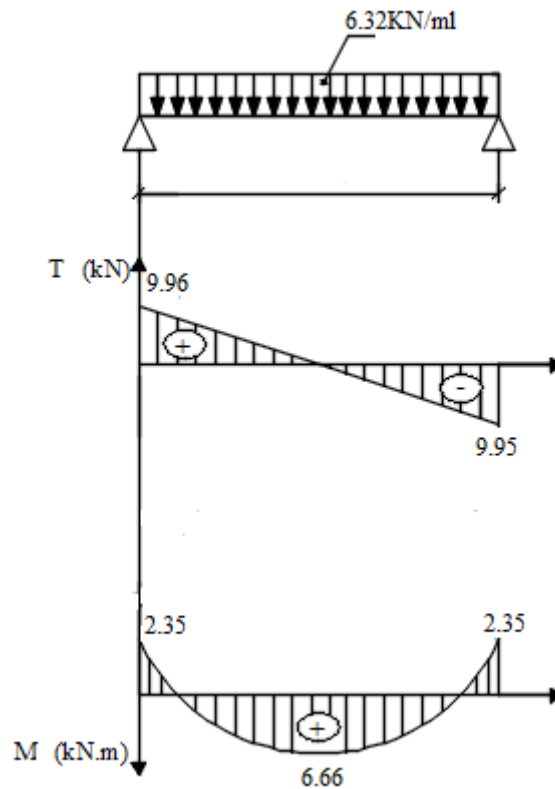


Figure. III.47 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

❖ vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 / Art. A.4.5, 2) [1]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ Aux appuis :

$M_a = -2.35 \text{ kN.m}$ et $A_a = \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0,29$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2.35 \times 10^6}{0,915 \times 270 \times 339} = 60.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{60.57}{43.82} = 1.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

❖ En travée :

$M_s = 6.66 \text{ kN.m}$ et $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 1.57}{20 \times 27} = 0.29$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{6.66 \times 10^6}{0.915 \times 270 \times 157} = 171.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{171.7}{43.82} = 3.9 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33] [1] :**

- La fissuration est préjudiciable

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 171.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] [1] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{315} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{6.66}{10 \times 7.838} = 0.08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1.57}{20 \times 27} = 0.0029 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.7 Conclusion:

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armature principales : 3HA12
- ❖ Armature de répartition : 3HA10

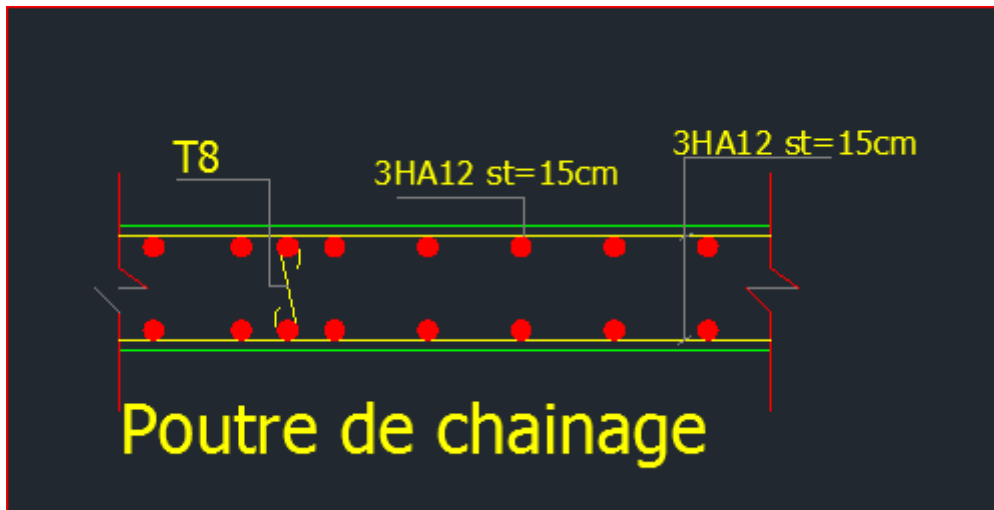


Figure III.48 : Ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre IV

Etude du contreventement

IV. Etude du contreventement

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

❖ **Le contreventement peut être assuré par :**

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.

- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Les cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer les rigidités des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer.

IV.2 Calcul des rigidités des portiques :

❖ Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

❖ Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

❖ **Identification des paramètres :**

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

- **Poteaux :** $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.
 $\bar{h}$: Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

- **Poutres :** $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées. $\bar{L}$: Longueur entre nus des poutres. h_{poutre} : Hauteur des poutres. $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

IV.2.1 Rigidités linéaires des poteaux :

Tableau IV.1 : Rigidités des poteaux carrés dans le sens transversal et longitudinal

	h_0	H(cm)	h_p	$\bar{h}$ (cm)	e_{pot}	h_c	L
Sous sol	40*40	480	35	445	40	465	458.78
R.D.C		480	35	445	40	465	458.78
1 ^{er} étage		360	35	325	40	345	618.35
2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	35* 35	360	35	325	35	342.5	365.11
5 ^{eme} étage	30*30	360	35	325	30	340	198.52

IV.2.2 Rigidités linéaires des poutres :

Tableau IV.2 : rigidités des poutres suivant y-y

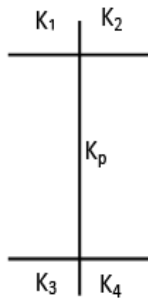
N.V	Travée	b*h	I	L ₀	e _{pot}	L	h poutre	L _c	L _{poutre}
Sous sol	1 - 2	25*35	89322.916	3.35	40	285	35	302.5	295.282
	2 - 3			4.25		385		402.5	221.92
	3 - 4			2.80		240		257.5	346.885
	4 - 5			4.25		385		402.5	221.92
	5 - 6			3.25		285		302.5	295.282
R.D.C et 1 ^{ère} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.35	40	285	35	302.5	295.282
	2 - 3			4.25		385		402.5	221.92
	3 - 4			2.80		240		257.5	346.885
	4 - 5			4.25		385		402.5	221.92
	5 - 6			3.25		285		302.5	295.282
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.35	35	290	35	307.5	290.481
	2 - 3			4.25		390		407.5	219.197
	3 - 4			2.80		245		262.5	340.277
	4 - 5			4.25		390		407.5	219.197
	5 - 6			3.25		290		307.5	290.481
5 ^{ème} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.35	30	295	35	312.5	285.833
	2 - 3			4.25		395		412.5	216.197
	3 - 4			2.80		250		267.5	333.917
	4 - 5			4.25		395		412.5	216.540
	5 - 6			3.25		295		312.5	285.833

Tableau IV.3 : Rigidité des poutres dans le sens X-X

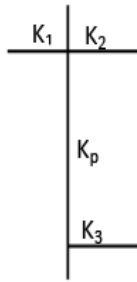
N.V	Travée	b*h	I	L ₀	e _{pot}	L	h poutre	L _c	k poutre
Sous sol	1 - 2	25*35	89322.916	3.00	40	260	35	277.5	321.884
	2 - 3			3.40		300		317.5	281.332
	3 - 4			3.40		300		317.5	281.332
	4 - 5			3.30		290		307.5	290.481
	5 - 6			3.40		300		317.5	281.332
	6 - 7			3.30		290		307.5	290.481
	7 - 8			3.40		300		317.5	281.332
	8 - 9			3.40		300		317.5	281.332
	9 - 10			3.00		260		277.5	321.884
R.D.C et 1 ^{ère} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.00	40	260	35	277.5	321.884
	2 - 3			3.40		300		317.5	281.332
	3 - 4			3.40		300		317.5	281.332
	4 - 5			3.30		290		307.5	290.481
	5 - 6			3.40		300		317.5	281.332
	6 - 7			3.30		290		307.5	290.481
	7 - 8			3.40		300		317.5	281.332
	8 - 9			3.40		300		317.5	281.332
	9 - 10			3.00		260		277.5	321.884
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.00	35	265	35	282.5	316.187
	2 - 3			3.40		305		322.5	276.970
	3 - 4			3.40		305		322.5	276.970
	4 - 5			3.30		295		312.5	285.833
	5 - 6			3.40		305		322.5	276.970
	6 - 7			3.30		295		312.5	285.833
	7 - 8			3.40		305		322.5	276.970
	8 - 9			3.40		305		322.5	276.970
	9 - 10			3.00		265		282.5	316.187
5 ^{ème} étage	1 - 2	25*35	89322.916	3.00	30	270	35	287.5	310.688
	2 - 3			3.40		310		327.5	272.741
	3 - 4			3.40		310		327.5	272.741
	4 - 5			3.30		300		317.5	281.332
	5 - 6			3.40		310		327.5	272.741
	6 - 7			3.30		300		317.5	281.332
	7 - 8			3.40		310		327.5	272.741
	8 - 9			3.40		310		327.5	272.741
	9 - 10			3.00		270		287.5	310.688

❖ Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

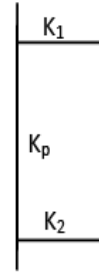
Cas d'étage courant :
$$K = \frac{\sum K_i (poutresup + poutreinf)}{2K_{poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



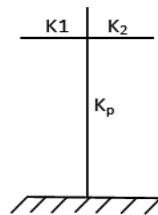
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



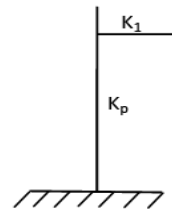
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

- Cas du RDC

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres sup}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

❖ Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

Niveau courant : $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

IV.3 Rigidités linéaires des Portique:

IV.3.1 Rigidités des Portique dans le sens transversal et longitudinal :

Tableau IV.4 : Rigidités des Portique Suivant y-y

N.V	Travée	k poutre	Poteau	k poteau	$\bar{k}$	aj	E (Mpa)	hc (cm ³)	rj	R _x ^d
Sous sol	1 - 2	295.282	1 - 2	485.78	0.607	0.424	32164.2	465	367.67	2489.55
	2 - 3	221.92	2 - 3		1.064	0.510			442.24	
	3 - 4	346.885	3 - 4		1.778	0.602			522.02	
	4 - 5	221.282	4 - 5		2.234	0.645			559.303	
	5 - 6	295.282	5 - 6		2.8421	0.690			598.324	
R.D.C	1 - 2	295.28	1 - 2	485.78	0.607	0.424	32164.2	465	367.67	2489.55
	2 - 3	221.92	2 - 3		1.064	0.510			442.24	
	3 - 4	346.885	3 - 4		1.778	0.602			522.02	
	4 - 5	221.92	4 - 5		2.234	0.645			559.303	
	5 - 6	295.28	5 - 6		2.8421	0.690			598.324	
1 ^{er} étage	1 - 2	295.28	1 - 2	618.35	0.477	0.3945	32164.2	345	718.037	5695.86
	2 - 3	221.92	2 - 3		0.836	0.4711			944.633	
	3 - 4	346.885	3 - 4		1.3974	0.5584			1119.68	
	4 - 5	221.92	4 - 5		1.756	0.608			1219.14	
	5 - 6	295.282	5 - 6		2.2338	0.845			1694.36	
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1 - 2	290.481	1 - 2	365.11	0.397	0.1656	32164.2	342.5	198.937	2037.529
	2 - 3	219.197	2 - 3		0.697	0.2584			310.419	
	3 - 4	340.277	3 - 4		1.163	0.3676			441.603	
	4 - 5	219.197	4 - 5		1.464	0.4226			507.657	
	5 - 6	290.481	5 - 6		1.861	0.4819			578.913	
5 ^{ème} étage	1 - 2	285.833	1 - 2	198.52	0.719	0.264	32164.2	340	174.986	1563.67
	2 - 3	216.540	2 - 3		1.265	0.387			256.514	
	3 - 4	333.917	3 - 4		2.106	0.512			339.367	
	4 - 5	216.540	4 - 5		2.651	0.569			377.148	
	5 - 6	285.833	5 - 6		3.371	0.627			415.592	

Tableau IV.5 : Rigidités des Portique Suivant X-X

Niveau	Travées	k_{poutre} (m^3)	poteau	k_p	$\bar{k}$	a_i	E	hc	r_j	RIP
R.D.C	1 - 2	321.884	1 - 2	458.78	0.7016	0.444	32164.20	465	363.609	4986.527
	2 - 3	281.332	2 - 3		1.3148	0.547			447.960	
	3 - 4	281.332	3 - 4		1.9280	0.618			506.105	
	4 - 5	290.481	4 - 5		2.5612	0.671			549.509	
	5 - 6	281.332	5 - 6		3.1744	0.710			581.448	
	6 - 7	290.481	6 - 7		3.8075	0.741			606.835	
	7 - 8	281.332	7 - 8		4.4207	0.766			627.308	
	8 - 9	281.332	8 - 9		5.0346	0.786			643.687	
	9 - 10	321.884	9 - 10		5.7356	0.806			660.066	
1 ^{er} étage	1 - 2	321.884	1 - 2	618.35	0.5205	0.404	32164.20	345	810.086	11295.093
	2 - 3	281.332	2 - 3		0.9755	0.495			992.556	
	3 - 4	281.332	3 - 4		1.4304	0.562			1126.902	
	4 - 5	290.481	4 - 5		1.900	0.615			1233.176	
	5 - 6	281.332	5 - 6		2.355	0.655			1313.383	
	6 - 7	290.481	6 - 7		2.825	0.689			1381.558	
	7 - 8	281.332	7 - 8		3.279	0.715			1433.693	
	8 - 9	281.332	8 - 9		3.734	0.738			1479.811	
	9 - 10	321.884	9 - 10		4.255	0.760			1523.925	
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	1 - 2	316,187	1 - 2	365,11	0,433	0.177	32164,20	342,5	212,632	4971,03
	2 - 3	276,970	2 - 3		0,812	0.288			345,978	
	3 - 4	276,970	3 - 4		1,191	0.373			448,090	
	4 - 5	285,833	4 - 5		1,583	0.441			529,779	
	5 - 6	276,970	5 - 6		1,962	0.495			594,709	
	6 - 7	285,833	6 - 7		2,353	0.540			648,709	
	7 - 8	276,970	7 - 8		2,733	0.577			693,158	
	8 - 9	276,970	8 - 9		3,112	0.680			730,398	
	9 - 10	316,187	9 - 10		3,545	0.636			767,639	
5 ^{ème} étage	1 - 2	310,688	1 - 2	198,52	0,7825	0,281	32164,20	340	186,254	3540,156
	2 - 3	272,741	2 - 3		1,4694	0,423			280,375	
	3 - 4	272,741	3 - 4		2,1563	0,518			343,344	
	4 - 5	281,332	4 - 5		2,846	0,588			389,742	
	5 - 6	272,741	5 - 6		3,551	0,639			423,546	
	6 - 7	281,332	6 - 7		4,260	0,680			450,722	
	7 - 8	272,741	7 - 8		4,947	0,712			471,933	
	8 - 9	272,741	8 - 9		5,634	0,738			489,166	
	9 - 10	310,688	9 - 10		6,4168	0,762			505,074	

IV.4 Calcul des rigidités des voiles par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$ Niveau RDC : * Poteau encastré à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$ * Poteau articulé à sa base: $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

hc : hauteur du poteau calculé.

Ei : module de déformation du béton= **32164.2 MPa**

Ip : Inertie du poteau.

$R_{ix} = \sum rij \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{iy} = \sum rij \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

IV.4.1 Calcul des rigidités des voiles :

Tableau IV.6 : Rigidités des voiles Suivant y-y

N.V	Les voiles	e (c)	L (c)	Iy	E	hc	rx	Rx
S.S et RDC	VL ₁	20	180	9720000	32164,20	408	55238,232	422025,022
	VL ₂	20	290	40648333,33			231002,273	
	VL ₃	20	80	853333,33			4849,447	
	VL ₄	20	240	23040000			130935,07	
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	VL ₁	20	180	9720000	32164,20	306	130935,07	1000355,606
	VL ₂	20	290	40648333,33			547560,94	
	VL ₃	20	80	853333,33			11494,958	
	VL ₄	20	240	23040000			310364,611	

Tableau IV.7 : Rigidités des voiles Suivant X-X

N.V	Les voiles	e	L	Iy	E	hc	rx	Rx
S.S et RDC	VL ₁	20	180	9720000	32164,20	408	55238,232	422025,022
	VL ₂	20	290	40648333,33			231002,273	
	VL ₃	20	80	853333,33			4849,447	
	VL ₄	20	240	23040000			130935,07	
1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	VL ₁	20	180	9720000	32164,20	306	130935,07	1000355,606
	VL ₂	20	290	40648333,33			547560,94	
	VL ₃	20	80	853333,33			11494,958	
	VL ₄	20	240	23040000			310364,611	

IV.5 Calcul des rigidités de l'ensemble (voiles + portiques) par niveau dans les deux sens :

Tableau IV.8 : La rigidité des Voiles + Portique

Niveau	Portique		Voiles		Voiles + Portique	
	R_{xi}	R_{Yi}	R_{xi}	R_{Yi}	R_{xi}	R_{Yi}
R.D.C et S.S	4986,527	2489,55	422025,022	422025,022	427011,549	424514,572
1 ^{er} étage	11295,093	5695,86	1000355,606	1000355,606	1011650,699	1006051,466
2 ^{ème} → 4 ^{ème} étage	4971,035	2037,529	1000355,606	1000355,606	1005326,641	1002393,135
5 ^{ème} étage	3540,156	1563,67	1000355,606	1000355,606	1003895,762	1001919,276

IV.6 Comparaison des rigidités des voiles et celles des portiques :

Tableau IV.9 : Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens X-X

	Rigidités (KN /cm)	Pourcentage %
Portiques	24792,811	0,72 %
Voiles	3423091,84	99,28%
Voiles + Portiques	3447884,651	100 %

Tableau IV.10 : Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens Y-Y

	Rigidités (KN/cm)	Pourcentage %
Portiques	11786,609	0,34%
Voiles	3423091,84	99,65 %
Voiles + Portiques	3434878,449	100 %

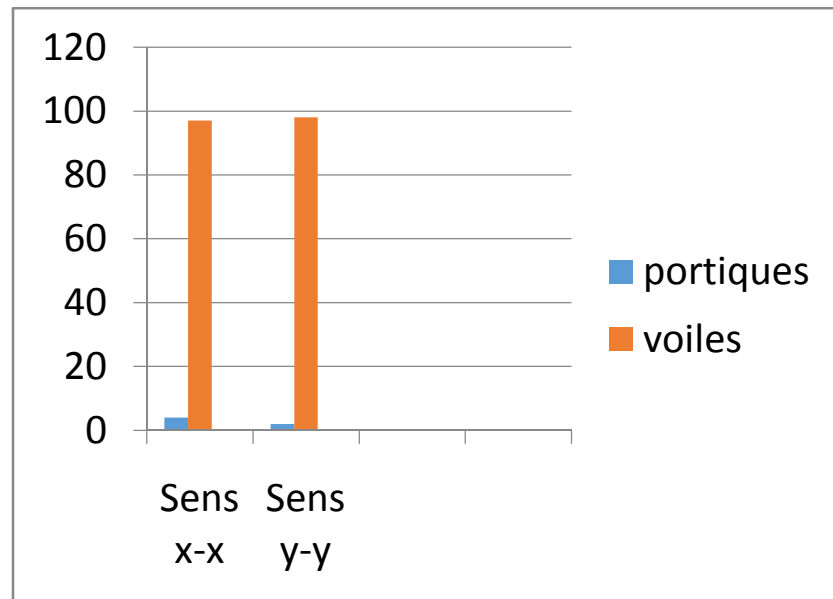


Figure IV.1 : Diagrammes de comparaison de rigidités voiles et portiques

IV.6.1 Remarque :

En comparant les résultats, nous remarquons que les rigidités des voiles sont plus importantes que celle des portiques dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

IV.7 Conclusion:

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, et d'après le (RPA Art 3.4) notre système de contreventement est de type **4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé**. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, et que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

D'où le coefficient de comportement $R=3,5$ D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement

Chapitre V

Modélisation de la structure
(ETABS) et vérification des
exigence RPA99

V. Modélisation de la structure et vérification des exigences RPA

V.1 Modélisation de la structure Présentation de l'ETABS :

❖ Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilise, en particulier l'effort sismique qui est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise la méthode des éléments finis (MEF). Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

❖ Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (MEF).

V.2 Description de l'ETABS:

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

- **Rappel (terminologie):**

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœuds.
- Frame : portique (cadre).
- Column : poteau.
- Beam : poutre
- Shell : voile.
- Elément : élément.
- Restreints : degrés de liberté (D.D.L).
- Loads : charges.
- Uniformed Loads : point d'application de la charge.
- Define : définir.

- Materials : matériaux
- Concrete : béton.
- Steel : acier.
- Frame section : coffrage.
- Height : hauteur.
- Width : largeur.
- Depth : profondeur.
- Weight : poids.
- Show : Afficher, montrer.
- Hide : masquer.
- Add : ajouter.
- Delete : supprimer

V.3 Manuel d'installation et d'utilisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0, Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

Dossier ETABS → ETABS V9.6.0 → Setup (double clique) → Double clique.

Et pour l'activation :

Dossier ETABS → Dossier crack → sélectionné les deux fichiers (copier) .

Allez sur le bureau → ETABS  → BD → propriétés .

Emplacement des fichiers → bouton droit → coller.

NB : copier et remplacer deux fois

❖ **Les étapes de modélisation :**

- **Etape 1 :**

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

- **Choix des unités :**

Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



- **Géométrie de base :**

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

File new → model → No

Une fenêtre s'affichera :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

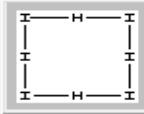
- ☒ Uniform Grid Spacing
 - Number Lines in X Direction:
 - Number Lines in Y Direction:
 - Spacing in X Direction:
 - Spacing in Y Direction:
- ☐ Custom Grid Spacing
 -
 -

Story Dimensions

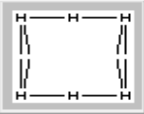
- ☒ Simple Story Data
 - Number of Stories:
 - Typical Story Height:
 - Bottom Story Height:
- ☐ Custom Story Data

Units:

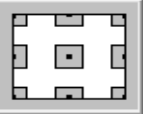
Add Structural Objects



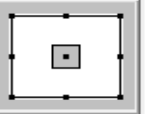
Steel Deck



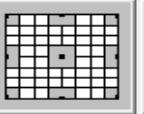
Staggered Truss



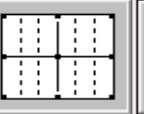
Flat Slab



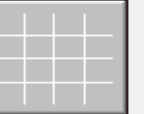
Flat Slab with Perimeter Beams



Waffle Slab



Two Way or Ribbed Slab



Grid Only

Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

- la longueur des travées :

Custom Grid Spacing, et on remplit les tableaux comme suit :

Define Grid Data

Edit Format

-X Grid Data-

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3	Primary	Show	Top	
2	B	3,40	Primary	Show	Top	
3	E	3,40	Primary	Show	Top	
4	D	3,30	Primary	Show	Top	
5	C	3,40	Primary	Show	Top	
6	F	3,30	Primary	Show	Top	
7	G	3,40	Primary	Show	Top	
8	H	3,40	Primary	Show	Top	
9	I	3,00	Primary	Show	Top	
10	J	0	Primary	Show	Top	

-Y Grid Data-

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3,25	Primary	Show	Left	
2	2	4,25	Primary	Show	Left	
3	3	2,80	Primary	Show	Left	
4	4	4,25	Primary	Show	Left	
5	5	3,25	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

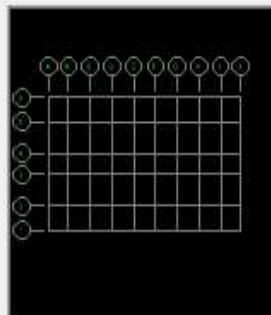
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel



- La hauteur des étages :

Costom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	ET5	3,06	23,46	Yes		No	0,
7	ET4	3,06	20,4	No	ET5	No	0,
6	ET3	3,06	17,34	No	ET5	No	0,
5	ET2	3,06	14,28	No	ET5	No	0,
4	ET1	3,06	11,22	Yes		No	0,
3	RDC	4,08	8,16	No	ET1	No	0,
2	SS	4,08	4,08	No	ET1	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

3,06

Reset

Master Story

No

Reset

Similar To

NONE

Reset

Splice Point

No

Reset

Splice Height

0

Reset

Units

Change Units

KN-m

OK

Cancel

- **Etape 2:**

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, En l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define → Material Properties → Conc → Modify/Show Material

Define Materials

Materials

- BETON
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

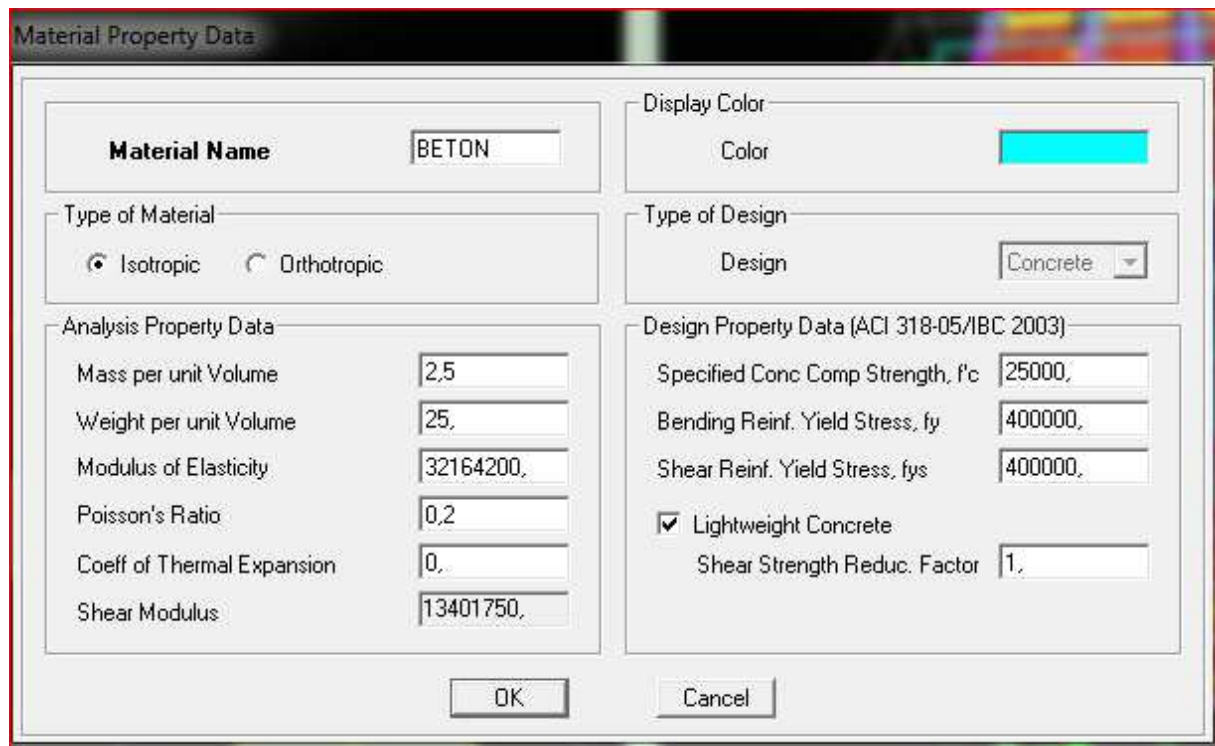
Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

Et on le remplit comme suit:



Material Property Data

Material Name : BETON

Display Color : [Color swatch]

Type of Material : ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design : Concrete

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	0,
Shear Modulus	13401750,

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
☒ Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	1,

OK Cancel

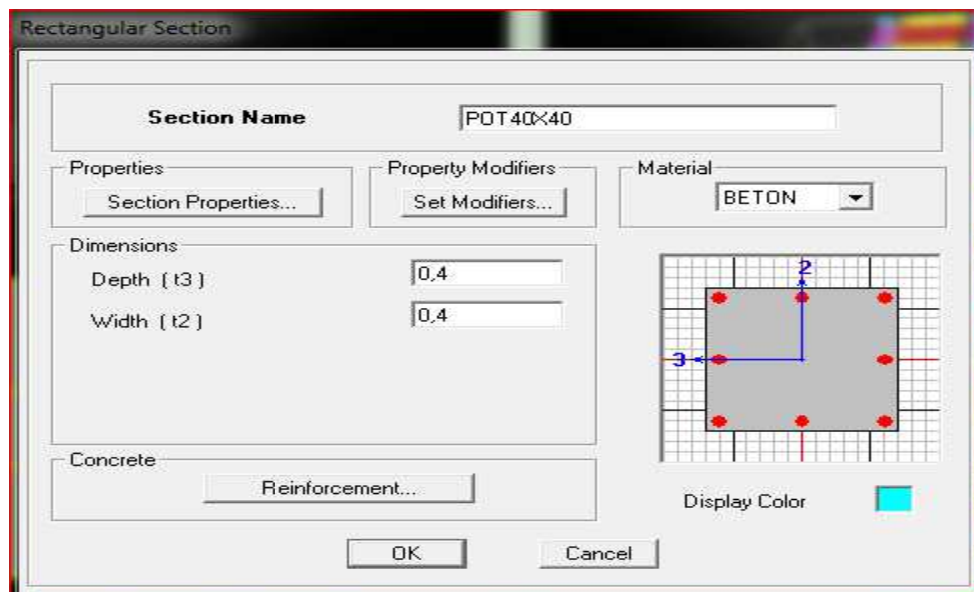
- **Etape 3 :**

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

- **propriétés géométriques des éléments**
- **poteaux :**

Define → Frame Sections → Add Rectangular → Reinforcement Data.

Et on remplit comme il est montre dans la fenêtre ci-dessous



Rectangular Section

Section Name : POT40X40

Properties : Section Properties...

Property Modifiers : Set Modifiers...

Material : BETON

Dimensions

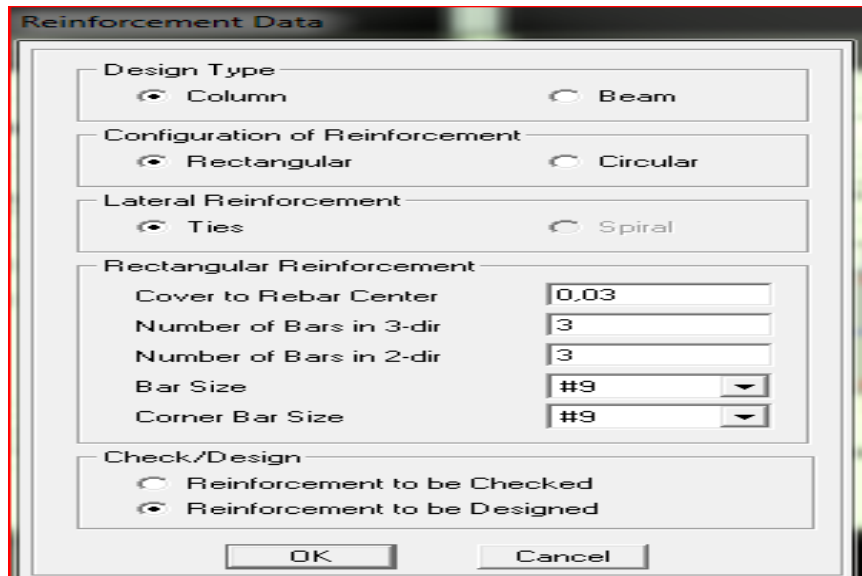
Depth (t3)	0,4
Width (t2)	0,4

Concrete : Reinforcement...

Display Color : [Color swatch]

OK Cancel

Et on remplit comme il est montré a la fenêtre ci-dessous



Reinforcement Data

Design Type
☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement
☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement
☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement
 Cover to Rebar Center: 0.03
 Number of Bars in 3-dir: 3
 Number of Bars in 2-dir: 3
 Bar Size: #9
 Corner Bar Size: #9

Check/Design
☐ Reinforcement to be Checked
☒ Reinforcement to be Designed

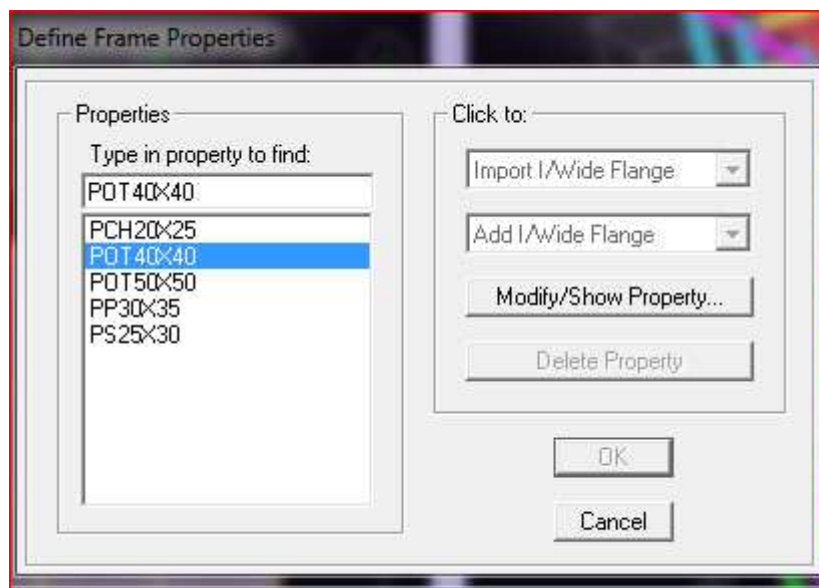
OK Cancel

OK → OK

- Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



Define Frame Properties

Properties
 Type in property to find:
 POT40X40
 PCH20X25
 POT40X40
 POT50X50
 PP30X35
 PS25X30

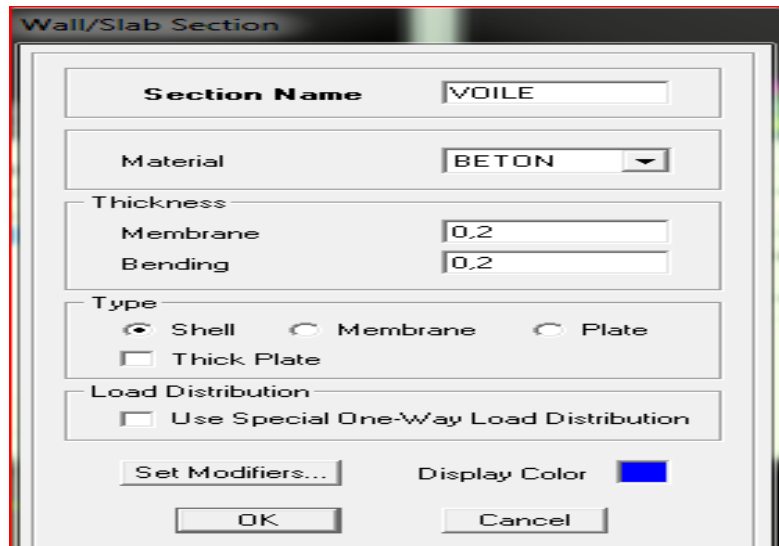
Click to:
 Import I/Wide Flange
 Add I/Wide Flange
 Modify/Show Property...
 Delete Property

OK
 Cancel

- Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



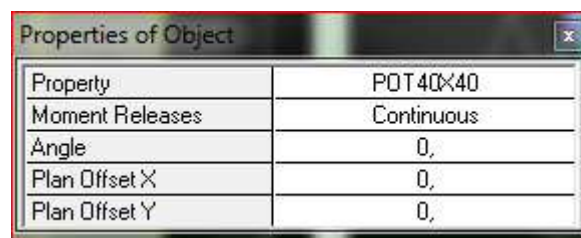
- L'affectation des éléments dans la structure

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les étapes ci-après :

- Poteaux :



On clique sur l'icône →



Properties of Object → property

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône



- Poutres. →

Et ils seront affectés comme suit

Poutre principales suivant y-y

Poutres secondaires suivant x-x

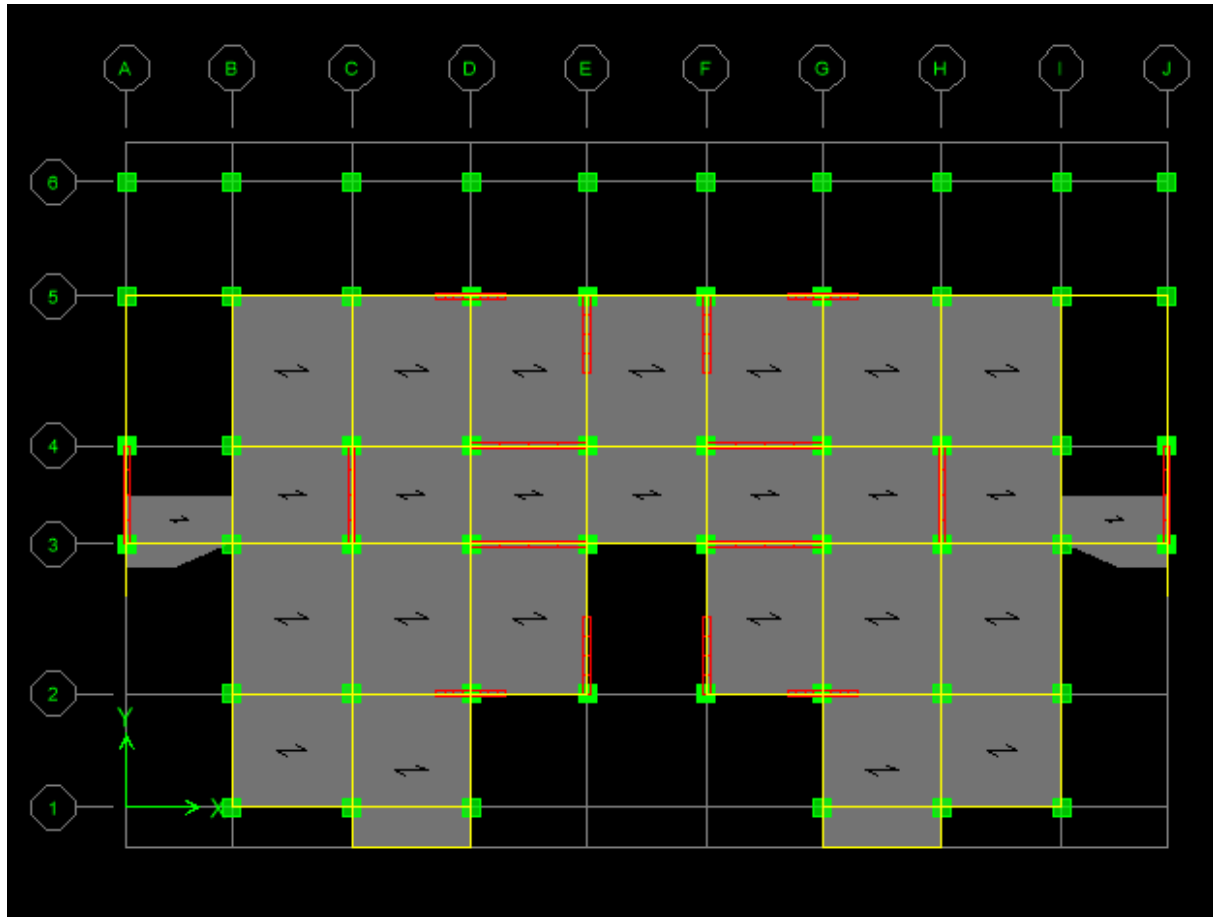


Figure V.1 : La disposition des poutres

- Etape 4 :

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de repense, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .

Les données à introduire dans le logiciel :

- zone sismique :

Zone IIa (Zone de sismicité élevé, du RPA 2003 Art 3.1)

Groupe d'usage :

Groupe 2 (Ouvrages courants, du.3.2 du RPA 2003 Art 3.2)

- coefficient de comportement R :

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

$R = 3,5$ (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

Remplissage :

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) **8,5**

Site :

Site : **S3 site meuble**

Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

_ Conditions minimales sur les files de contreventement,

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

_ La redondance en plan,

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5

_ La régularité en plan,

La structure est classée non régulière en plan

_ La régularité et en élévation,

La structure est classée non régulière en élévation

_ Contrôle de la qualité des matériaux,

_ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

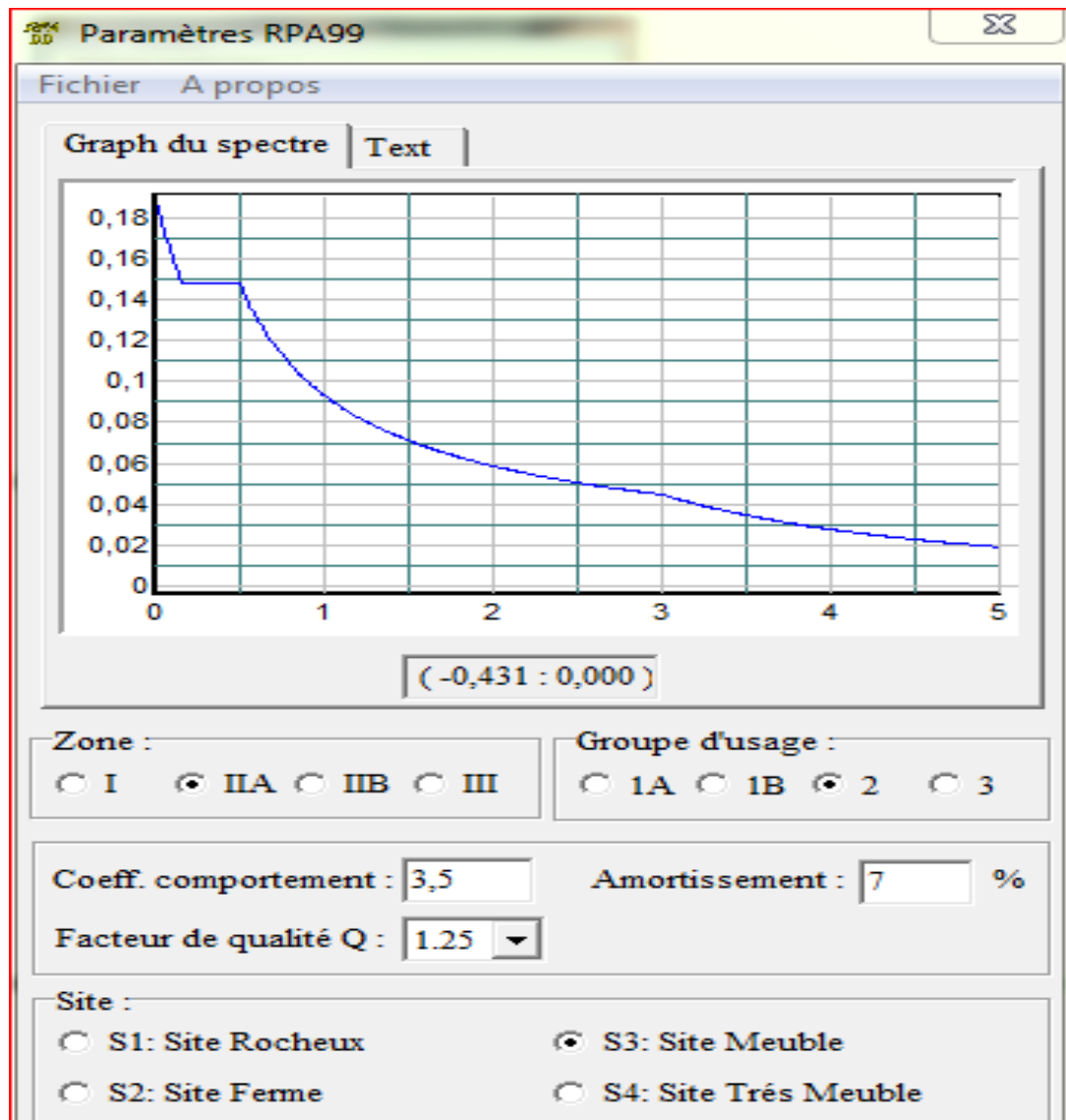
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00
		Q = 1,25

Tableau. V.2 : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus on trouve le facteur de qualité **Q = 1,25**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :



On Clique sur **Text** → enregistré

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**

Paramètres RPA99

Fichier A propos

Graph du spectre Text

0,000	0,188
0,010	0,185
0,020	0,182
0,030	0,180
0,040	0,177
0,050	0,174
0,060	0,172
0,070	0,169
0,080	0,166
0,090	0,164
0,100	0,161
0,110	0,158
0,120	0,156
0,130	0,153
0,140	0,150

Précision : 0.01

Enregistrer

Zone : ☐ I ☒ IIA ☐ IIB ☐ III

Groupe d'usage : ☐ 1A ☐ 1B ☒ 2 ☐ 3

Coeff. comportement : 3,5 Amortissement : 7 %

Facteur de qualité Q : 1.25

Site : ☐ S1: Site Rocheux ☒ S3: Site Meuble ☐ S2: Site Ferme ☐ S4: Site Très Meuble

Response Spectrum Function Definition

Function Name: FUNC1

Function Damping Ratio: 0,1

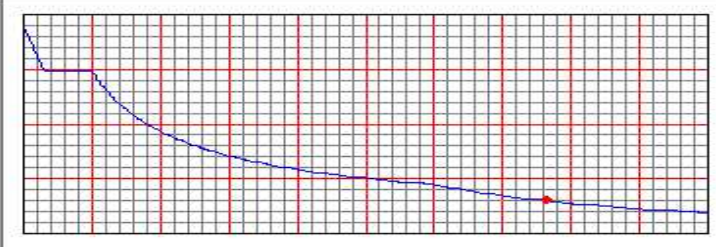
Function File: d:\fun2.txt

Header Lines to Skip: 0

Convert to User Defined View File

Values are: ☐ Frequency vs Value ☒ Period vs Value

Function Graph



Display Graph (3,8286 , 0,03)

OK Cancel

- Etape 5 :

Cette étape consiste à définir les charges sismiques **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.

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

- **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Sell/areas → load Uniform.

- **Etape 7 :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \end{array} \right.$$

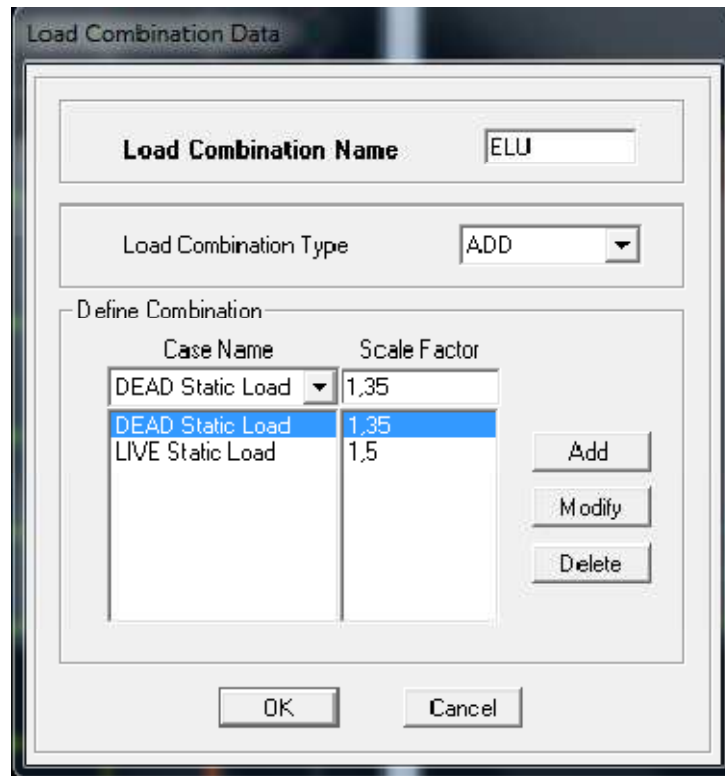
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

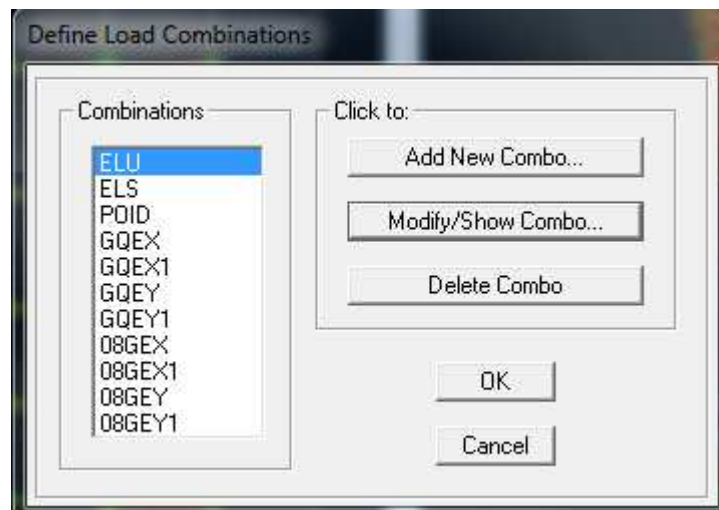
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define Loads → Combinaisons → Add New Combo.

o Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons



- **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante :

Define → mass source → From Loads

- **Etape 9:**

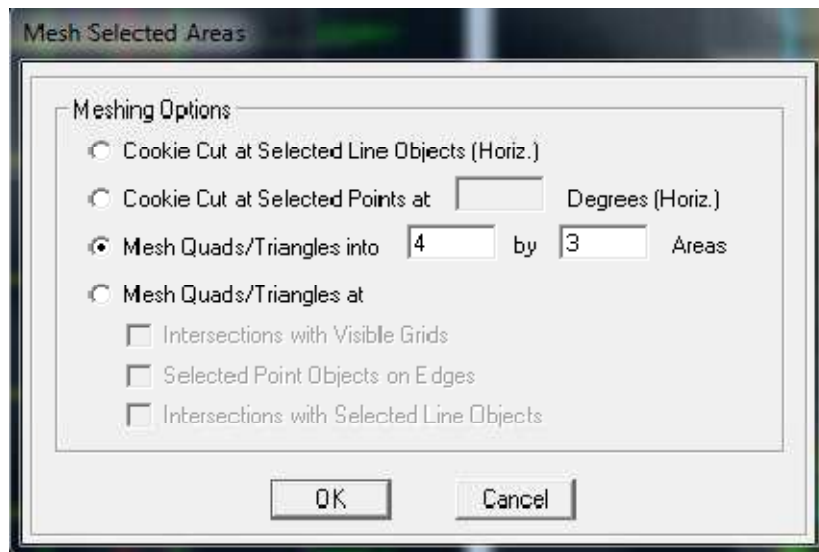
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles et les dalles pleines

Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

Sélectionnez tout les voiles et les loggias

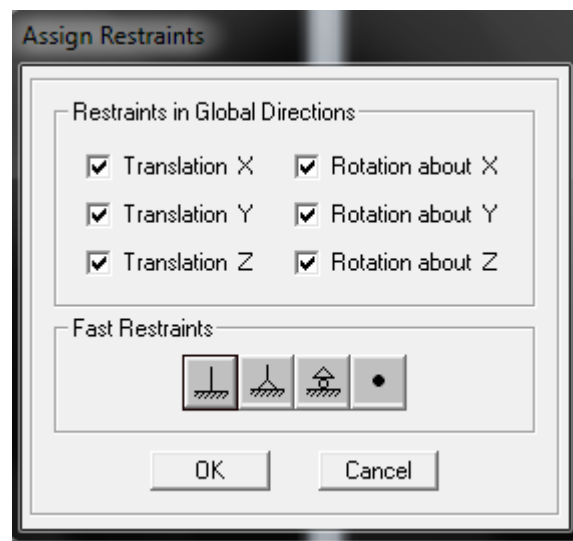
Edit → Mesh Areas

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit



- **Etape 10:**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône la fenêtre ci-après s'affichera :



On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

- **Etape 11:**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maitre), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

Assign → joint/ point →Diaphragm Add New Diaphragm.

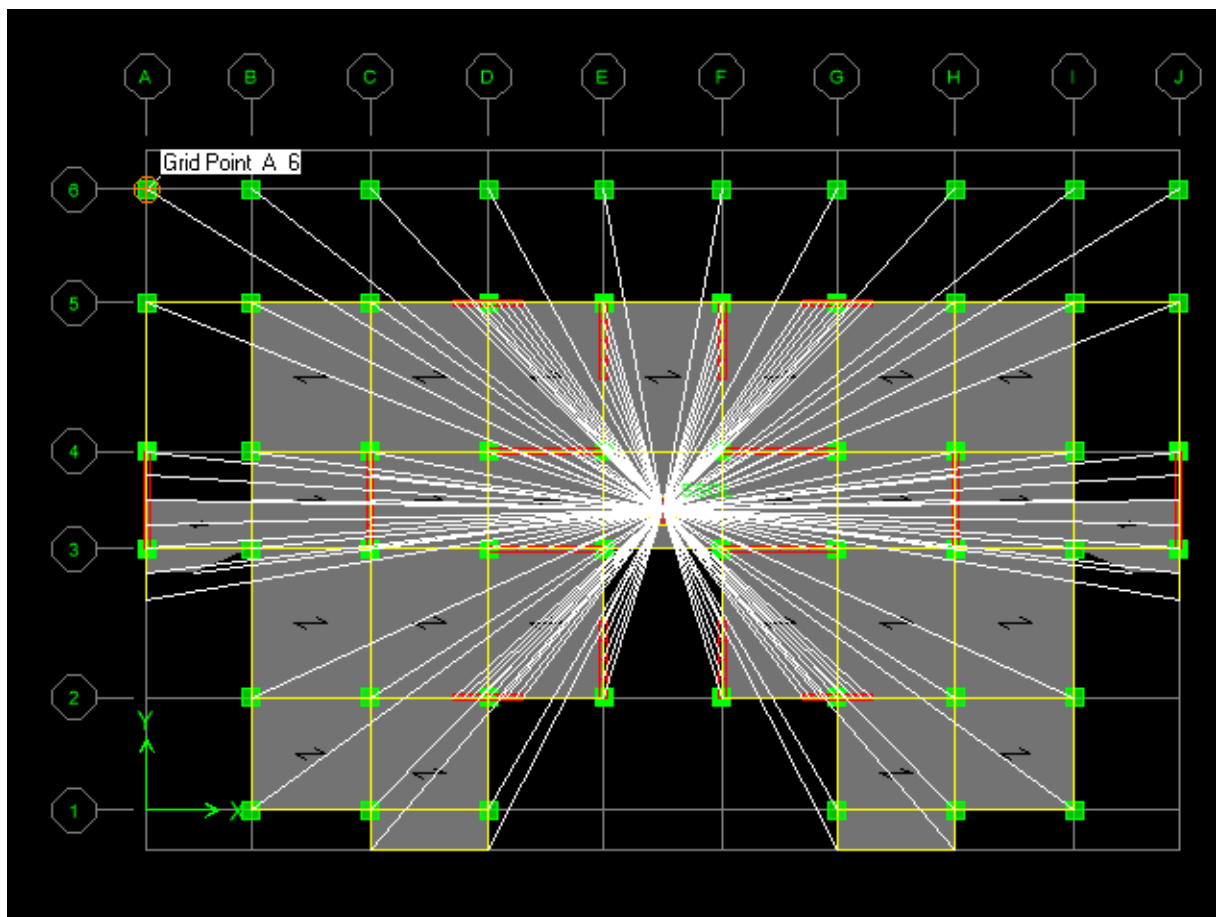
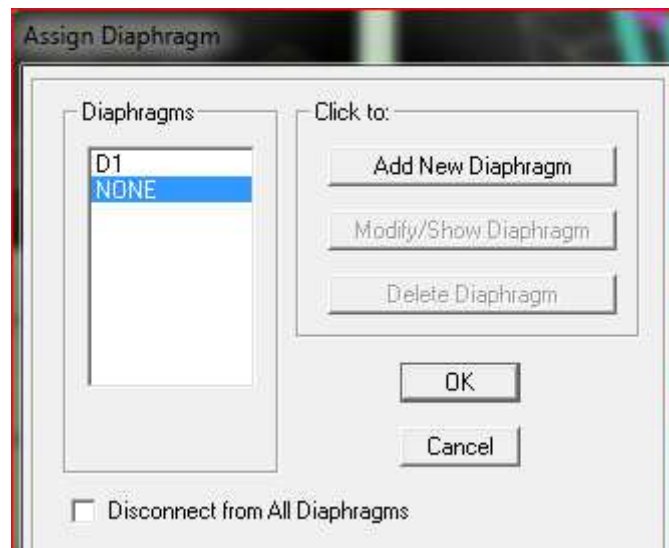


Figure. V.3 Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

- **Etape 12 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze → **Run Analyze** ou on clique sur le bouton **F5**

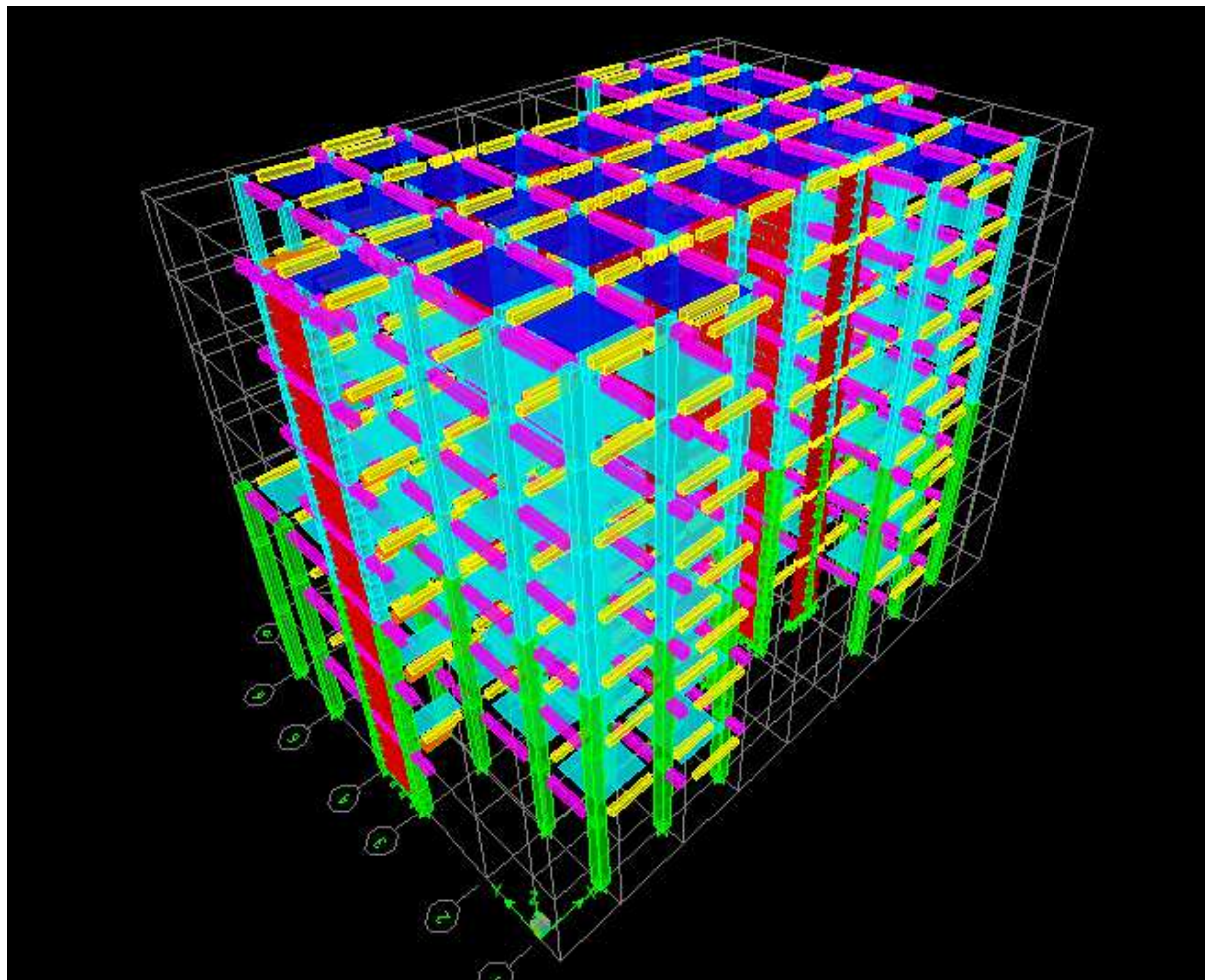


Figure. V.4 modèle finale de notre structure

V.4 Le choix de la méthode de calcul :

❖ Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

❖ Choix de la méthode de calcul : (Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

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

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 23.46 m).

- **La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :**

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

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

❖ Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

V.5 Vérification des exigences du RPA :

❖ Introduction :

Le RPA exige de vérifier que 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_{et} et ce, pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ Vérification de la période :

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4.RPA99/mod 2003) :**

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

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Dans cette étude :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 23,46 \text{ m}$$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0,05 \times 23,46^{3/4} = 0,58 \text{ s}$$

$$T = 0,58 \text{ s}$$

Mode	Period
1	0,563473
2	0,559110
3	0,540767
4	0,137720
5	0,133398
6	0,128681
7	0,056456
8	0,055008
9	0,051744
10	0,034213
11	0,033848
12	0,031843

Tableau V.2 des périodes (calculées avec logiciel)

$$T_{etabs} = 0,56 \text{ s} < 1,3 T = 0,69 \text{ s} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,563473	72,3983	0,0000	0,0000	72,3983	0,0000
2	0,559110	0,0000	73,0145	0,0000	72,3983	73,0145
3	0,540767	0,0040	0,0000	0,0000	72,4023	73,0145
4	0,137720	0,0000	16,8551	0,0000	72,4023	89,8696
5	0,133398	17,0128	0,0000	0,0000	89,4151	89,8696
6	0,128681	0,6665	0,0000	0,0000	90,0817	89,8696
7	0,056456	0,0000	5,6406	0,0000	90,0817	95,5102
8	0,055008	5,6135	0,0000	0,0000	95,6952	95,5102
9	0,051744	0,0556	0,0000	0,0000	95,7509	95,5102
10	0,034213	0,0000	3,3092	0,0000	95,7509	98,8194
11	0,033848	3,1592	0,0000	0,0000	98,9101	98,8194
12	0,031843	0,0022	0,0000	0,0000	98,9123	98,8194

Tableau V.3 : la période fondamentale et le taux de participation massique.

La somme des masses dans le 12^{ème} modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

- Vérification de la torsion :
 - Mode 1 : $U_x=72,3983\% > 50\%$

$$U_y=0\%$$

$$R_z=0\%$$

- Mode 2 : $U_x=0\%$

$$U_y=73,0145\% > 50\%$$

$$R_z=0\%$$

- Mode 3 : $U_x=0\%$

$$U_y=0\%$$

$$R_z=71,9395\% > 50\%$$

Le mode 1 et le mode 2 sont des translations

Le mode 3 est une rotation

C'est vérifié

Mode	Period	UX	UY	RX	RY	RZ
1	0,563473	72,3983	0,0000	0,0000	98,4913	0,0101
2	0,559110	0,0000	73,0145	98,6820	0,0000	0,0000
3	0,540767	0,0040	0,0000	0,0000	0,0081	71,9395
4	0,137720	0,0000	16,8551	1,0197	0,0000	0,0000
5	0,133398	17,0128	0,0000	0,0000	1,1699	0,5775
6	0,128681	0,6665	0,0000	0,0000	0,0457	17,4166
7	0,056456	0,0000	5,6406	0,2288	0,0000	0,0000
8	0,055008	5,6135	0,0000	0,0000	0,2194	0,1335
9	0,051744	0,0556	0,0000	0,0000	0,0024	5,4490
10	0,034213	0,0000	3,3092	0,0540	0,0000	0,0000
11	0,033848	3,1592	0,0000	0,0000	0,0501	0,0003
12	0,031843	0,0022	0,0000	0,0000	0,0001	3,3572

Tableau V.4 : la translations et la rotations dans les trois premiers mode

❖ Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (Art 4.2.7.RPA99/2003).

$$e_x = |XCM - XCR| \leq 5\%L_x$$

$$e_y = |YCM - YCR| \leq 5\%L_y$$

Avec:

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR
S-SOL	14,800	8,604	14,800	8,946
RDC	14,800	8,548	14,800	8,898
ET1	14,800	9,616	14,800	8,909
ET2	14,800	8,900	14,800	8,921
ET3	14,800	8,900	14,800	8,925
ET4	14,800	8,900	14,800	8,926
TERRASSE	14,800	8,900	14,800	8,926

Tableau V.5 : Les excentricité.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Story	XCM	XCR	EX	0.05LX	Condition
Sous sol	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
RDC	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
1 ^{er} étage	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
2 ^{eme} étage	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
3 ^{eme} étage	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
4 ^{eme} étage	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier
5 ^{eme} étage	14,8	14,8	0	1,48	Vérifier

Tableau V.6: l'excentricité selon x-x

Suivant le sens y-y: On doit vérifier que :

Story	YCM	YCR	EY	0.05LY	Condition
Sous sol	8,604	8,946	0342	0,947	Vérifier
RDC	8,548	8,898	0,350	0,947	Vérifier
1 ^{er} étage	9,616	8,909	0,707	0,947	Vérifier
2 ^{eme} étage	8,900	8,921	0,021	0,947	Vérifier
3 ^{eme} étage	8,900	8,925	0,025	0,947	Vérifier
4 ^{eme} étage	8,900	8,926	0,026	0,947	Vérifier
5 ^{eme} étage	8,900	8,926	0,026	0,947	Vérifier

Tableau V.7: l'excentricité selon y-y

V.6. Justification de l'interaction « portiques-voiles » : Système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de 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. (R coefficient de comportement)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

On sélectionne tous les nœuds de la base → Display show tables select cases/combo (on sélectionne EX ou EY ou ELS) → on sélectionne le tableau réactions

Puis on copie le tableau sur excel et on somme la colonne concernée à chaque fois

Story	Point	Load	FX	FY	FZ
BASE	3	ELS	0,61	23,50	336,12
BASE	4	ELS	0,08	-22,31	309,22
BASE	5	ELS	0,51	-0,69	145,69
BASE	6	ELS	0,08	-0,17	93,89
BASE	7	ELS	0,42	1,95	323,49
BASE	8	ELS	0,42	1,43	515,78
BASE	9	ELS	0,15	-1,07	595,72
BASE	10	ELS	0,22	1,53	585,10
BASE	11	ELS	0,41	-3,09	507,27

Pour relever les charges horizontales et verticales reprises par les voiles uniquement on sélectionne seulement les nœuds des voiles puis on suit les étapes précédentes .

- **Récapitulatif des résultats :**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amené à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

❖ **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mod 2003) :**

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

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

B_c : section du poteau considéré.

Tableau V.8 : Justification du système de contreventement

	Force reprise par les voiles et poteaux		Force reprise par les voiles uniquement	
Unités	[KN]	[%]	[KN]	[%]
ELS	32837,94	100	20121,12	61,27
Sens Ex	3971,06	100	3565,37	89,78
Sens Ey	4370,02	100	4055,06	92,79

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Résumé de calcul de du paramètre ν

Etage considère	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (KN/m ²)	ν	condition
Du S-sol au 1 ^{ere} étage	890,68	0.50	25000	0.14	Vérifier
Du 2 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	485,28	0.40	25000	0.12	Vérifier

❖ **Déplacement maximal :**

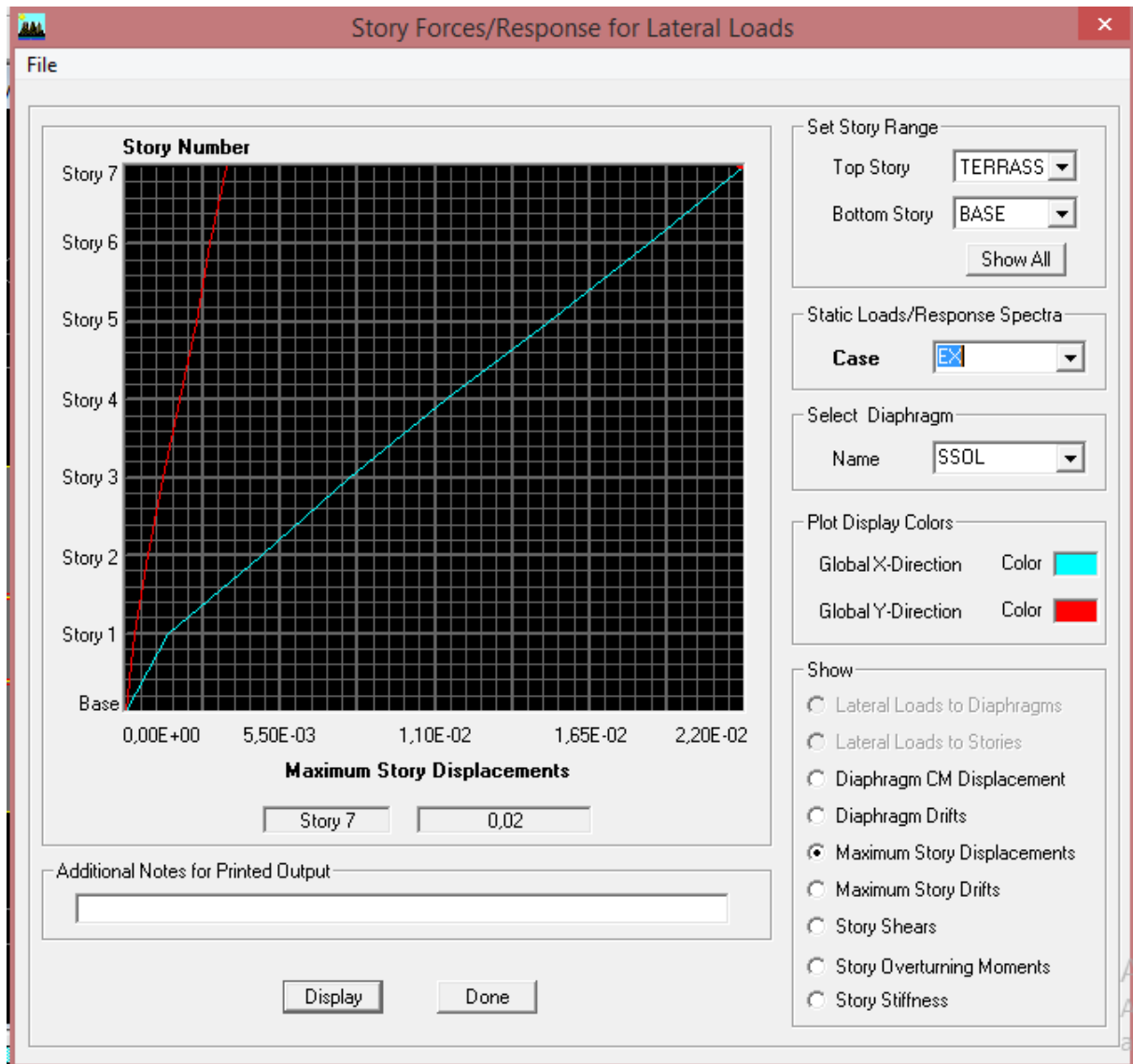
$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec : H_t : la hauteur de bâtiment

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

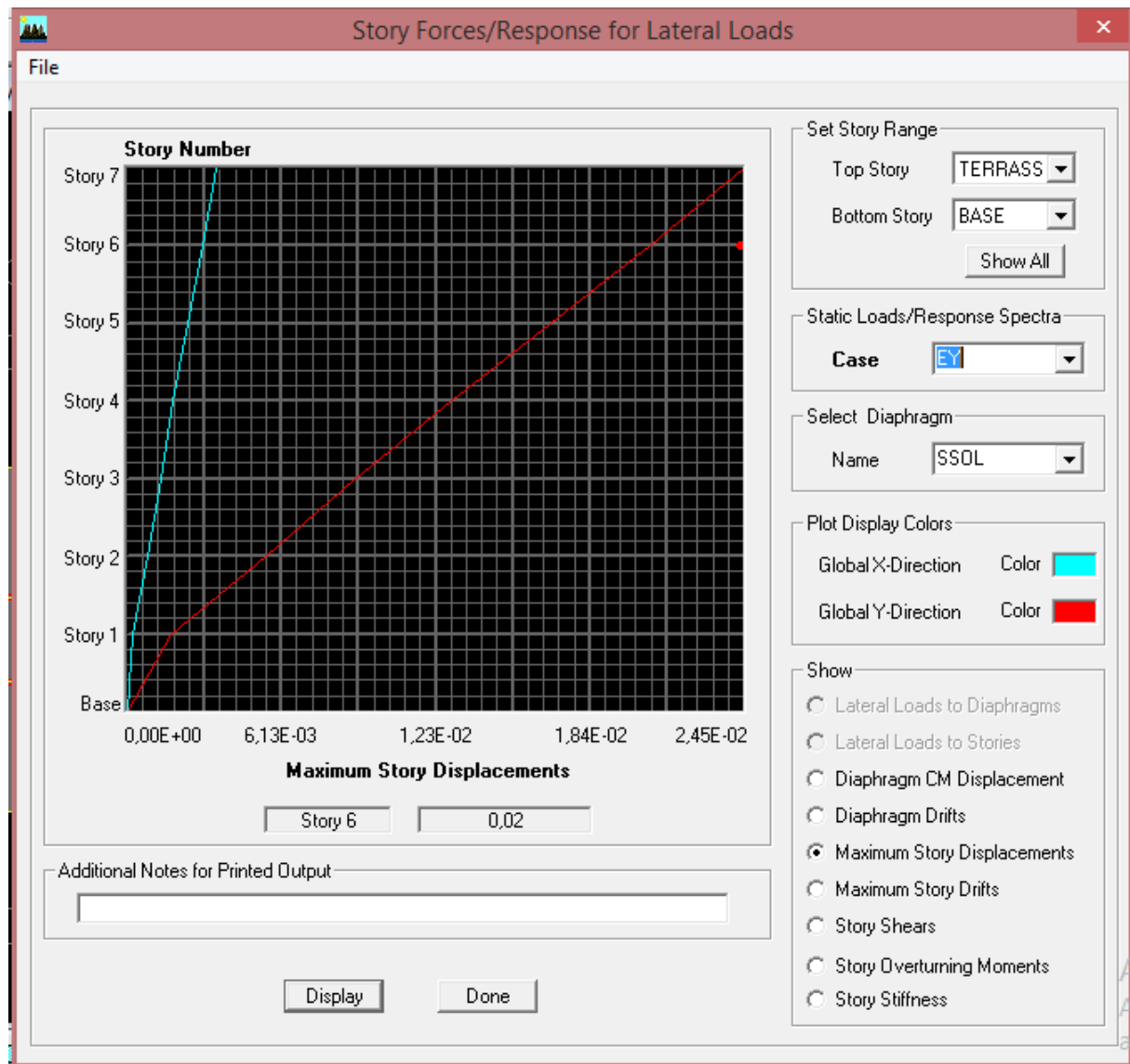
- Déplacement maximal dans le sens x-x



$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{23.46}{500} = 0,047m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Suivant Ey :

- Déplacement maximal dans le sens y-y



$$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{23.46}{500} = 0.047m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1} \Delta_x^k ,$$

Δ_x^k et Δ_y^k : Déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

Les étages	δ_{kx}	δ_{kx-1}	Δ_x^k	0.01he	Condition
5 ^{eme} etage	0,0196	0,0165	0.0031	0.0306	Vérifier
4 ^{eme} etage	0,0165	0,0133	0.0032	0.0306	Vérifier
3 ^{eme} etage	0,0133	0,0101	0.0032	0.0306	Vérifier
2 ^{eme} etage	0,0101	0,0071	0.0030	0.0306	Vérifier
1 ^{ere} etage	0,0071	0,0043	0.0028	0.0306	Vérifier
RDC	0,0043	0,0013	0.0030	0,0306	Vérifier
Sous.SOL	0,0013	0.000	0.0013	0.0408	Vérifier

Tableau V.10 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Les étages	δ_{ky}	δ_{ky-1}	Δ_y^k	0.01he	Condition
5 ^{eme} etage	0.0193	0.0164	0.0029	0.0306	Vérifier
4 ^{eme} etage	0.0164	0.0133	0.0031	0.0306	Vérifier
3 ^{eme} etage	0.0133	0.0102	0.0021	0.0306	Vérifier
2 ^{eme} etage	0.0102	0.0071	0.0031	0.0306	Vérifier
1 ^{ere} etage	0.0071	0.0044	0.0027	0.0306	Vérifier
RDC	0.0044	0.0041	0.0003	0.0306	Vérifier
Sous.SOL	0.0041	0.0000	0.0041	0.0408	Vérifier

Tableau V.11 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

❖ Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2^o ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

P_k : poids de chaque étage (on le retire de etabs)

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ.

Les étages	P_k	Δ_x^k	Δ_y^k	V_x	V_y	h_e	θ_{kx}	θ_{ky}	Condition
5 ^{eme} etage	4518,94	0.0031	0.0029	1077,19	1075,64	3.06	0.0042	0.0039	Vérifiée
4 ^{eme} etage	3846,07	0.0032	0.0031	1835,54	1838,99	3.06	0.0021	0.0021	Vérifiée
3 ^{eme} etage	3846,06	0.0032	0.0021	2423,35	2438,56	3.06	0.0016	0.0010	Vérifiée
2 ^{eme} etage	3846,07	0.0030	0.0031	2880,05	2905,76	3.06	0.0013	0.0013	Vérifiée
1 ^{ere} etage	4802,54	0.0028	0.0027	3299,82	3333,03	3.06	0.0013	0.0012	Vérifiée
RDC	4501	0.0030	0.0003	3582,31	3617,61	4.08	0.0009	0.0009	Vérifiée
Sous.SOL	4501,01	0.0013	0.0041	3723,1	3756,39	4.08	0.0003	0.0012	Vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \rightarrow \quad 0.8V < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure. **T₂**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée **par le tableau 4.7.Art4.3.3RPA99/version2003**.

La nature du sol : meuble (site S3) **T₂=0,50s**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

Où **ξ (%)** est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\eta = \sqrt{7/2 + 7} = 0.88 \geq 0.7$$

$T_2 = 0.5 \leq T = 0.61 \leq 3.0s$ $\longrightarrow$ Application de la 2^{ème} équation pour calcule D.

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.88(0.5/0.58)^{2/3} = 1.99 \approx 2$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.25	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure W _T	29861,69	/
Facteur d'amplification D	2	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

Méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2 \times 1.25}{3.5} \times 29861,69$$

$$V_{RPA} = 3199,46KN$$

Méthode spectrale modale :

$$V_{XETABS} = 3723,10KN$$

$$V_{YETABS} = 3756,39KN$$

Comparaison des résultats :

$$V_{XETABS} = 3723,10KN > 0.8V_{RPA} = 2559,568KN \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{YETABS} = 3756,39KN > 0.8V_{RPA} = 2559,568KN \text{ Condition vérifiée}$$

V.6 Conclusion :

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI. Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des Poteaux:

VI.1.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions à l'ELS pour les cas suivants :

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Situation	Fe (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_b	γ_c	F_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant. $N_{max} - M_{cor}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant. $N_{min} - M_{cor}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant. $M_{max} - N_{cor}$

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.

❖ Combinaisons de calcul :

- BAEL91/modifiée99 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- RPA99/modifiée2003 :

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

❖ Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS

VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 :

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ Poteaux carrés :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.8\% b \times h$:

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera $6\% b \times h$:

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% b \times h$:

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{\min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max}=4\% \times b \times h$ (cm ²)
(50X50)	20	150	100
(40X40)	12.8	96	64

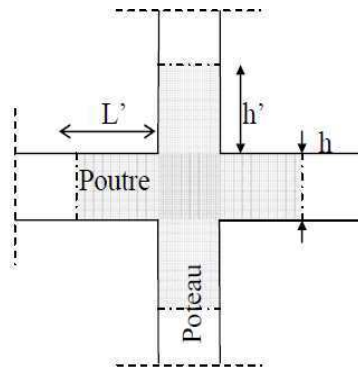
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure VI.1 : La zone nodale des poteaux.

❖ Les armatures transversales :

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{En zone nodal.}$$

$$S'_t \leq (15\phi_l^{\min}) \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Avec :

$\phi_l^{\min}$: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\emptyset > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\emptyset_{\min})$.

VI.1.3 Calcul du ferraillage :

❖ armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

❖ Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Avec :

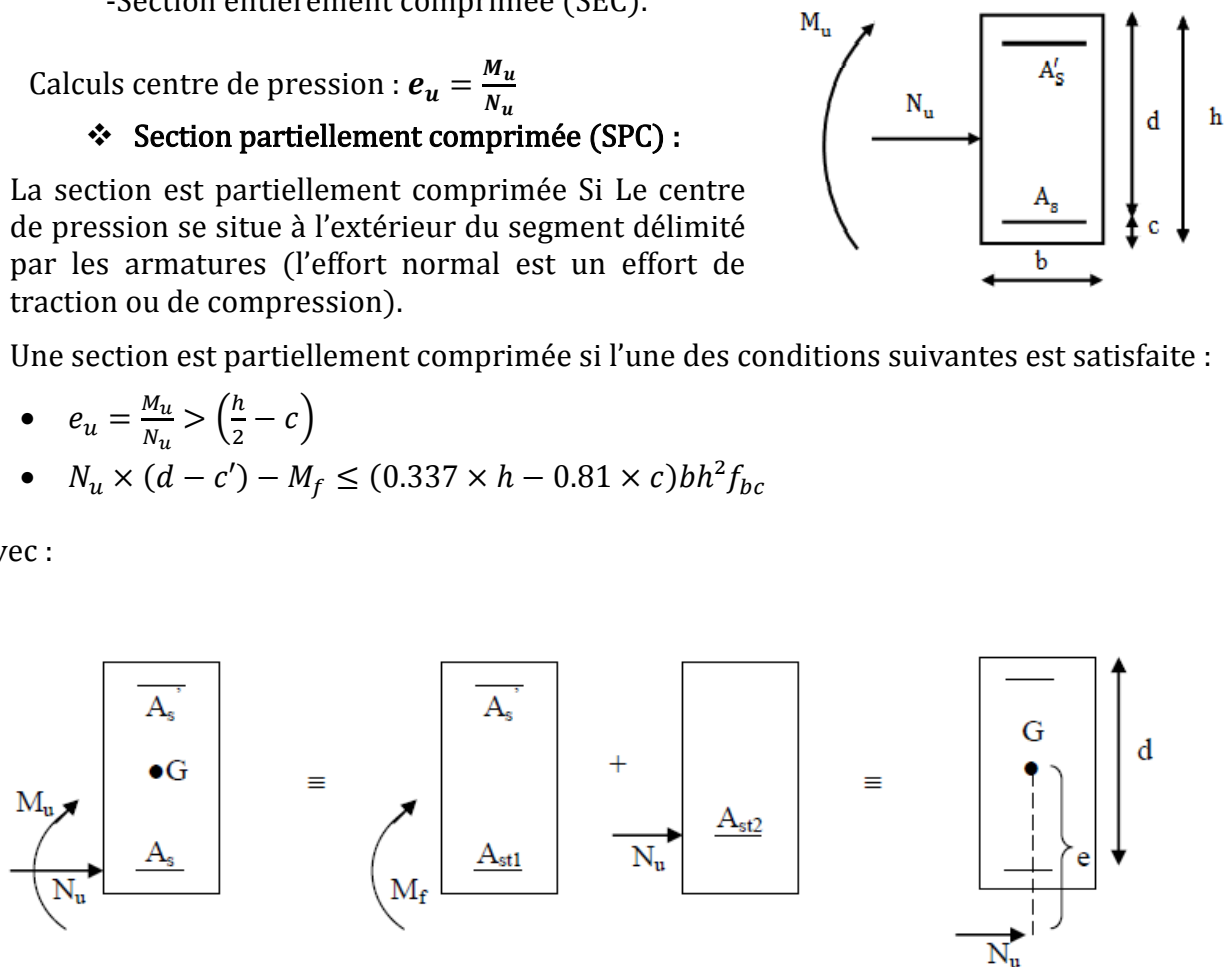


Figure VI.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

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

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. (SDA)

On calcul :

$$- \Delta M = M_f - M_r$$

$$- M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

❖ Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées c à d :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b h \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

VI.1.4 ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

Niv	N (KN)	M (KN.m)	situation	Sect Cm ²	obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
S-sol RDC 1 ^{er} étage	N _{max} =-1022,65	M _{cor} =-4,135	Durable	50x50	SEC	0	0	20
	N _{min} =-0,91	M _{cor} =10,086	Acc		SEC	0	0	
	N _{cor} =-60,26	M _{max} =-89,654	Acc		SEC	0	0	
2.3 4 .5 ^{ème} Etag	N _{max} =-549,74	M _{cor} =5,597	Durable	40x40	SEC	0	0	12,8
	N _{min} =-3,84	M _{cor} =21,823	Acc		SEC	0	0	
	N _{cor} =-102,7	M _{max} =65,4	Acc		SEC	0	0	

Tableau VI.4 : ferraillage des poteaux

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s adop} (cm ²)	Ferraillage
50x50	20	24.13	12Ø16
40x40	12.8	6,16+8,04=14,2	4Ø14+4Ø16

$$A_{min} < A_{s,adop}$$

⇕
Condition vérifié

VI.1.5 Vérifications à l'ELU

- ❖ Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

- ❖ Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \quad \text{soit } \phi_t = 8mm$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

- ❖ Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

- En zone nodal :

$$S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15cm)$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15cm) = 14cm$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_l^{min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.4) = 21cm$$

Nous adoptons : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

ϕ_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

❖ Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64cm$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56cm$$

❖ La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

• Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43cm$$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

• Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38cm$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

❖ Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

❖ Poteaux 50x50 :

• S-SOL, RDC ($h_e = 408$)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 408}{50} = 5.77 \quad \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.30\%$$

En zone nodale ($S_t = 15cm$) :

$$A_{tmin} = 0.44\% \times S_t \times b = 0.0030 \times 15 \times 50 = 2.25cm^2 < 4.52cm^2 \dots\dots\dots cv$$

En zone courante ($S_t = 20cm$)

$$A_{tmin} = 0.44\% \times S_t \times b = 0.0030 \times 20 \times 50 = 3cm^2 < 4.52cm^2 \dots\dots\dots cv$$

• 1er étage ($h_e = 306$)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.284 \quad 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

• En zone nodale ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_{tmin} = 0.44\% \times S_t \times b = 0.0044 \times 15 \times 50 = 3.3cm^2 < 4.52cm^2 \dots\dots\dots cv$$

- En zone courante ($S_t = 20\text{cm}$)

$$A_{t\min} = 0,44\% \times S_t \times b = 0,0044 \times 20 \times 50 = 4,4 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

On adoptera $4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2 \geq A_{t\min}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 120\text{mm} = 12\text{cm}$

❖ Poteaux 40×40 : (DU 2ème au 5ème étages) $h_e = 306\text{m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35 > 5 \quad \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0,3\%$$

En zone nodale ($S_t = 15\text{cm}$) :

$$A_{t\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En zone courante ($S_t = 20\text{cm}$) :

$$A_{t\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

On adoptera $4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2 \geq A_{t\min}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 80\text{mm} = 8\text{cm}$.

❖ Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60\text{cm}\right) = 70 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

$h' = 70 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du sous-sol-RDC-1^{er} étage)

$h' = 65 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux des étages courants.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	V_u (KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
S-sol -RDC	57,48	50	50	5,77	0.075	0.229	1,875	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
1 ^{er} étage	57,48	50	50	4,284	0.04	0.229	1	
2 au 5 ^{ème} étage	47,52	40	40	5.35	0.075	0.297	1.875	

VI.1.6 Vérification à L'ELS :

❖ Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Tableau VI.6 : vérification non fragilité dans le sens (x-x) avec M2

Niv	N (KN)	M (KN.m)	e_s	Sect (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	vérificatio n
S-sol RDC 1.étage	N _{max} =-890,68	M _{cor} =-43,787	0.04916	50x50	12, 36	24,13	Vérifier
	N _{min} =-0,91	M _{cor} =10,086	-11,083		2,86		
	N _{cor} =-60,26	M _{max} =-89,655	1,48780		2,58		
2au 5 ^{eme} étage	N _{max} =-485,28	M _{cor} =-35,289	0,07271	40x40	4,012	14,2	
	N _{min} =-3,84	M _{cor} =21,823	-5,6830		1,822		
	N _{cor} =-102,7	M _{max} =-65,411	0,6391		1,474		

VI.1.7 Vérification des contraintes à L'ELS :

Les section adoptées seront vérifiées a l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contrainte admissible.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ la section partiellemnet comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \quad l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

l_c :la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; u = \sqrt[3]{t} \quad ; y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'équation admet trois racines:

$$y_2^1 = \arccos\left(\frac{a}{3}\right) \quad y_2^2 = \arccos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad y_2^3 = \arccos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positif ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

donc $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

❖ **Section entièrement comprimée :**

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A'_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2 \right]$$

N_s : effort de compression a l'ELS

M_s : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A l'aide de logiciel SOCOTEC la vérification a l'ELS nous donne les résultats présents dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: vérification ELS dans les deux sens

Section	N_s (KN)	M_s (KN.)	e (m)	$h/6$	obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
50x50	-890,68	- 43,787	0.0491	0.083	SEC	4,11	1.41	15	ok	57,7	25.2	348	Ok
	-0,91	10,086	-11,08	0.083	SEC	0,39	0	15	ok	4,08	10,3	348	Ok
	-60,26	- 89,655	1,487	0.083	SPC	2,57	0	15	ok	29,1	-46,3	348	Ok
40x40	-485,28	- 35,289	0,072	0.066	SPC	4,68	0,11	15	ok	61,6	10,2	348	Ok
	-3,84	21,823	-5,683	0.066	SEC	1,9	0	15	ok	17,4	-49,1	348	Ok
	-102,7	- 65,411	0.6369	0.066	SPC	6,3	0	15	ok	60,8	-117,7	348	Ok

VI.1.8 Conclusion :

❖ Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Ferrailage des poteaux.

Niveaux	section	Armature longitudinale
S-sol RDC-1er étage	50x50	4Ø16+8Ø16
2-5 ^{ème} étages	40x40	4Ø14+4Ø16

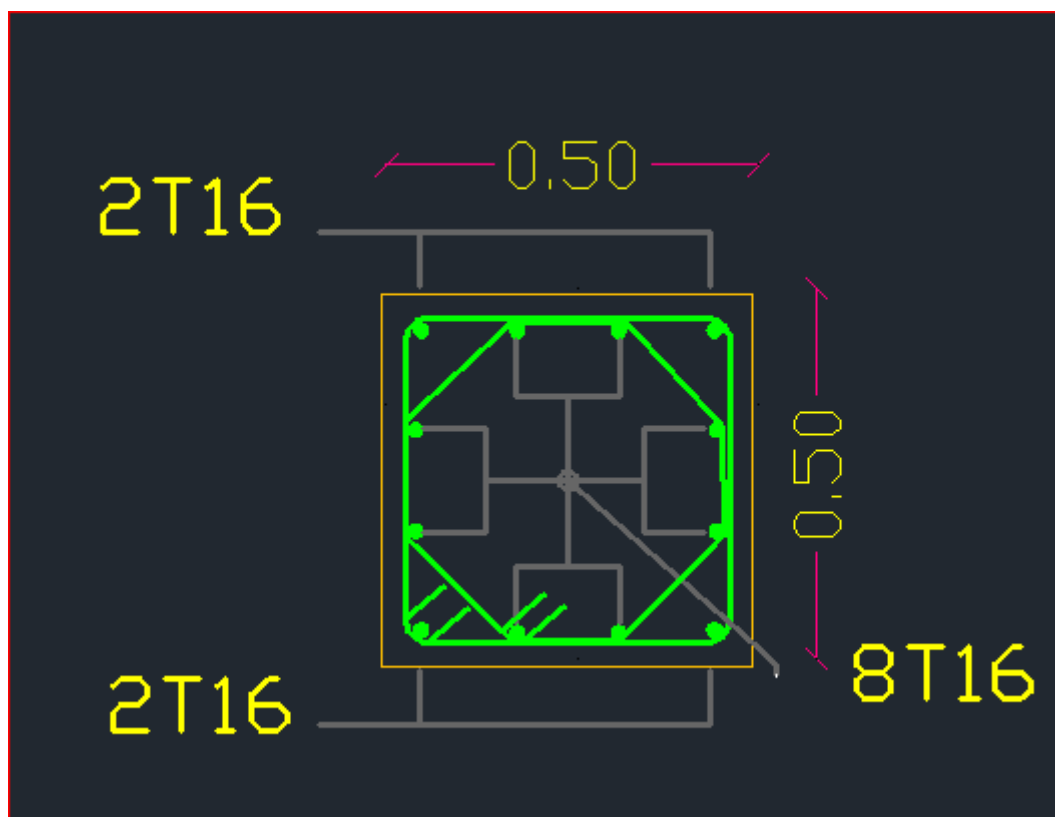


Figure VI.3 : ferraillages des poteaux de 50x50

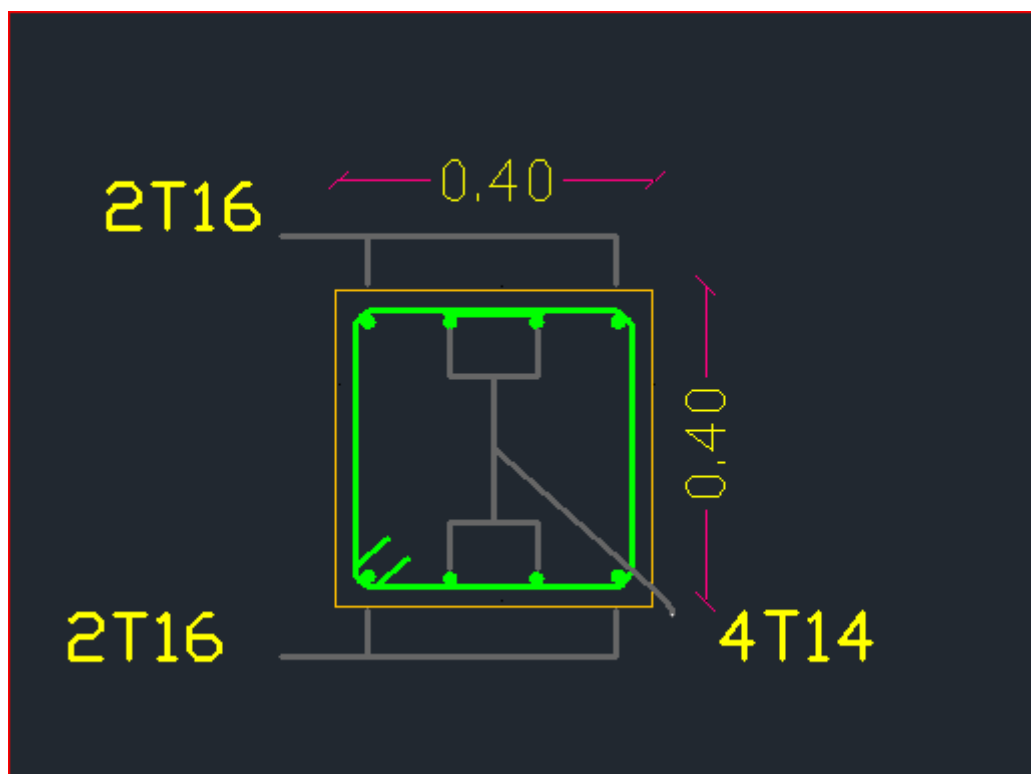


Figure VI.4 : ferraillages des poteaux de 40x40

VI.2 Ferraillage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.2.2 Recommandation du RPA :

❖ Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
-4 % en zone courante;
-6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Section des armatures longitudinales

	0,5 %	4 %	6 %
Poutre principale (30x35)	5,25	42	63
Poutre secondaire (25x30)	3,45	30	45

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

❖ Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ_{min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Etape de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit par :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

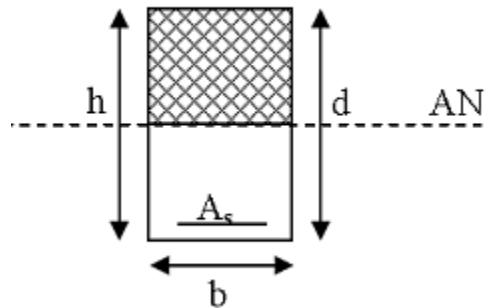


Figure VI.5 : disposition des armatures tendues SSA

- Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$

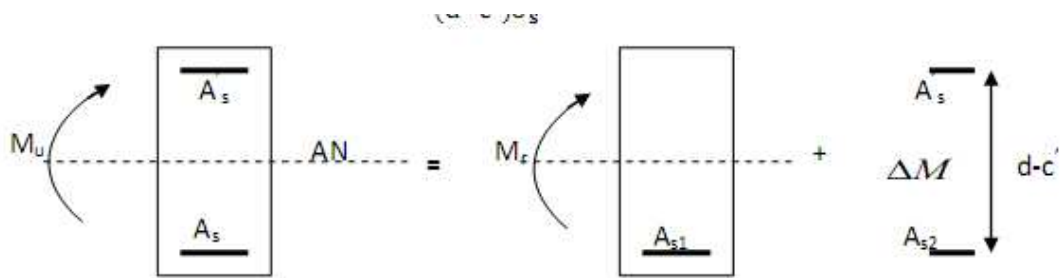


Figure VI.6 : Disposition des armatures SDA

❖ Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M \leq 0,4 M_u$ (art BAEL 6.6.1)

VI.2.4 Calcul Des Armatures :

❖ Poutre principale:

- aux appuis

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{89,173 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.204 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0,885$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{89,173 \times 10^3}{0.885 \times 32 \times 348} = 9,04 \text{ cm}^2$$

- Aux travées

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{91,388 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.210 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.881$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{91,388 \times 10^3}{0.881 \times 32 \times 348} = 9,32 \text{ cm}^2$$

❖ Poutre secondaire :

- En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{18,327 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{18,327 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{54,466 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.211 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.880$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{54,466 \times 10^3}{0.880 \times 27 \times 348} = 6,59 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

VI.2.5 Ferraillage des poutres principales (30×35) :

Tableau VI.10: ferraillage des poutres principales

	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	A _{adopte} (cm ²)
Travée	91,388	0.210	SSA	0.881	9,32	3HA16 fil+3HA14 chap	10.65
Appuis	89,173	0.150	SSA	0.918	9,04	3HA14 fil+3HA14chap	9,24

VI.2.6 Ferraillage des poutres secondaire (25×30) :

Tableau VI.11 : ferraillage des poutres secondaires

	M _{max} (KN.m)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	A _{adopte} (cm ²)
Travée	18,327	0.070	SSA	0.964	2,02	3HA14fil	4,62
Appuis	54,466	0.211	SSA	0.880	6,59	3HA14fil+3HA14chap	9,24

VI.2.7 Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

- ❖ Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres principales (30 × 35) : A_{min} = 1.159 cm².

- Pour les poutres secondaires : $(25 \times 30): A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

❖ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :** (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états

Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec : $T_{\max}$: effort tranchant max a l'ELU

- **Poutres principales (30x35) :**

$$\tau_u = \frac{81,31 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,846 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaire (25x35) :**

$$\tau_u = \frac{38,34 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,40 \text{ MPa}$$

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme** (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0,846 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis** (BAEL91 Art A.5.1.32):

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 81,31 \text{ kN} < T_u = 576 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 38,34 \text{ kN} < T_u = 405 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à :

$$T_u - \frac{Mu}{0.9d}$$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales (appuis) : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 81,31 - \frac{89,173}{0.9 \times 0.32} = -228,318 < 0$
- Poutres principales (travée) : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 81,31 - \frac{91,388}{0.9 \times 0.32} = -236 < 0$
- Poutres secondaires (appuis) : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 38,34 - \frac{54,466}{0.9 \times 0.27} = -185,79 < 0$
- Poutres secondaires (travée) : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 38,34 - \frac{18,327}{0.9 \times 0.27} = -37,079 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- Poutres principales: $\tau_{se} = 1,00 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- Poutres secondaires : $\tau_{se} = 0,598 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

❖ Ancrage des aciers :

- Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Calcul de la longueur de scellement des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Pour } \emptyset 14 : l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \emptyset 16 : l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 16 : l_s = 56,437 \text{ cm}$.

❖ **Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{3.5}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 1.6\text{mm}, 2,5\text{mm})$$

Soit : $\emptyset_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

• **Calcul des espacements :**

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\right\}$$

$$S_t = \min(8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30) = 8.75\text{cm}$$

Pour les poutres principales : $S_t = 10\text{cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 10\text{cm}$

– Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Pour les poutres principales $S_t = 15\text{cm}$

Pour les poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{min} = 3\text{‰ } S_t \times b$$

$$A_{min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{adopté} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{min} = 1.125\text{cm}^2 < A_{adopté} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

❖ Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.2.8 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- ❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- ❖ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ❖ Etat limite de déformation.

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Vérification des contraintes :
- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \rightarrow \begin{cases} K_1 \\ \beta_1 \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12: Moments à l'ELS.

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	M _{st}	35,191	ELS
	Appui	M _{st}	-23,121	ELS
Poutre secondaire	Travée	M _{st}	57,43	ELS
	Appui	M _{st}	-73,58	ELS

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.13: Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutre		Moments (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	A _{st1}	d	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	35,191	1,109	0.8553	19,56	10.65	32	120,73	348	C.V	6,17	15	C.V
	Appuis	23,121	0.963	0.8626	21,40	9,24	32	91,00	348	C.V	4,25	15	C.V
P.S	Travée	5,743	0,684	0.8794	26,46	4,62	27	52,355	348	C.V	1,978	15	C.V
	Appuis	-7.358	1.372	0.844	17,05	9,24	27	34,944	348	C.V	2,049	15	C.V

VI.2.9 Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est $f = 0.0074 \text{ cm}$

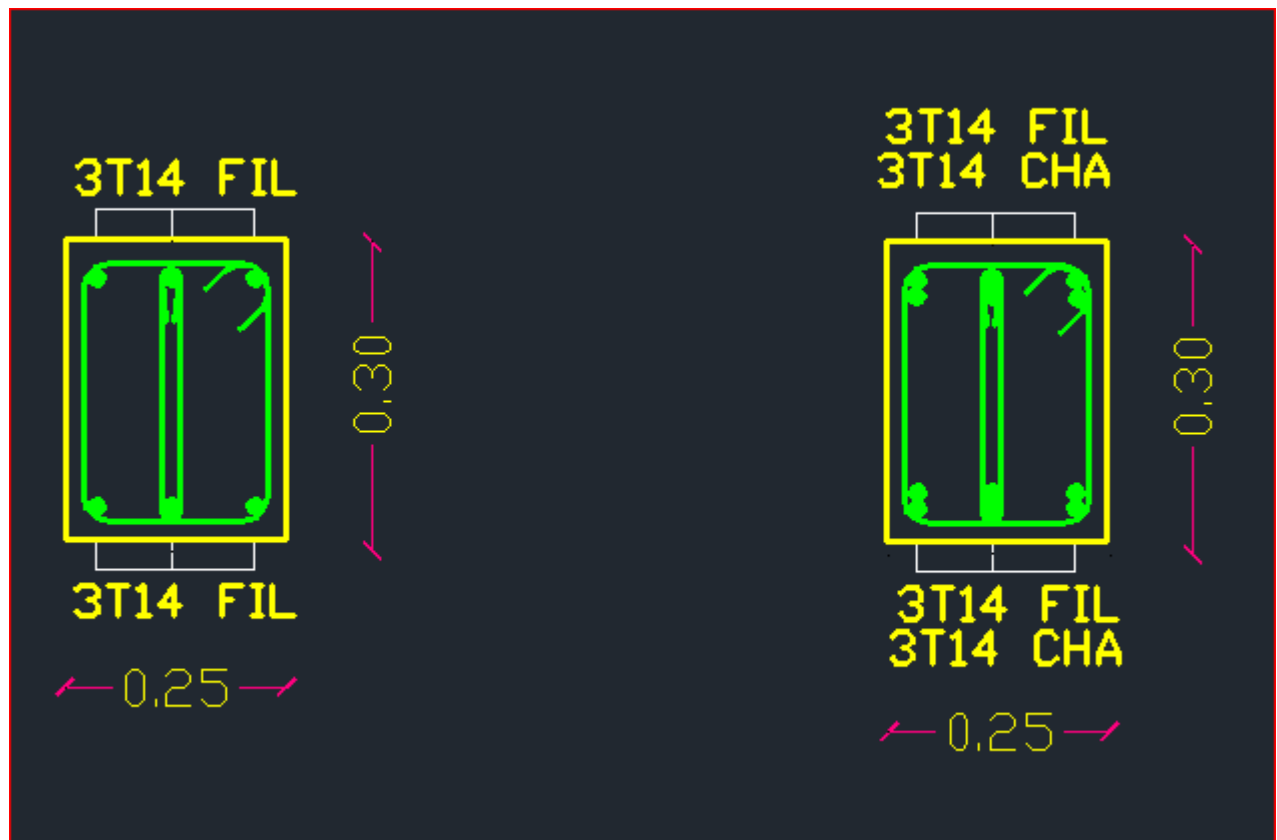
$$f = 0.0074 \text{ cm} < \bar{f} = 0.85 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens de la poutre secondaire :

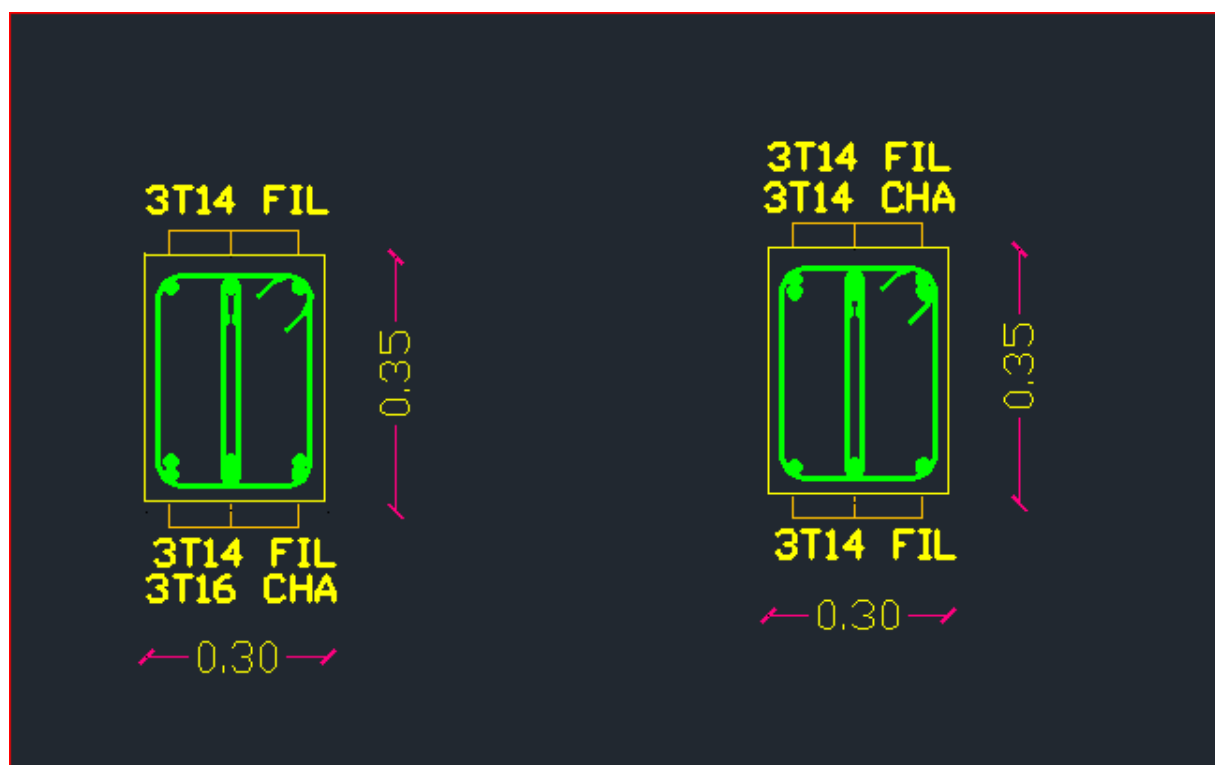
$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est $f = 0.006058 \text{ cm}$

$f = 0.006058 \text{ cm} < \bar{f} = 0.68 \text{ cm} \implies$ Condition vérifiée



Figures VI.7 : ferraillage des poutres secondaires



Figures VI.8 : ferraillage des poutres principales**VI.3 Ferraillage des voiles :****VI.3.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- **Zone I** : S-SOL, RDC
- **Zone II** : Du 1^{ère} au 5^{ème} étage.

VI.3.2 Combinaisons d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

BAEL.91/modifié 99 :

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- **ELS** : $G + Q$

RPA 99/modifié 2003 :

- $G+Q+E$
- $0.8G+E$

VI.3.3 Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \text{ (Art -7-7-4. RPA 99)}$$

Avec : **he** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée ($L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$)

L_t : longueur tendue = L - L_c

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

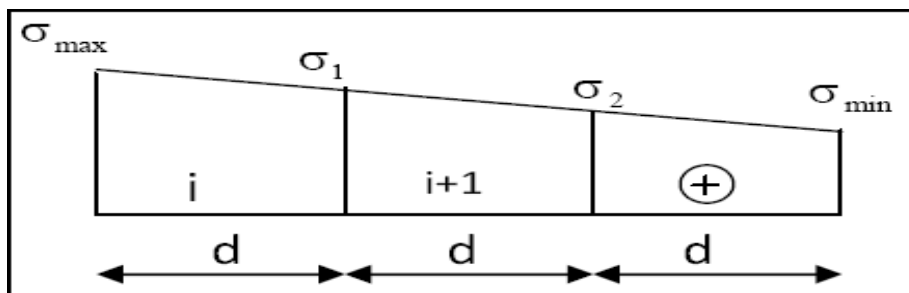


Figure VI.9 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{et} \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} (L_t - d) \times e$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$

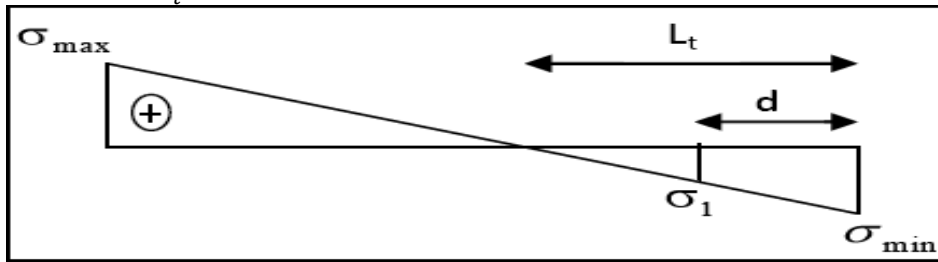


Figure VI.10 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

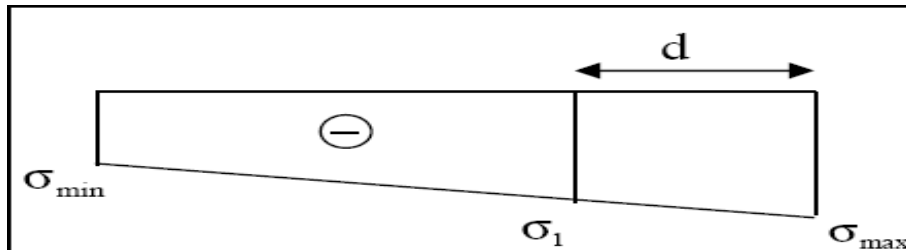


Figure VI.11 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

VI.3.4 Calcul des armatures :

❖ Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec:

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Situations courantes : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

- Section partiellement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Situations courantes : $\sigma (10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- Section entièrement tendue pour une bande i :

$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$; σ_{s2} : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Situations courantes : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Situations accidentelles : $\sigma (2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

❖ Armatures minimales :

- Section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$ (Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

Avec : B : section du béton comprimée

- Section partiellement comprimée :

$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$A_{min} \geq 0.002 B$ (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).

Avec : B : section du tronçon considéré

- Section entièrement tendue :

$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$A_{min} \geq 0.002 B$ (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).

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.

VI.3.5 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ Exigence du BAEL91 modifiée 99 :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

❖ Exigence du RPA 99 version 2003 :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : $A_h \geq 0,15\% B$

Zone courante : $A_h \geq 0,10\% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ Armatures de montages (transversales) :

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Dispositions constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e: épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

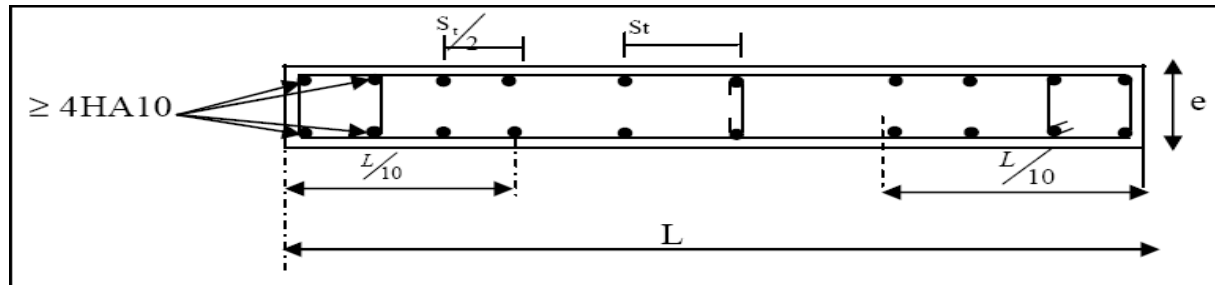


Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

VI.3.6 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} ; V = 1.4 \times V_{U,CALCUL}$$

Avec : **b₀** : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Et } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : **$\bar{\tau}_u$** : Contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91modifiée99)

VI.3.7 Exemple de calcul :

❖ **Soit à calculer le ferraillage du voile VL2(VL3) de la Zone I :**

$$L = 1.80 \text{ m.}$$

$$e = 0.20 \text{ m.}$$

$$B = 0.36 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = +7140.17 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -9509.11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

❖ **Calcul de la longueur comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L \quad \Rightarrow \quad L_c = \frac{7140.17}{7140.17 + 9509.11} \times 1.80 = 0.77 \text{ m}$$

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

L_c = 0.39 m $\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (**SPC**).

$$L_t = L - L_c = 1.80 - 0.77 = \mathbf{1.03 \text{ m}}$$

❖ **Détermination de la longueur de la bande (d) :**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = (2,04; 0,51)$$

Pour notre cas on prend $d = 0,51m$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{9509.11 * (1.03 - 0.51)}{1.03} = 4800.72 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{9509.11 + 4800.72}{2} \times 0,51 \times 0,2 = 729.80 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{4800.72}{2} \times (1.03 - 0.51) \times 0,2 = 249.6374 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures :

Armatures verticales :

$$1^{\text{er}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{729.80}{400 \times 10^{-1}} = 18.25 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{249.6374}{400 \times 10^{-1}} = 6.24 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 260.21 \times 10}{400} = 10.01 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{51 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 51 \times 20\right)$$

$$A_{min} = \max(5.35; 2.04) = 5.35 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + A_{Vcorr} = 18.25 + 2.50 = 20.75 \text{ cm}^2 / \text{bande}$
- $A_2 = A_{V2} + A_{Vcorr} = 6.24 + 2.5 = 8.74 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

❖ Ferraillage adopté :

❖

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 20.75 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 8.74 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}14 = 21.56 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$

Tableau VI.14 : Ferraillage adopté.

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} ; A_H = \frac{21.56}{4} = 5.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{■ D'après le RPA: } A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 51 = 1.53 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 1.53 \text{ cm}^2$ Soit : 5HA12 = 5.65 cm² / par nappe**❖ Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$$

 $S_t = 10 \text{ cm}$ Condition vérifiée. $S_h = 15 \text{ cm}$ Condition vérifiée.**VI.3.8 Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{354.11 \times 10^3}{0.2 \times 10^6 + 15 \times 12.04 \times 10^2} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1.4 V_U$$

$$\tau_b = \frac{1.4 V_U}{b_0 \times 0.9 h} = \frac{1.4 \times 260.21 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1800} = 1.12 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Avec :

b₀: Epaisseur du voile**d** : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{260.21 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1800} = 0.803 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.803 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{585.26 \times 10^3}{200 \times 1800 + 15 \times 21.56 \times 10^2} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.9 Ferrailage des voiles :

Tableau VI.15 : ferrailage des voiles du GROUPE 1

	Zones	Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8
	e (m)	0,2	0,2
	B (m)	0,36	0,36
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7140,17	3615,03
	σ_{min} [KN/m ²]	-9509,11	-5168,84
	Nature de la section	SPC	SPC
	V _u (kN)	260,21	541,85
	L _t (m)	1,03	1,06
	L _c (m)	0,77	0,74
	d (m)	0,510	0,496

	σ_1 [KN/m ²]		4800,720	2779,470
	N (kN)	N ₁	729,80	389,46
		N ₂	249,637	158,420
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,25	9,73
		A _{v2}	6,24	3,96
	A _{vj} (cm ²)		10,01	20,86
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	20,75	14,95
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8,74	9,18
	A _{min} (cm ²)		5,35	5,15
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21,56	15,4
		Bonde 2	21,56	15,4
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 7HA14	2 x 5HA14
		Bonde 2	2 x 7HA14	2 x 5HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,53	1,47
	A _H /nappe (cm ²)		5,39	3,85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=4,52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	σ_u (MPa)	0,803	1,670
		τ_b (MPa)	1,490	2,340
	ELS	N _s (kN)	585,26	977,86
		σ_b (MPa)	1,49	2,55

Tableau VI.16 : ferraillage des voiles du GROUPE 2

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,4	2,4
	e (m)	0,2	0,2
	B (m)	0,48	0,48

Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		7928,66	2737,88
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-9793,89	-4046,08
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		707,73	541,85
	L_t (m)		1,33	2,00
	L_c (m)		1,07	0,40
	d (m)		0,713	0,260
	σ_1 [KN/m ²]		4543,480	3520,080
	N (kN)	N_1	1022,25	196,72
		N_2	280,330	612,500
	A_v (cm ²)	A_{v1}	25,25	4,92
		A_{v2}	7,00	15,31
	A_{vj} (cm ²)		990,88	20,86
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	32,36	10,13
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	13,81	20,52
	$A_{\min}$ (cm ²)		7,47	2,73
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	33,86	21,56
		Bonde 2	33,86	21,56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 11HA14	2 x 7HA14
		Bonde 2	2 x 11HA14	2 x 7HA14
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	10 cm	10 cm
	$A_{H\min}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		2,14	0,78
	A_H /nappe (cm ²)		8,46	7,20
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	5HA14/nappe
	$ep=20$ cm		($A=9,05$ cm ²)	($A=9,24$ cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	σ_u (MPa)	1,630	1,250
		τ_b (MPa)	2,290	1,750
	ELS	N_s (kN)	1026,43	977,86
		σ_b (MPa)	1,93	1,90

Tableau VI.17 : ferrailage des voiles du GROUPE 3

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,9	2,9
	e (m)	0,2	0,2
	B (m)	0,58	0,58
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	6819,03	5441,07
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-9605,01	-5583,48
	Nature de la section	SPC	SPC
	V _u (kN)	707,73	495,9
	L _t (m)	1,70	1,47
	L _c (m)	1,20	1,43
	d (m)	0,800	0,950
	σ_1 [KN/m ²]	5085,000	1975,100
	N (kN)	N ₁	1175,20
		N ₂	457,650
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29,38
		A _{v2}	11,44
	A _{vj} (cm ²)		27,24
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	36,19
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18,25
	A _{min} (cm ²)		8,40
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,94
		Bonde 2	24,64
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 12HA14
		Bonde 2	2 x 8HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm
		Bonde 2	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,40
	A _H /nappe (cm ²)		9,24
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14/nappe
	ep =20cm		(A=9,24cm2)
			(A=6,79cm2)
Vérification des	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²	

contraintes	contrainte	σ_u (MPa)	1,350	0,950
		σ_b MPa	1,890	1,330
	ELS	N_s (kN)	978,85	685,98
		σ_b (MPa)	1,54	1,11

Tableau VI.18 : ferraillage des voiles du GROUPE 4

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,8	0,8
	e (m)	0,2	0,2
	B (m)	0,16	0,16
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5519,87	3794,21
	σ_{min} [KN/m ²]	-8167,27	-4490,73
	Nature de la section	SPC	SPC
	V_u (kN)	69,54	59,25
	L_t (m)	0,48	0,44
	L_c (m)	0,32	0,36
	d (m)	0,210	0,240
	σ_1 [KN/m ²]	4594,080	2041,240
	N (kN)	N_1	268,00
		N_2	124,040
	A_v (cm ²)	A_{v1}	6,70
		A_{v2}	3,10
	A_{vj} (cm ²)		2,68
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	7,37
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	3,77
	A_{min} (cm ²)		2,21
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04
		Bonde 2	9,04
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 4HA12
		Bonde 2	2 x 4HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm

		Bonde 2	10 cm	10cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B \text{ (cm}^2\text{)}/\text{bande}$		0,63	0,72
	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	$\bar{\epsilon}_u(\text{MPa})$	0,480	0,410
		$\tau_b(\text{MPa})$	0,670	0,570
	ELS	$N_s \text{ (kN)}$	309,98	223,41
		$\sigma_b \text{ (MPa)}$	1,78	1,28

Chapitre VII

Etude du Mur plaque

VII. Etude du mur plaque

VII.1 Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés

Des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions Suivantes :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ❖ Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.2 Exigences du RPA 99 modifié 2003 (Art 10.1.2):

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VII.3 Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher du RDC, pour une bande de largeur de 1m .

VII.3.1 Caractéristique du sol :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = 1 - \sin \varphi$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

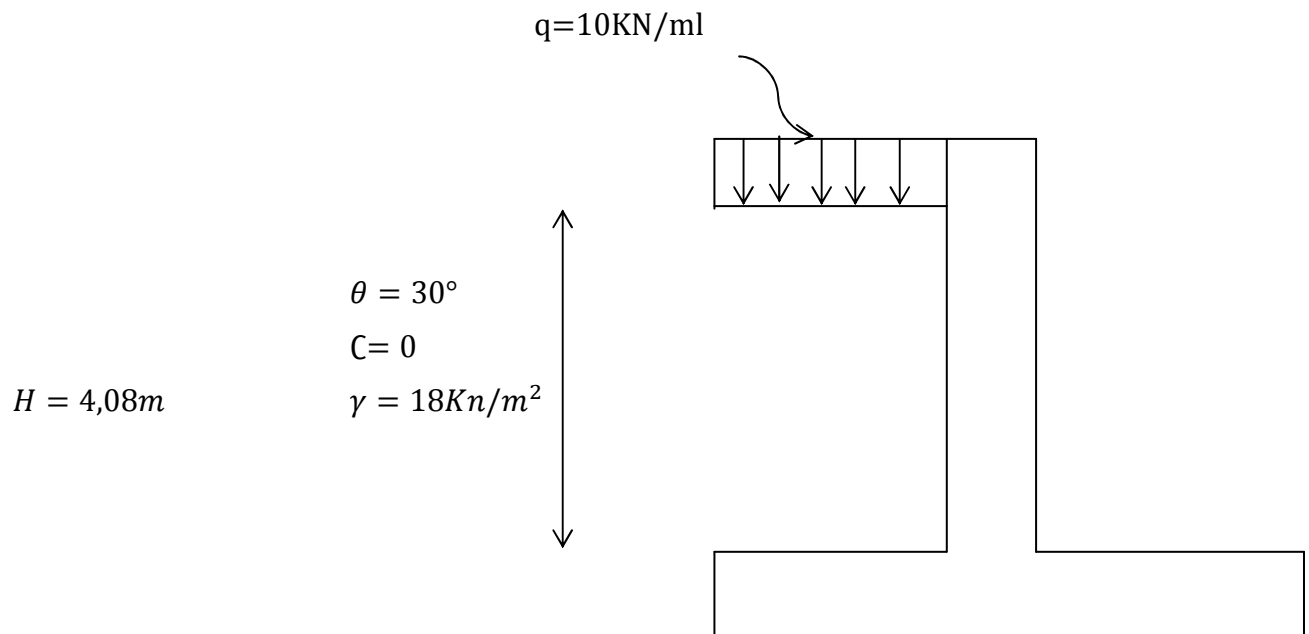


Figure VI.1: Schéma statique du mur plaque.

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

VII.3.2 Détermination des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5 q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.5 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 57.072 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times 4.08 + 10) = 41.72 \text{ KN/m}^2$$

On a les diagrammes des contraintes obtenus ci-dessous :

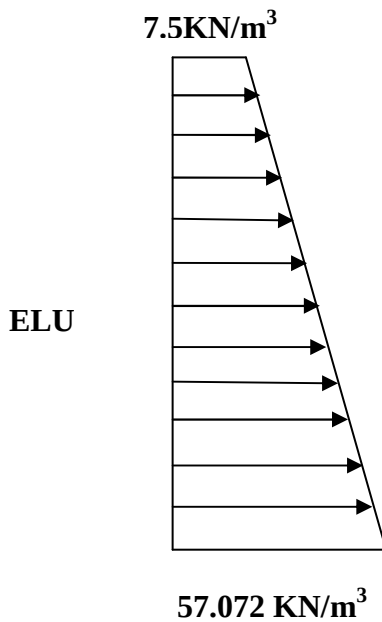


Figure VI.2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU.

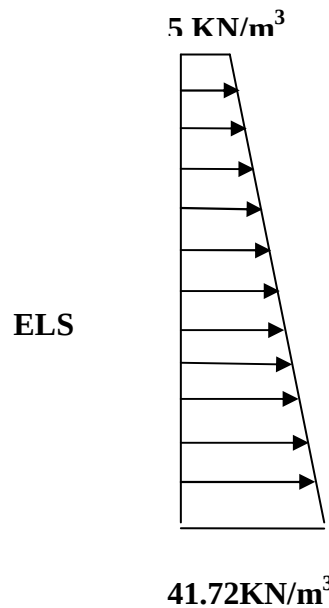


Figure VI.3 : Diagramme des Contraintes à l'ELS.

On calcul les charges moyennes comme suivant :

ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 57.072 + 7.5}{4} \times 1m = 44.679 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 41.72 + 5}{4} \times 1m = 32.54 \text{ KN/ml}$$

VII.3.3 Ferrailage du mur plaque à l'ELU:

❖ Identification des panneaux:

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3.4 \text{ m} \\ L_y = 4.08 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{4.08} = 0.82$$

$0.4 < \rho = 0.82 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.82 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0531 \times 44.679 \times (3.4)^2 = 27.377 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.649 \times 27.377 = 17.767 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 27.377 = 13.688 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 27.377 = 20.532 \text{ KN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17.767 = 8.883 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 17.767 = 13.325 \text{ KN.m}$

- ❖ **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,82 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,06 \\ \mu_y = 0,75 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } lx^2 = 0,06 \times 32.54 \times (3.4)^2 = 22.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,75 \times 22.57 = 16.927 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 22.57 = 11.285 \text{ KN.m}$

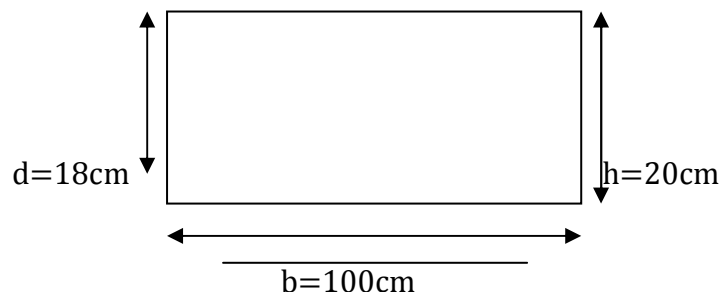
En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 22.57 = 16.927 \text{ KN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 16.927 = 8.463 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 16.927 = 12.695 \text{ KN.m}$

- ❖ **Calcul des sections d'armature :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

VII.3.4 Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: Ferrailage du mur plaque.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
x-x	Appuis	13.688	0.029	0.9855	SSA	2.21	2.17	4HA12 = 4.52	20
	Travée	20.532	0.044	0.978	SSA	3.35	2.17	4HA14 = 6.15	20
y-y	Appuis	8.883	0.019	0.9905	SSA	1.43	2.17	4HA12 = 4.52	20
	travée	13.325	0.028	0.986	SSA	2.15	2.17	4HA14 = 6.15	20

❖ Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VII.3.5 Vérification à l'ELS :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

❖ Dans les aciers :

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

Notre voile peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; \max(0, 5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier $\eta = 1,6$ pour des HA > 6mm, $\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1,3$ pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; \max(0,5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266,66; \max(200; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa.}$$

❖ Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Tableau VI.2: vérification des contraintes a ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
xx	Appuis	4.52	11.285	0.251	0.92	47.5	150.76	201.63	3.17	15	Cv
	Travée	6.15	16.927	0.341	0.909	39.85	168.21	201.63	4.22	15	Cv
yy	Appuis	4.52	8.463	0.251	0.92	47.5	83.09	201.63	1.74	15	Cv
	travée	6.15	12.695	0.341	0.909	39.85	126.15	201.63	3.16	15	Cv

VII.4 Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

En travée : 4HA14 avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : 4HA14 avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 4HA12 avec un espacement de **20 cm**.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des efforts de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des efforts de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

❖ Fondations profondes :

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.2. Etude géotechnique du sol :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}}=2$ bars.

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

-Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50 \%$$

⇒ Le risque de chevauchement est écarté.

-Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent 50% de la surface totale, on optera pour un radier.

VIII.4. Dimensionnements des semelles filantes :

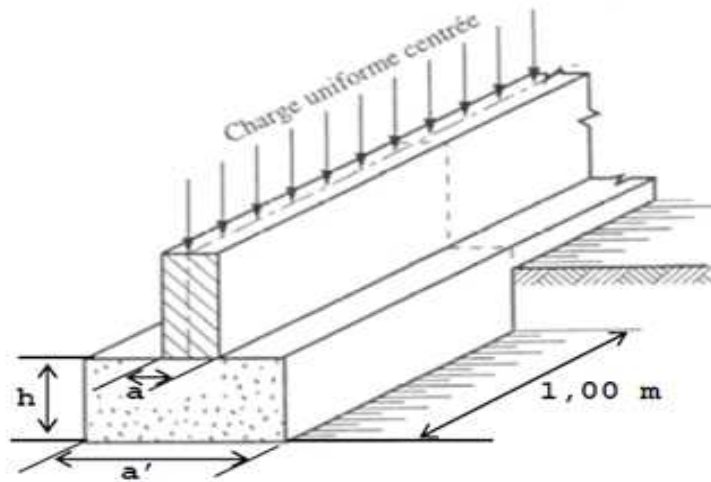


Figure VIII.1: Schéma d'une semelle filante

a. Semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

voiles	N_s^{max} (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \cdot L$ (m ²)
VL1	336.12	2.8	0.600	1.680
VL1'	615.73	2.8	1.099	3.078
VL1''	615.73	2.8	1.099	3.078
VL1'''	336.12	2.8	0.600	1.680
VL2	402.09	2.2	0.913	2.010
VL2'	402.09	2.2	0.913	2.010
VL2''	352.78	2.2	0.801	1.763
VL2'''	352.78	2.2	0.801	1.763
Somme				17.067

Tableau VIII.1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voiles	$N_s^{\max}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \cdot L$ (m ²)
VT1	448.18	1	2.240	2.240
VT1'	448.18	1	2.240	2.240
VT1''	448.18	1	2.240	2.240
VT1'''	448.18	1	2.240	2.240
VT1*	434.14	1	2.170	2.170
VT1**	434.14	1	2.170	2.170
VT1***	434.14	1	2.170	2.170
VT1****	434.14	1	2.170	2.170
VT2	511.35	3.3	0.774	2.556
VT2'	511.35	3.3	0.774	2.556
VT2''	499.45	3.3	0.756	2.497
VT2'''	499.45	3.3	0.756	2.497
Somme				27.754

Tableau VIII.2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est

$$S_v = \sum S = S_l + S_t = 17.067 + 27.754 = 44.821 \text{ m}^2$$

b. Semelles filantes sous poteaux :

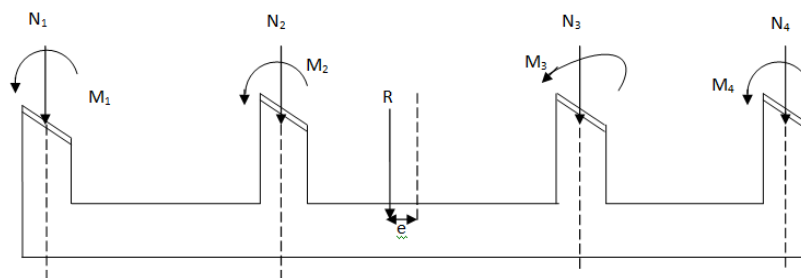


figure VIII.2: Distribution des sollicitations

• **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R}$

- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ répartition trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \end{cases}$$

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ répartition triangulaire.

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{\left(q \frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

Le calcul se fera pour le portique dans le sens porteur

Poteaux	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_i (m)	$N_s \times e_i$ (KN.m)
I 1	323.49	-0.558	-8.6	-2782.014
I 2	515.78	-0.557	-5.35	-2759.423
I 3	595.72	1.254	-1.1	-655.292
I 4	585.1	-0.298	1.7	994.67
I 5	507.27	3.953	5.95	3018.256
I 6	283.55	0.182	9.2	2608.66
Sommes	2810.91	3.976	/	424.857

Tableau VIII.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la résultante des charges:

$$R = \sum N_i = 2810.91 \text{ KN}$$

$$e_s = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R} = \frac{424.857 + 3.976}{2810.91} = 0.152 \text{ m}$$

$$e_s = 0.152 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.95}{6} = 3.158 \text{ m} \quad \text{d'ou} \quad \text{répartition trapézoïdale.}$$

Avec :

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2810.91}{18.95} \left(1 + \frac{6(0.152)}{18.95}\right) = 155.47 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2810.91}{18.95} \left(1 - \frac{6(0.152)}{18.95}\right) = 141.19 \text{ KN/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2810.91}{18.95} \left(1 + \frac{3(0.152)}{18.95}\right) = 151.9 \text{ KN/m}$$

- Détermination de la largeur de la semelle:

Calcul de ($\sigma_{3/4}$)

$$\sigma_{3/4} = \frac{R}{L \times B} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Ce qui donne : } B \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{2810.91}{200 \times 18.95} \left(1 + \frac{3 \times 0.152}{18.95} \right) = 0.759 \Rightarrow B \geq 0.759 \text{ m.}$$

On optera pour des semelles de largeur de **B=0.8 m**

$$\sigma_{3/4} = \frac{2810.91}{18.95 \times 0.8} \left(1 + \frac{3 \times (0.152)}{18.95} \right) = 189.87 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

- La surface des semelles sous poteaux :

$$S_p = B \times L \times n = 1 \times 18.95 \times 10 = 189.5 \text{ m}^2.$$

Avec : n Nombre de portique dans le sens considéré.

- la surface totale occupée par les semelles filantes :

$$S_T = S_p + S_v = 44.82 + 189.5 = 234.32 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure : $S_{\text{bâtiment}} = 560.92 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } S_T = 234.32 \text{ m}^2 = 41.77 \% < 50 \% \quad S_{\text{bâtiment}} = 280.46 \text{ m}^2$$

- Conclusion :

Puisque la surface des semelles occupent moins de **50% (41.77%)** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **des semelles filantes** comme fondation de notre bâtiment.

b.1. hauteur des semelles :

$$h_s \geq \left(\frac{B - b}{4} \right) + 5 \text{ cm}$$

Avec

B : Largeur de la semelle

h_s : Hauteur de semelle

b : Dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b=0.5 m pour les poteaux et 0.20 m pour les voiles

- Semelles filantes sous voiles :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq ((80 - 20)/4) + 5 = 20 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **hs = 20cm**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 80 \text{ cm}, \quad h_s = 20 \text{ cm}, \quad L = 18,95 \text{ m}$$

➤ **Semelles sous poteaux**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (80 - 50/4) + 5 = 12.5 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s = 15 \text{ cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 80 \text{ cm}, \quad h_s = 15 \text{ cm}, \quad L = 18,95 \text{ m}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travées) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

VIII.5. Etude de la poutre de rigidité :

1. Dimensionnement :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L = 4.25 \text{ m}$

$$\text{La hauteur : } \frac{4.25}{9} \leq h_p \leq \frac{4.25}{6} \Rightarrow 47.22 \leq h_p \leq 70.83$$

On adopte une hauteur de **$h_p = 50 \text{ cm}$**

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 16.67 \leq b_p \leq 33.33$$

On adopte une largeur de **$b_p = 20 \text{ cm}$**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$$h = 50 \text{ cm}, \quad b = 20 \text{ cm}, \quad d = h - c = 47 \text{ cm}.$$

2. Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par le logiciel ETABS.

Tableau VIII.4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Poteaux	N_u (KN)	M_u (KN.m)	e_u (m)	$N_u \times e_u$ (KN.m)
I1	505.45	0.702	-8.6	-4346.87
I2	706.07	-2.86	-5.35	-3777.47
I3	817.09	-0.27	-1.1	-898.79
I4	802.21	-3.027	1.7	1363.75
I5	694.38	-0.748	5.95	4131.56
I6	421.7	0.702	9.2	3879.64
Sommes	3946.9	-5.501	/	354.82

$$e_u = \frac{\sum N_u \times e + \sum M_u}{\sum N_u} \Rightarrow e_u = \frac{354.82 - 5.501}{3946.9} = 0.088 \text{ m}$$

- Calcul de la charge uniforme

$$q_u = \left(\frac{\sum N_u}{L} \right) \left(1 + \left(\frac{3 e_u}{L} \right) \right) = \left(\frac{3946.9}{18.95} \right) \left(1 + \left(\frac{3 \times 0.088}{18.95} \right) \right) = 211.18 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 211.18 \text{ KN/ml}$$

3. Détermination des moments dans la poutre :

On modélise la poutre dans le logiciel ETABS et on lui applique la charge q_u et on tire la valeur des moments aux appuis et aux travées.

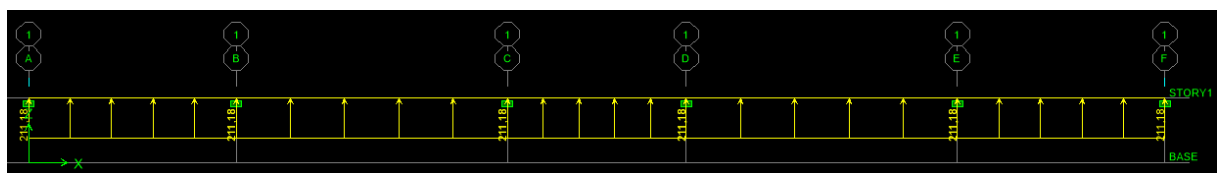
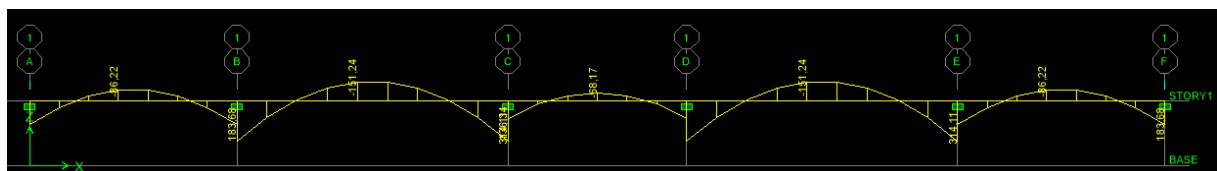
Figure VIII.2 :Schéma statique de la poutre à l'ELU ($q_u=211.18\text{KN/ml}$)

Figure VIII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

4. Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_a = \frac{M^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_{bc} \Rightarrow A_{\min} = (0.23 \times 20 \times 47 \times 2.1) / 400 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Tableaux VIII.5 : le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des appuis

Appuis	$M_a(\text{KN.m})$	μ_u	β	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$	Observation	A adopter
1	183.68	0,292	0,823	13,64	1.13	$A_u > A_{\min}$	4HA16 (filante)+4HA14 (chapeaux)=14.19 cm ²
2	314.11	0,5	0,592	32.44	1.13	$A_u > A_{\min}$	8HA20 (filante)+6HA16 (chapeaux)=37.19 cm ²
3	314.11	0,5	0,592	32.44	1.13	$A_u > A_{\min}$	8HA20 (filante)+6HA16 (chapeaux)=37.19 cm ²
4	314.11	0,5	0,592	32.44	1.13	$A_u > A_{\min}$	8HA20 (filante)+6HA16 (chapeaux)=37.19 cm ²
5	314.11	0,5	0,592	32.44	1.13	$A_u > A_{\min}$	8HA20 (filante)+6HA16 (chapeaux)=37.19 cm ²
6	183.68	0.292	0.823	13.64	1.13	$A_u > A_{\min}$	4HA16 (filante)+4HA14 (chapeaux)=14.19 cm ²

En travée :

Tableaux VIII.6 : le ferrailage de la poutre rigide aux niveaux des travées

Travée	$M_t(\text{KN.m})$	μ_u	β	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}$	Observation	A_{adopter}
1-2	86.22	0,137	0,926	5.69	1.13	$A_u > A_{\min}$	4HA14 = 6.15 cm ²
2-3	151.24	0,241	0,86	10.75	1.13	$A_u > A_{\min}$	6HA16 = 12.06 cm ²
3-4	68.17	0,108	0,943	4.42	1.13	$A_u > A_{\min}$	6HA16 = 12.06 cm ²
4-5	151.24	0.241	0.86	10.75	1.13	$A_u > A_{\min}$	6HA16 = 12.06 cm ²
5-6	86.22	0,137	0,926	5.69	1.13	$A_u > A_{\min}$	4HA14 = 6.15 cm ²

5. Vérifications :

a. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 339.11 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{339.11 \times 10^3}{200 \times 470} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

6. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l \text{ min})$$

$$\phi_t \leq \min (1.4 ; 2 ; 1.4) \Rightarrow \phi_t = 14 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA14=6.15 cm²**

7. Espacement des cadres

Le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être :

En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min (12.5 ; 16.8 ; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm} \quad \text{On prend un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}$$

8. Les armatures minimales transversales

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

Zone nodale: $A_t > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

$$A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_t > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

VIII.6. ferrailage des semelles dans le sens « B »

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = N_{uf} (B - b) / 8d \sigma_{st} \text{ Avec } N_{uf} = B \times \sigma_{3/4} \times 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

$$B=0.8 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 0.8 \times 189.87 \times 1 \text{ m} = 151.9 \text{ KN}$$

$$A_B = \frac{151.9 \times 10 \times (80 - 50)}{8 \times 47 \times 348} = 0,348 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **4HA12=4.52cm²/ml** avec **S_t=25cm**

➤ armatures de répartition

$A_r=A_B/4=1.13\text{cm}^2 \Rightarrow$ on prend une section de **4HA10=3.14cm²** avec **S_t=25 cm**

VIII.7. Ferrailage de la longrine :

1. Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α: Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

2. Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S₂ et S₃

(30cmx30cm) : site de catégorie S₄

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

3. Armatures longitudinales :

$N_u = 3946.9 \text{ KN}$, $\alpha = 15$ (zone IIa; site 2)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{3946.9}{15} = 263.12 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{263.12 \times 10}{348} = 7.56 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA16=8.04 cm²**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$ la condition est vérifiée

4. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_L \text{ min}) \text{ cm} \Rightarrow \phi_t \leq \min (0.85 ; 2.5 ; 1.6) \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 0.85 \text{ cm}$ on prend un cadre de HA8

5. Espacement des cadres

Selon RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15\phi_L) \Rightarrow S_t \leq \min (20 ; 24)$$

On adopte comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion

Ce rapport présente les travaux effectués au cours de notre projet de fin d'études. Ces travaux portent sur l'étude d'une structure [R+5+ sous-sol] à usage d'habitation. L'étude de construction en béton de cet ouvrage a été effectuée en se basant sur les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé [BAEL91modifié99] ainsi que sur les règles parasismiques algériennes [RPA99V2003].

Ce rapport présente les différents calculs de pré-dimensionnement, le calcul des éléments secondaires ainsi que les calculs de ferrailage. La réponse de la structure a aussi été calculée en utilisant le logiciel ETABS 2014.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, en l'occurrence le dimensionnement, le calcul et la vérification des éléments des structures tout en respectant les différents règlements. De plus, il nous a permis de prendre en main les différents outils de calcul (ETABS, AUTO-CAD ..)qui sont indispensable dans le métier d'ingénieur d'étude en génie civil .Enfin, ce projet nous a permis de prendre conscience de la rigueur nécessaires afin de mener à bien ce type d'études. En effet, les calculs effectués auront un impact majeur sur la stabilité des structures ainsi que la sécurité des usagers.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

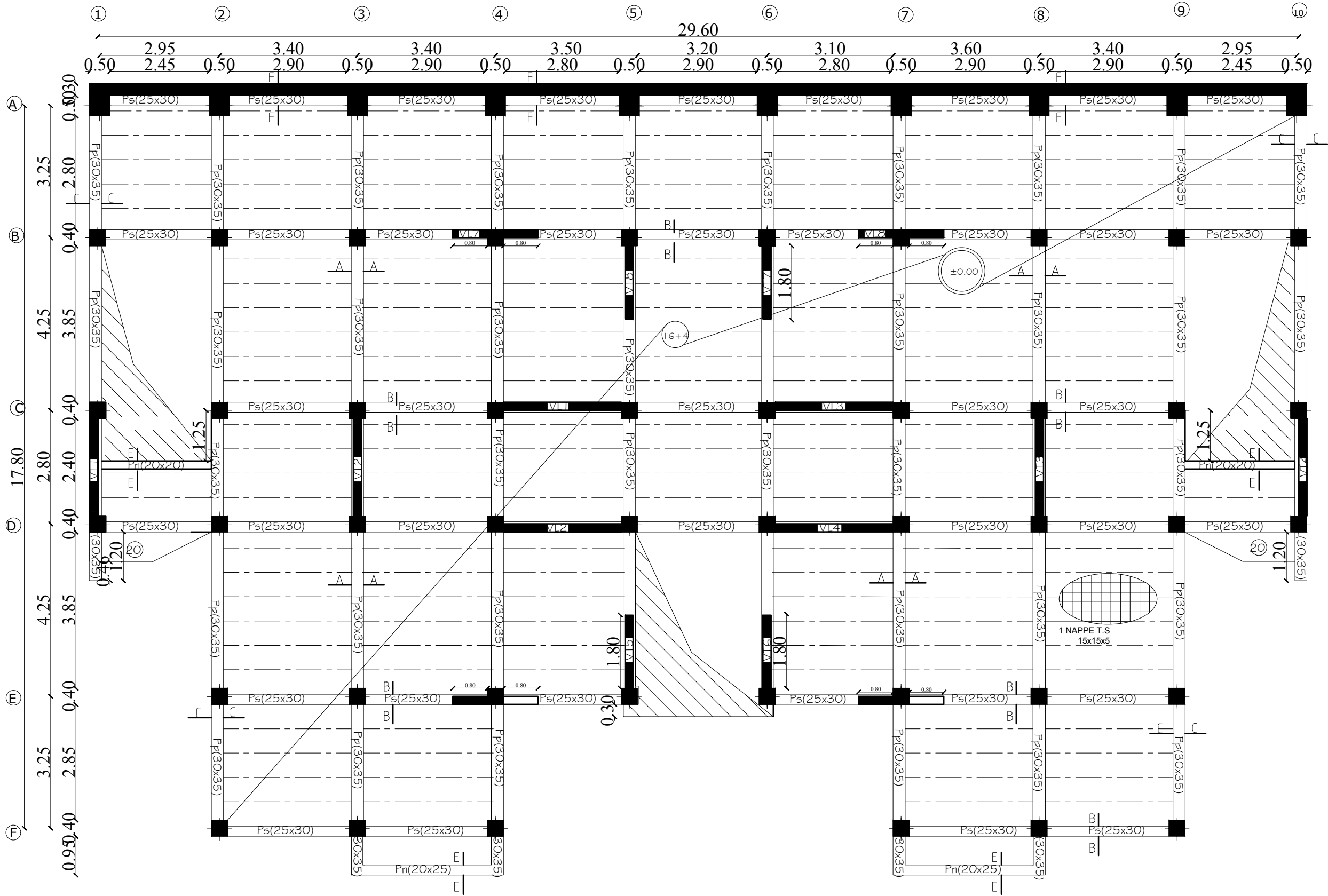
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

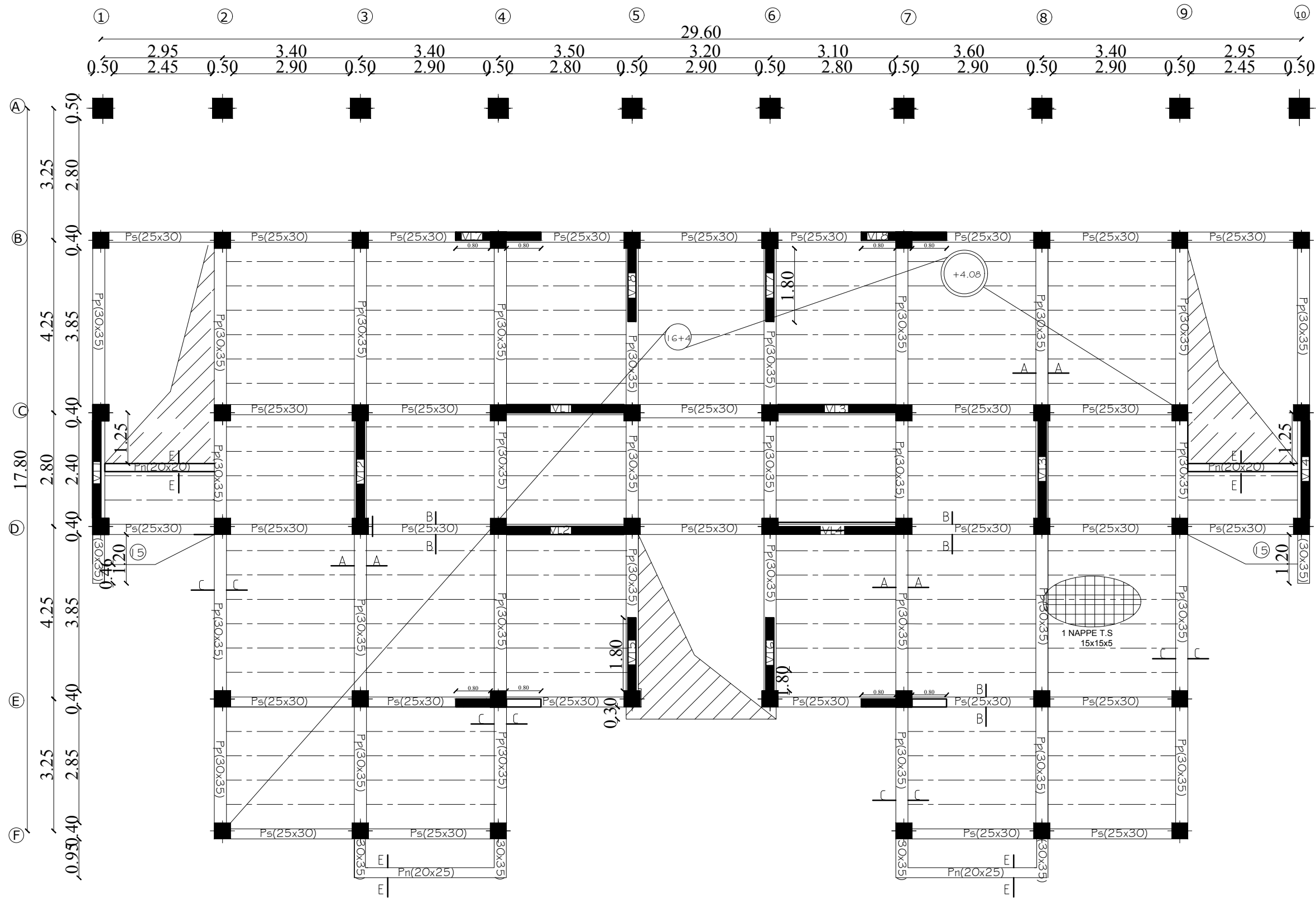
- Logiciel ETABS 9.7.0
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2007
- WORD 2007
- AUTOCAD 2013

Ouvrage :

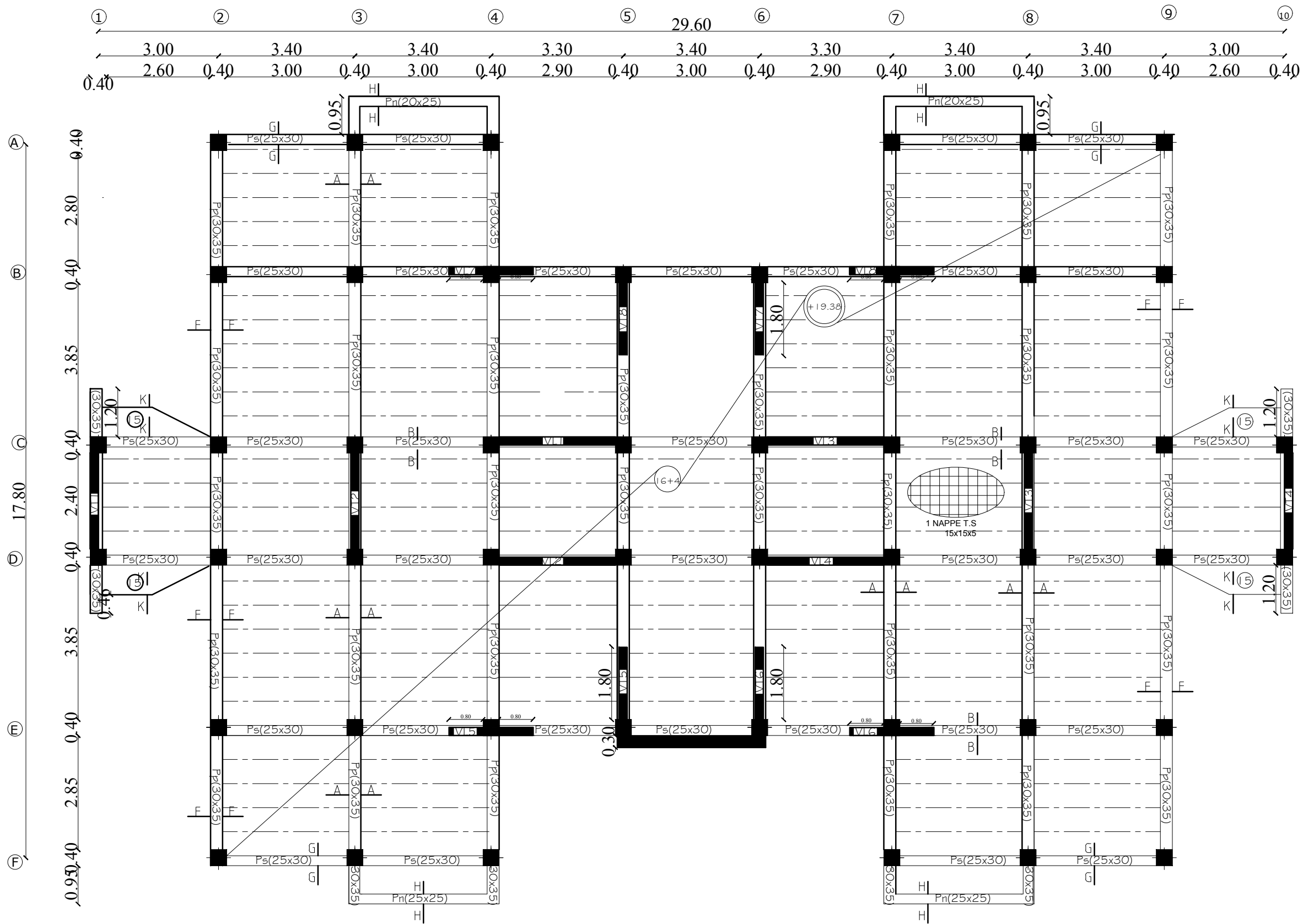
- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.



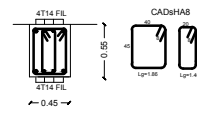
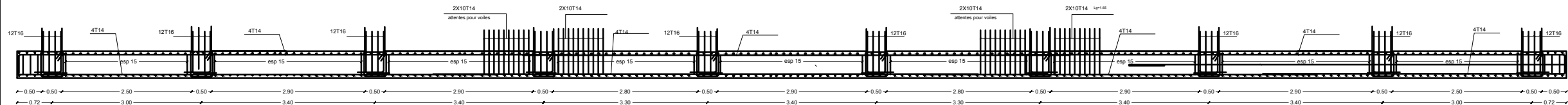
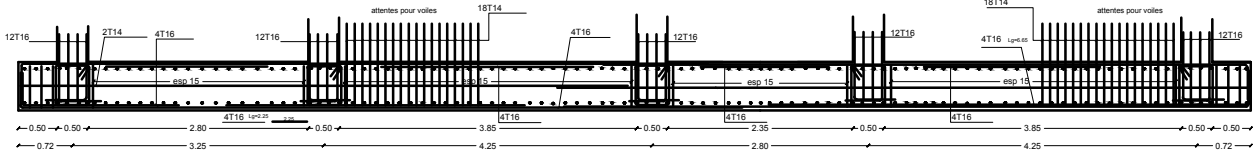
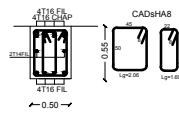
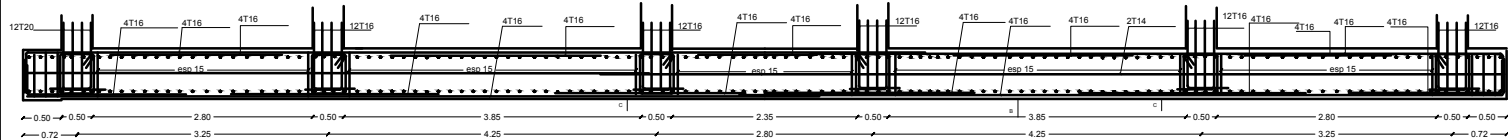
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA	SKIKDA
DAIRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIBRI DIT	ZIZZAF
PROJET	
ETUDE ET REALISATION DE	
1000 LOGEMENTS R+D+P A	
ZIZZAF WILAYA DE SKIKDA	
COFFRAGE DU PLANCHER NIV +0.00	
COFFRAGE DU	RELEVÉ 1/50
PLANCHER NIV +0.00	PROJETANT 2023/01/01
DIRIGE PAR: M. HAMZA M.	PLANCHER N° 02
	ETUDE PAR: M. ABDELHAKIM



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA	SKIKDA
DARRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIEU DIT	ZEZZAF
PROJET	
ETUDE ET REALISATION DE	
1000 LOGEMENTS S.H.P. A	
ZEZZAF WILAYA DE SKIKDA	
COFFRAGE DU	
PLANCHER NIV+ 4.08	
SERIE PAR M. HANOUCH	
ETUDE PAR DELTAH THODI	
REVISER PAR M. HANOUCH	
REVISER PAR M. HANOUCH	

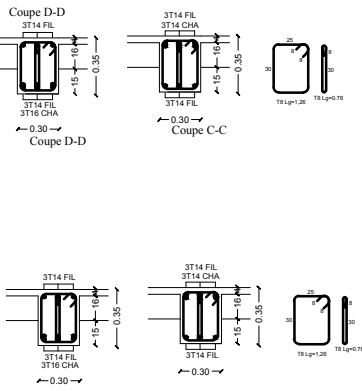
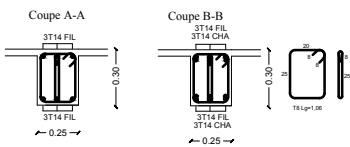
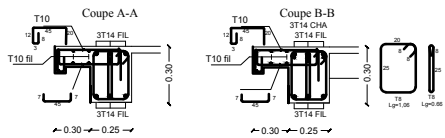


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
PROJET	
WILAYA	SKIKDA
DABRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIEU DES	ZOUZAF
ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R.I.I.F.A. ZOUZAF WILAYA DE SKIKDA	
COFFRAGE DU PLANCHER NIV +19.38	
DRESSÉ PAR: M. HADJEM	
ETUDÉ PAR: M. HADJEM	



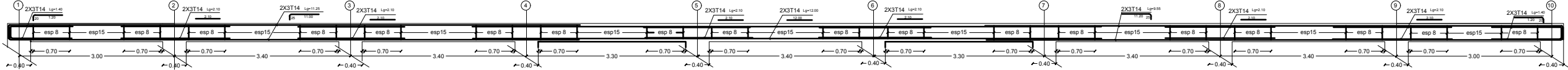
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
PROJET	
WILAYA	SKIKDA
DARRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIEU DIT	ZETZAF
ETUDE ET REALISATION DE 1500 LOGEMENTS R.H.P.A. ZETZAF WILAYA DE SKIKDA	
PROJETANT: 2020-2021	
PLANCHES: 11	
ETUDE PAR: M. HAMMAM	
M. ABDEL TAYEB	

FERRAILLAGE DES POUTRES

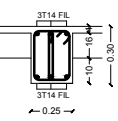


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA	SKONDA
DABA	SKONDA
COMMUNE	SKONDA
LIQU DIT	ZETZZAF
PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZETZZAF WILAYA DE SKONDA	

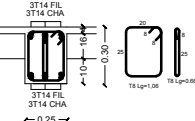
File C et D (25x30)



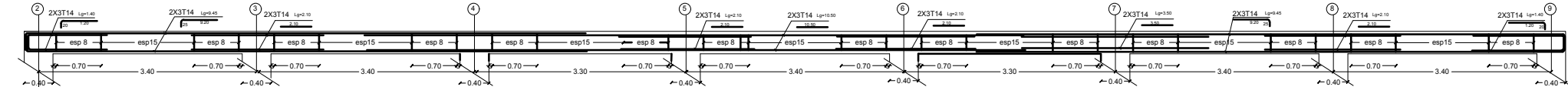
Coupe A-A



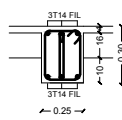
Coupe B-B



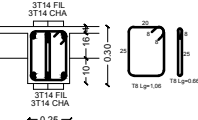
File B et E (25x30)



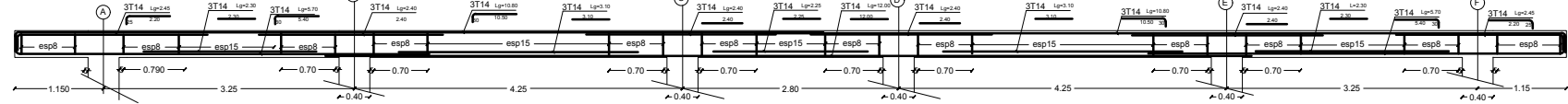
Coupe A-A



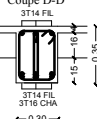
Coupe B-B



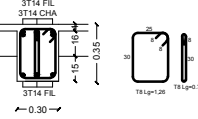
Axe 4 et 7 (30x35)



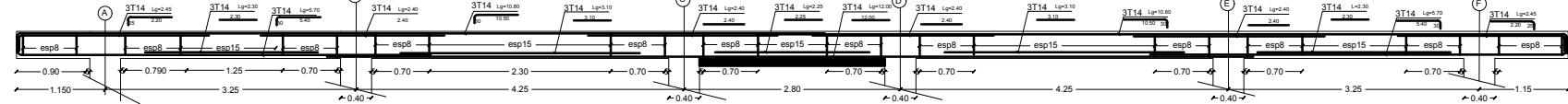
Coupe D-D



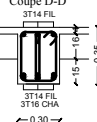
Coupe C-C



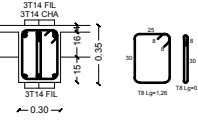
Axe 3 et 6 (30x35)



Coupe D-D

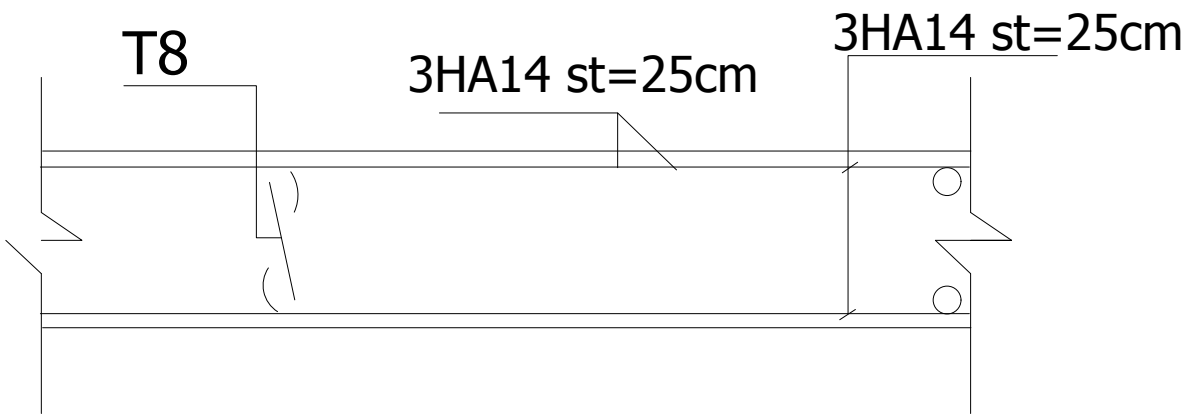
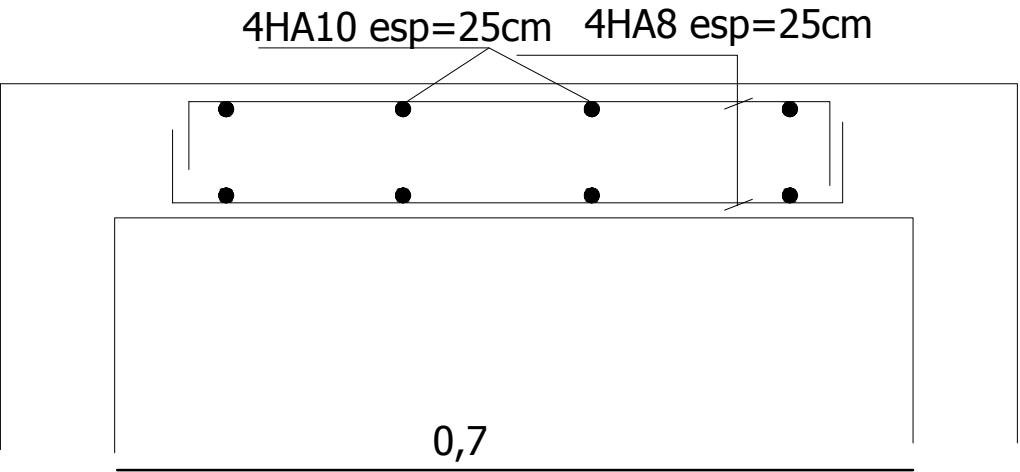


Coupe C-C



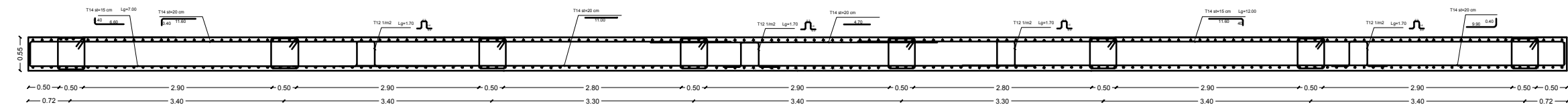
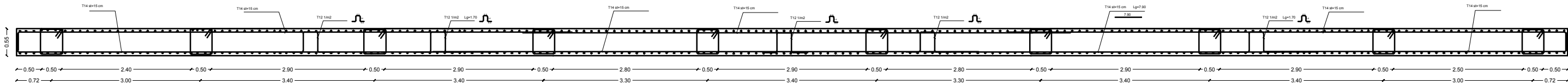
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
PROJET	
WILAYA	SKIKDA
DAIRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIEU DIT	ZEZZAF
ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-B-P A ZEZZAF WILAYA DE SKIKDA	
PERIODE DES TRAVAUX : NOV +1980	
REDACTE : 1/20	
PROJETANT : 3025/2021	
PROPOSE : 0/00	
EXECUTE PAR : SOCIETE TRAVAUX BILALIAN TRAVAUX	

Plan de ferrailage de la dalle pleine suivant
X-X

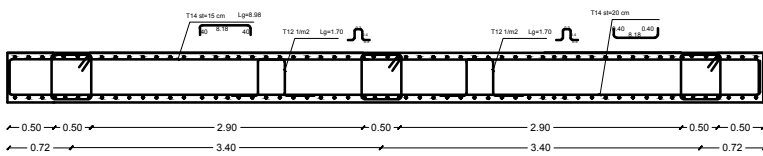
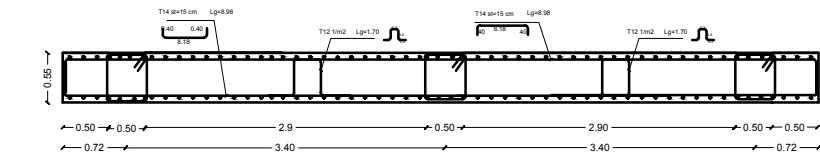


Poutre palière

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
WILAYA	DAIRA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA	
SKIKDA	SKIKDA		
COMMUNE	SKIKDA		
LIEU DIT	ZEFZZAF		
FERRAILAGE DES Dalle pleine + poutre palère		ECHELLE : 1/25	
		PROMOTION : 2020/2021	
		PLANCHE N: 15	
DIRIGE PAR : Mr. HAMIZLM		ETUDIE PAR: HETTAK THIZIRI BELABBAS THANINA	

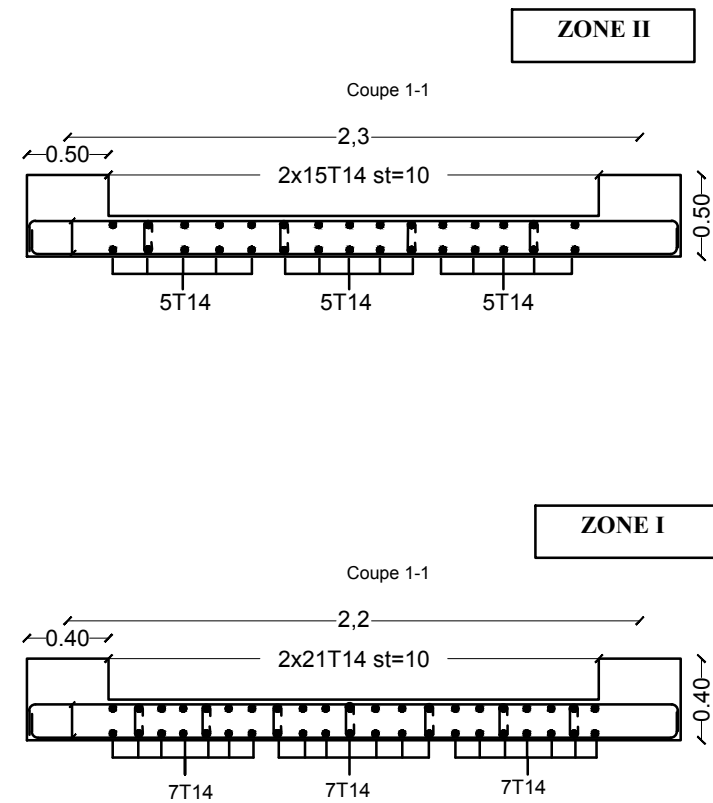
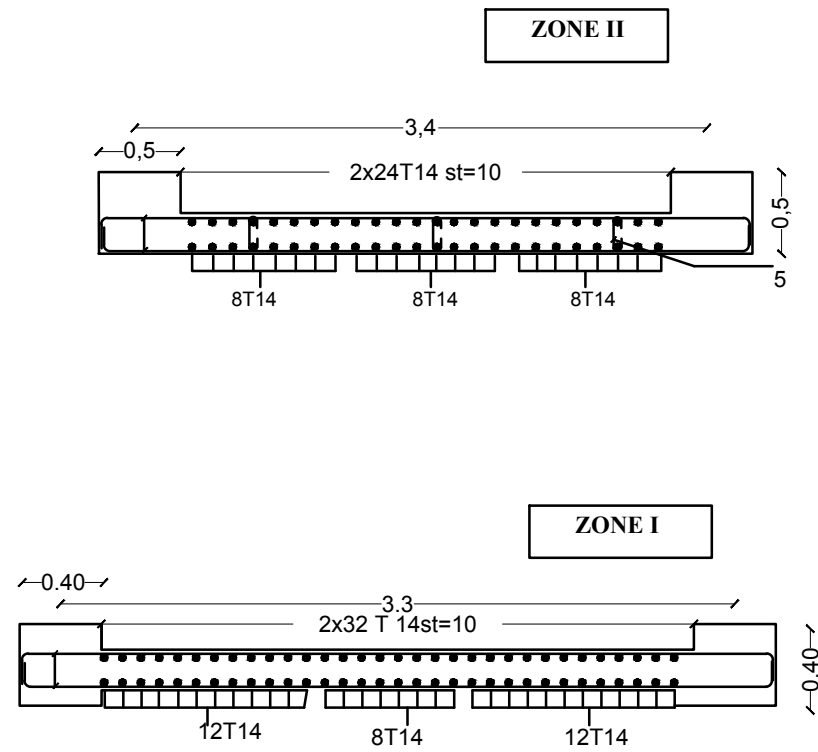


radier entre (EetF)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
WILAYA	SKIKDA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R+4+P A ZIEZZAF WILAYA DE SKIKDA	
DAIRA	SKIKDA		
COMMUNE	SKIKDA		
LIEU DIT	ZIEZZAF		
FERRAILLAGE DU RADIER		ECHELLE : 1/25	
		PROMOTION: 2020/2021	
		PLANCHE N. 10	
DROGE PAR : M. HAMZIM		ETUDE PAR : HETAK THOUJI BEL ABRAS THOUJI	

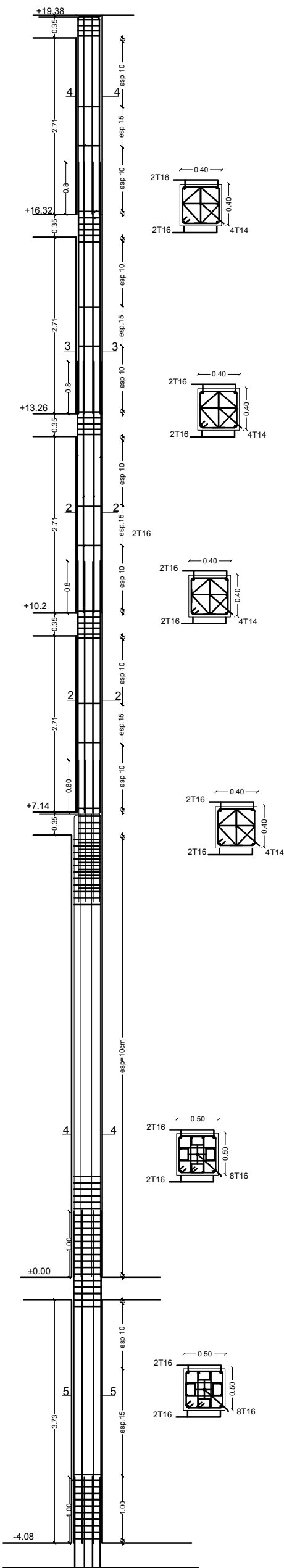
FERRAILLAGE DES VOILES



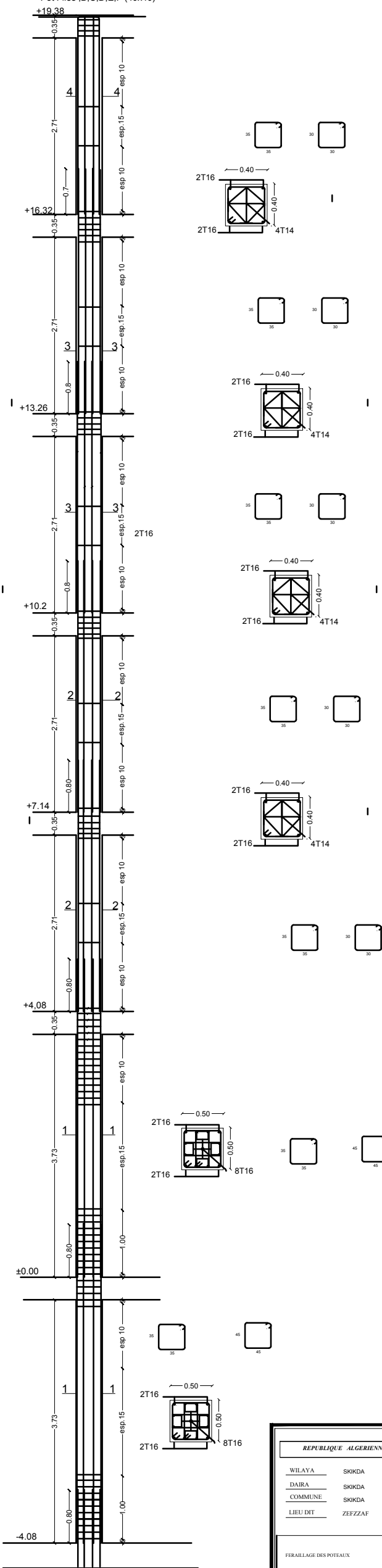
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	SKIKDA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA
DAIRA	SKIKDA	
COMMUNE	SKIKDA	
LIEU DIT	ZEFZZAF	
FERRAILLAGE DES VOILES	ECHELLE : 1/25	
	PROMOTION : 2020/2021	
	PLANCHE N: 12	
DIRIGE PAR : Mr. HAMIZLM	ETUDIE PAR: HETTAK THIZIRI BELABBAS THANINA	

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pot A2,A3,A4,A7,A8 et A9 (40x40),(50x50)

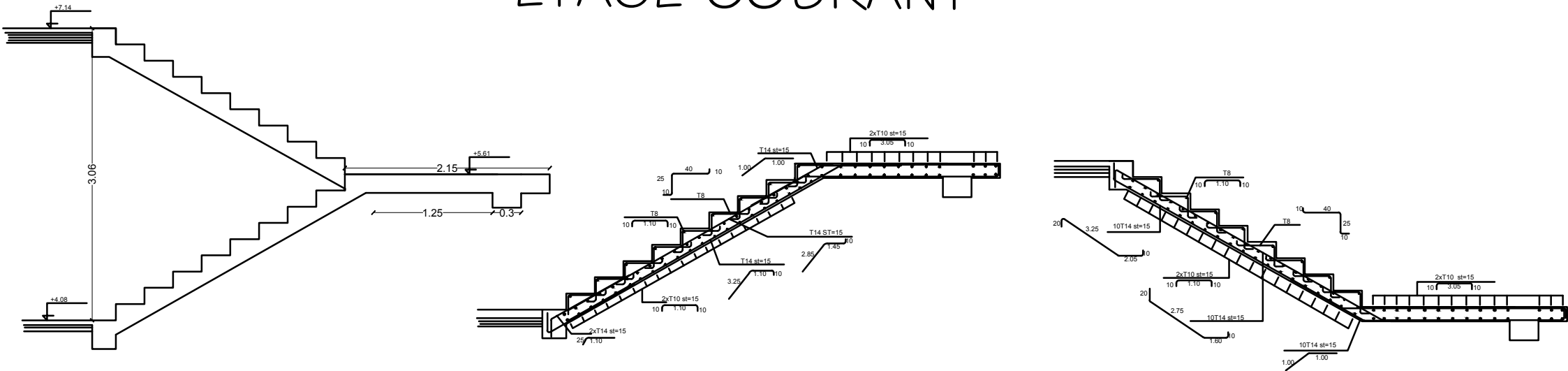


Pot Files .B,C,D,E,F (40x40)



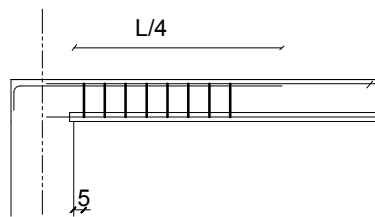
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA	SKIKDA
DAIRA	SKIKDA
COMMUNE	SKIKDA
LIEU DIT	ZEFZZAF
PROJET	
ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P-A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA	
FERRAILLAGE DES POTEAUX	ECHELLE : 1/25
	PROMOTION : 2020/2021
	PLANCHE N° 09
DIRIGE PAR : M. HAMIZLM	ETUDE PAR : HETTAK DIZIRI BELABASS THANINA

ferrailage des escaliers
ETAGE COURANT

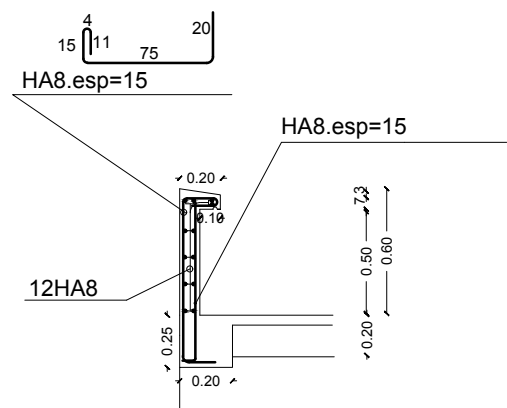
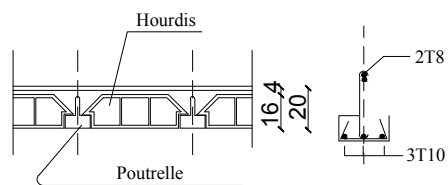
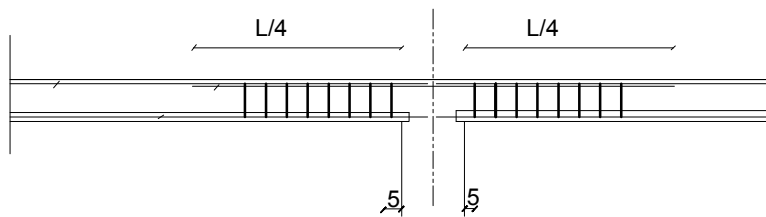


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	SKIKDA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA
DAIRA	SKIKDA	
COMMUNE	SKIKDA	
LIEU DIT	ZEFZZAF	
FERRAILAGE DES ESCALIERS		ECHELLE : 1/25
		PROMOTION : 2020/2021
		PLANCHE N: 13
DIRIGE PAR : Mr. HAMIZIM		ETUDIE PAR: HETIAK THIZIRI BELABBAS THANINA

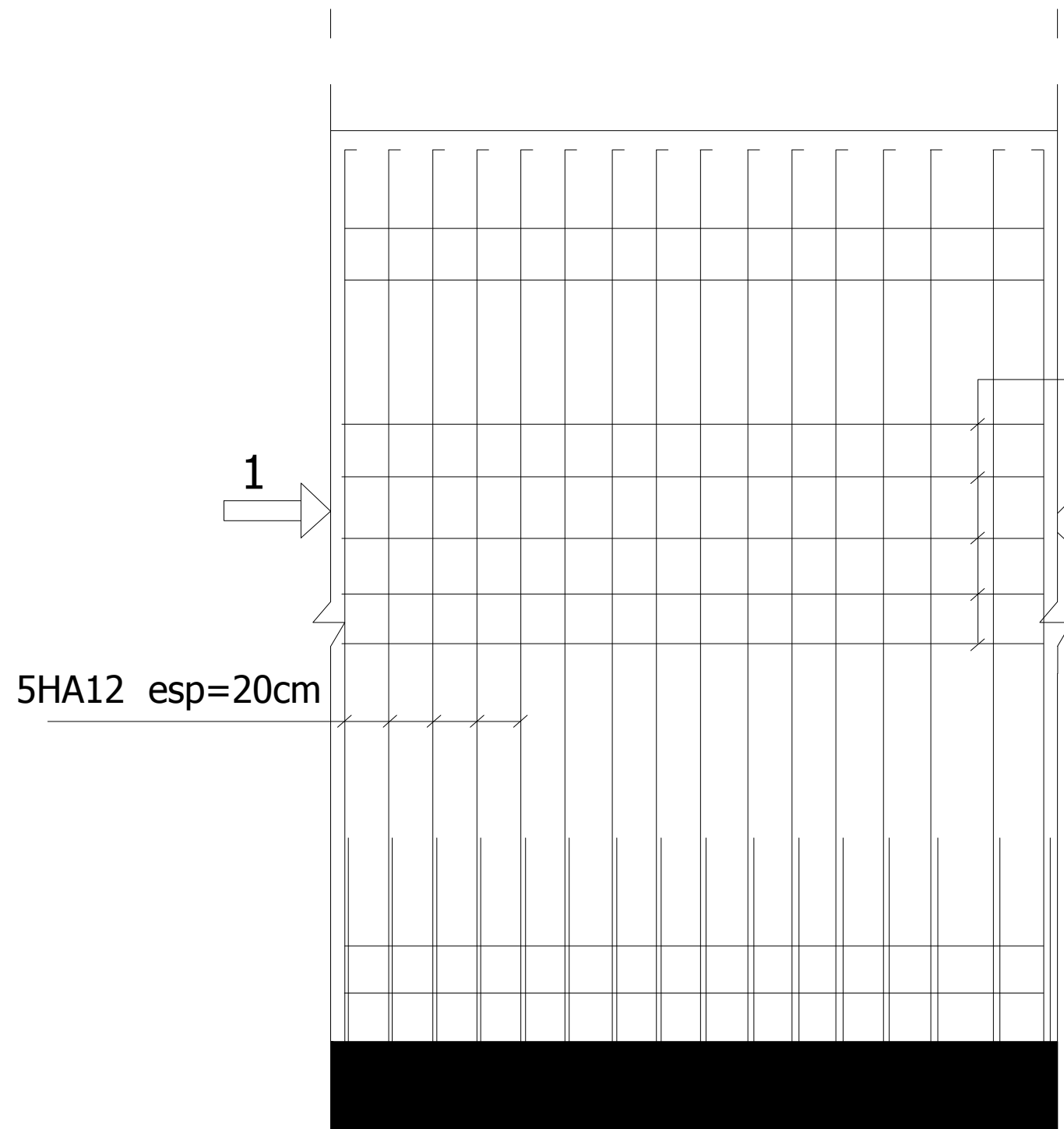
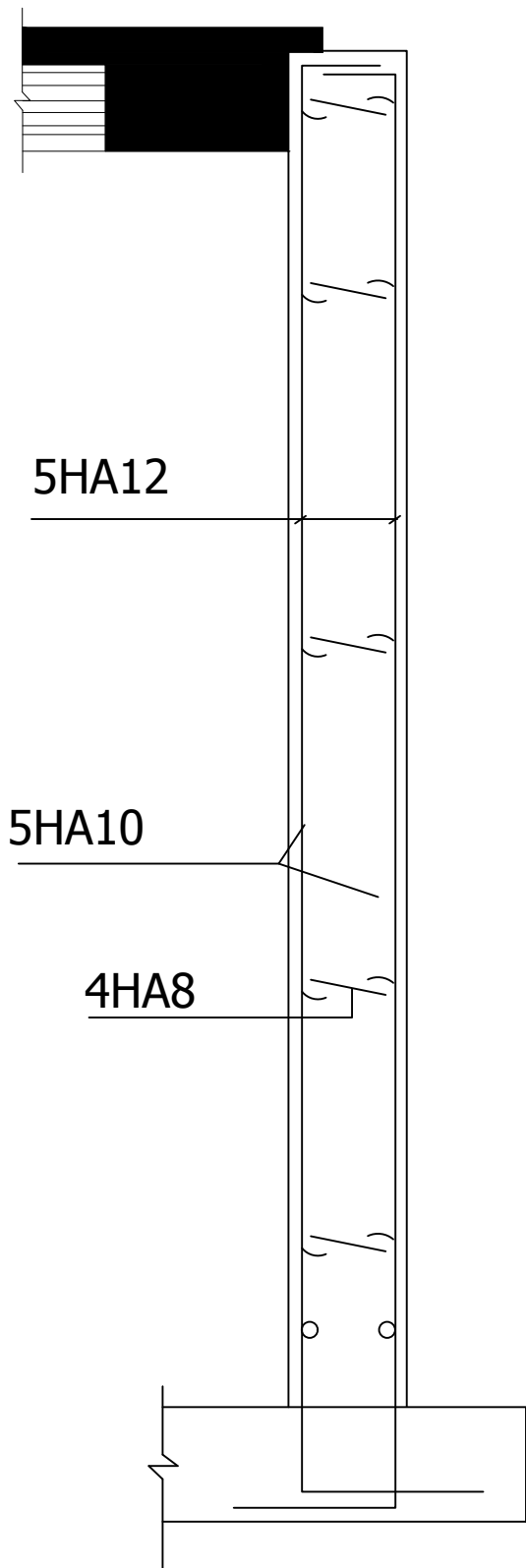
Appuis de rive



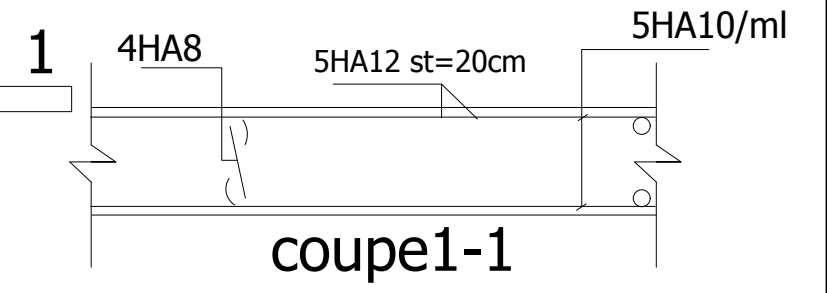
Appuis intermediaire



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA	SKIKDA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA
DAIRA	SKIKDA	
COMMUNE	SKIKDA	
LIEU DIT	ZEFZZAF	
FERRAILLAGE DES POUTRELLES		ECHELLE : 1/25
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE		PROMOTION : 2020/2021
		PLANCHE N°14
DIRIGE PAR : Mr. HAMIZLM		ETUDE PAR: HETTAK THIZIRI BELABBAS THANINA



5HA10 st=20cm



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
WILAYA	SKIKDA	PROJET ETUDE ET REALISATION DE 1000 LOGEMENTS R-H-P A ZEFZZAF WILAYA DE SKIKDA	
DAIRA	SKIKDA		
COMMUNE	SKIKDA		
LIEU DIT	ZEFZZAF		
FERRAILLAGE DES MURS PLAQUE		ECHELLE : 1/25	
		PROMOTION : 2020/2021	
		PLANCHE N: 16	
DIRIGE PAR : Mr. HAMIZLM		ETUDIE PAR: HETTAK THIZIRI BELABBAS THANINA	