

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

Eude d'une structure (R+8+SS)

à usage d'habitation à contreventement mixte

Etudié par :

Melle MORSLI Lydia

Mr. NAIT CHERIF Yacine

Dirigé par:

Mr. LOUZAI

Promotion 2014/2015

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu, tous puissant de nous avoir donné la santé, le courage et la volonté d'effectuer ce modeste travail.

Au terme de ce présent travail, nous tenons à remercier :

Notre promoteur M_R : LOUZAÏ pour avoir accepté de nous encadrer et pour son suivi et ses conseils.

Nous remercions vivement les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.

I.1.Introduction.....	Page1
I.2.Caractéristiques géométriques	Page1
I.2.1.Dimensions en élévation	Page1
I.2.2.Dimensions en plan.....	Page1
I.3.Données du site.....	page1
I.4.Conception structurelle	Page1
I.4.1.l'ossature	Page1
I.4.2.Plancher.....	Page1
I.4.3.Escalier	Page2
I.4.4.Maçonnerie	Page2
I.4.5.Cage d'ascenseur	Page2
I.4.6.Les revêtements	Page2
I.4.7.La toiture	Page2
I.4.8.Les voiles	Page2
I.4.9.Les balcons.....	Page3
I.4.10.Les fondations.....	Page3
I.5.Système de coffrage	Page3
I.6.Hypothèses de calcul.....	Page3
I.7.Caractéristiques des matériaux utilisés	Page3
I.7.1.Béton	Page3
I.7.2L'acier	Page6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1.Introduction	Page9
II.2.Pré dimensionnement des éléments	Page9
II.2.1.les planchers..	Page9
II.2.2.les poutres	Page12
II.2.3.Les voiles	Page13
II.2.4.Les poteaux.....	Page14

Chapitre III : Présentation du logiciel ETABS.

III.1.Introduction.	Page23
III.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)	Page23
III.3.étapes de modélisation.....	Page23
III.8.Vérification des conditions du RPA	Page26
III.8.1.Première condition : vérification du nombre de modes	Page26
III.8.2.Deuxième condition : vérification de l'effort tranchant à la base	Page26
III.8.3. Troisième condition : vérification du déplacement inter-étage.....	Page30
III.8.4. Quatrième condition : vérification de l'effet P- Δ	Page31
III.8.5. Cinquième condition : vérification de l'effort normal réduit.....	Page33
III.8.6. Sixième condition : justification du système de contreventement	Page33
III.9.Conclusion	Page35

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux.

IV.1.Introduction.....	Page36
IV.2.Ferrailage des poutres	Page36
IV.2.1.Recommandation du RPA 99 version 2003	Page36
IV.2.2.Etapes de calcul du ferrailage	Page38
IV.2.3.Exemple de calcul de la section d'armatures en travées pour les poutres principales à l'ELU	Page39
IV.2.4.Vérification à l'ELU	Page46

IV.2.5.Vérification à l'ELS.	Page51
IV.3.Ferraillage des poteaux	Page54
IV.3.1.Recommandation du RPA 2003	Page54
IV.3.2.Etapes de calcul des armatures à l'ELU.....	Page56
IV.3.3.Exemple de calcul	Page58
IV.3.4.Vérification à l'ELU	Page69
IV.3.6.Vérification à l'ELS.	Page69
IV.4.Ferraillage des voiles	Page73
IV.4.1.Recommandation du RPA99 version 2003.....	Page73
IV.4.2.Exposé de la méthode de calcul	Page75
IV.4.4.Vérification à l'ELS	Page79
IV.4.5.Exemple de calcul	Page79
 Chapitre V : Etude des fondations.	
V.1.Introduction	Page103
V.2.Choix des fondations	Page103
V.2.1.Semelles isolées.....	Page103
V.2.2.Semelles filantes	Page104
V.2.3.Radier	Page106

Conclusion.

Bibliographie.

Liste des figures

Chapitre I :

- Figure I.1 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.....Page4
- Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à L'ELS.....Page5
- Figure I.3 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier Page8

Chapitre II :

- Figure II.1 : Schéma d'un plancher à corps creux..... Page9
- Figure II.2 : Coupe d'un voile en plan Page13
- Figure II.3 : Coupe des voiles en plan.....Page15
- Figure II.4: Coupe transversale de la dalle pleine Page16
- Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....Page16
- Figure II.6 : Coupe horizontale d'un mur intérieur Page17
- Figure II.7: Surface d'influence Page18
- Figure II.8 : La loi de dégression de charge Page20

Chapitre III :

- Figure III.1:Vue en 2D de notre structure Page24
- Figure III.2:Vue en 3D de notre structure Page25
- Figure III.3:Résultats de la masse participante tirés d'ETABS Page26
- Figure III.4:Résultats du poids total de la structure tirés d'ETABS Page29
- Figure III.5:Résultats de l'effort tranchant à la base tiré d'ETABS.....Page30
- Figure III.6:Résultats des déplacements inter-étages tiré d'ETABS.....Page31
- Figure III.7:Résultats des déplacements relatifs des niveaux tirés d'ETABS.....Page32

Chapitre IV :

- Figure IV.1: Disposition de l'armature tendue simplement armée Page39
- Figure IV.2 : Disposition de l'armature doublement armée.....Page39
- Figure IV.3 : Schéma de calcul en flexion simple Page56
- Figure IV.4 : Distribution des contraintes Page57
- Figure VI.5 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....Page76
- Figure VI.6 : diagramme d'une section partiellement comprimée.....Page77
- Figure VI.7 diagramme d'une section entièrement tendue Page78

Chapitre V :

- Figure V.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux Page111
- Figure V.2: Schéma statique du débord Page120
- Figure V.3: Schéma statique des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X
tirés d'ETABS à l'ELU Page 122

- Figure V.4: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELU Page 123
- Figure V.5: Schéma statique des efforts tranchants de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELU Page 123
- Figure V.6: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.....Page 123
- Figure V.7: Schéma statique des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.....Page 125
- Figure V.8: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.....Page 125
- Figure V.9: Schéma statique des efforts tranchants de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS..... Page 125
- Figure V.10: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.....Page 126

Liste des tableaux

Chapitre II :

- Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003) Page13
- Tableau II.2 : les charges permanentes de la toiture Page14
- Tableau II.3 : les charges permanentes de l'étage courant.....Page15
- Tableau II.4 : Les charges permanentes de la dalle pleine Page15
- Tableau II.5 : Les charges permanentes du mur extérieur Page16
- Tableau II.6 : Les charges permanentes du mur intérieur Page17
- Tableau II.7 : Descente de charges sur le poteau B5.....Page21

Chapitre III :

- Tableau III.1: Valeur du coefficient d'accélération Page 27
- Tableau III.2: Valeur du pourcentage d'amortissement.....Page 27
- Tableau III.3: Critères du facteur de qualité.....Page 28
- Tableau III.4: Valeur du poids total de la structure.....Page 29
- Tableau III.5: vérification du déplacement inter-étage.....Page 31
- Tableau III.6: Vérification de la condition de l'effet $P-\Delta$ suivant le sens longitudinal Page 32
- Tableau III.7: Vérification de la condition de l'effet $P-\Delta$ suivant le sens transversal Page 33
- Tableau III.8: Vérification de la condition de l'effort normal réduit Page 33
- Tableau III.9: Valeur des efforts repris par le système de contreventement suivant le sens longitudinal.....Page 34
- Tableau III.10: Valeur des efforts repris par le système de contreventement suivant le sens transversal.....Page 34

Chapitre IV :

- Tableau IV.1: les situations à considérer pour le calcul.....Page 40
- Tableau IV.2: Ferrailage des poutres principales (armatures en travée).....Page 41
- Tableau IV.3: Ferrailage des poutres principales (armatures aux appuis/fibre supérieure) Page 42
- Tableau IV.4: Ferrailage des poutres principales (armatures aux appuis/fibre inférieure) Page 43
- Tableau IV.5: Ferrailage des poutres secondaires (armatures en travées) Page 43
- Tableau IV.6: Ferrailage des poutres secondaires (armatures aux appuis/fibre supérieure) Page 44
- Tableau IV.7: Ferrailage des poutres secondaires (armatures aux appuis/fibre inférieure) Page 45

➤ Tableau IV.8: Ferrailage des poutres de la toiture (armatures en travées).....	Page 45
➤ Tableau IV.9: Ferrailage des poutres de la toiture (armatures aux appuis/fibre supérieure).....	Page 45
➤ Tableau IV.10: Ferrailage des poutres de la toiture (armatures aux appuis/fibre inférieure).....	Page 46
➤ Tableau IV.11: le ferrailage final des poutres	Page 46
➤ Tableau IV.12: Vérification à l'ELS des poutres principales	Page 52
➤ Tableau IV.13: Vérification à l'ELS des poutres secondaires	Page 53
➤ Tableau IV.14: Vérification à l'ELS pour des poutres de la toiture	Page 53
➤ Tableau IV.15 : Ferrailage des poteaux (40X40) suivant le sens X.....	Page 60
➤ Tableau IV.16 : Ferrailage des poteaux (35X35) suivant le sens X.....	Page 61
➤ Tableau IV.17 : Ferrailage des poteaux (30X30) suivant le sens X.....	Page 62
➤ Tableau IV.18 : Ferrailage des poteaux (40X40) suivant le sens Y.....	Page 63
➤ Tableau IV.19 : Ferrailage des poteaux (35X35) suivant le sens Y.....	Page 64
➤ Tableau IV.20 : Ferrailage des poteaux (30X30) suivant le sens Y.....	Page 65
➤ Tableau IV.21: Ferrailage final des poteaux	Page 65
➤ Tableau IV.22: Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS suivant le sens X	Page 70
➤ Tableau IV.23: Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS suivant le sens Y	Page 70
➤ Tableau IV.24: Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens X.....	Page 72
➤ Tableau IV.25: Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens Y	Page 73
➤ Tableau IV.26 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 5	Page 83
➤ Tableau IV.27 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 5.....	Page 83
➤ Tableau IV.28 : Calcul des armatures tendues du voile 5.....	Page 84
➤ Tableau IV.29 : Calcul des armatures comprimées du voile 5.....	Page 84
➤ Tableau IV.30 : Calcul des armatures finales du voile 5.....	Page 84
➤ Tableau IV.31 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 5	Page 85
➤ Tableau IV.32 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 5.....	Page 85
➤ Tableau IV.33 : Calcul des armatures tendues du voile 5.....	Page 85
➤ Tableau IV.34 : Calcul des armatures tendues du voile 5.....	Page 86
➤ Tableau IV.35 : Calcul des armatures finales du voile 5.....	Page 86
➤ Tableau IV.36: Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL5.....	Page 86
➤ Tableau IV.37: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL5	Page 87
➤ Tableau IV.38 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 7	Page 87
➤ Tableau IV.39 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 7	Page 87
➤ Tableau IV.40 : Calcul des armatures tendues du voile 7	Page 88
➤ Tableau IV.41 : Calcul des armatures comprimées du voile 7.....	Page 88
➤ Tableau IV.42 : Calcul des armatures finales du voile 7.....	Page 88
➤ Tableau IV.43 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 7	Page 89
➤ Tableau IV.44 : Calcul des armatures dans la partie comprimée du voile 7	Page 89
➤ Tableau IV.45 : Calcul des armatures tendues du voile 7	Page 89
➤ Tableau IV.46 : Calcul des armatures comprimées du voile 7.....	Page 90
➤ Tableau IV.47 : Calcul des armatures finales du voile 7.....	Page 90

➤ Tableau IV.48:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL7.....	Page 90
➤ Tableau IV.49:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL7	Page 90
➤ Tableau IV.50: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL7....	Page 90
➤ Tableau IV.51: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL7.....	Page 91
➤ Tableau IV.52: Calcul des armatures tendues pour le voile VL7	Page 91
➤ Tableau IV.53: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL7	Page 91
➤ Tableau IV.54: Calcul des armatures finales pour le voile VL7	Page 92
➤ Tableau IV.55: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL7....	Page 92
➤ Tableau IV.56: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL7	Page 93
➤ Tableau IV.57: Calcul des armatures tendues pour le voile VL7	Page 93
➤ Tableau IV.58: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL7	Page 93
➤ Tableau IV.59: Calcul des armatures finales pour le voile VL7	Page 93
➤ Tableau IV.60:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL1.....	Page 94
➤ Tableau IV.61:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL1	Page 94
➤ Tableau IV.62:Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL2.....	Page 94
➤ Tableau IV.63:Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL2	Page 95
➤ Tableau IV.64:Calcul des armatures tendues pour le voile VL2	Page 95
➤ Tableau IV.65:Calcul des armatures comprimées pour le voile VL2	Page 95
➤ Tableau IV.66:Calcul des armatures finales pour le voile VL2	Page 96
➤ Tableau IV.67:Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL2.....	Page 96
➤ Tableau IV.68:Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL2	Page 96
➤ Tableau IV.69:Calcul des armatures tendues pour le voile VL2	Page 96
➤ Tableau IV.70:Calcul des armatures comprimées pour le voile VL2	Page 97
➤ Tableau IV.71:Calcul des armatures finales pour le voile VL2	Page 97
➤ Tableau IV.72:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL2.....	Page 97
➤ Tableau IV.73:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL2	Page 98
➤ Tableau IV.74:Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL9.....	Page 98
➤ Tableau IV.75:Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL9	Page 98
➤ Tableau IV.76:Calcul des armatures tendues pour le voile VL9	Page 99
➤ Tableau IV.77:Calcul des armatures comprimées pour le voile VL9	Page 99
➤ Tableau IV.78:Calcul des armatures finales pour le voile VL9	Page 99
➤ Tableau IV.79:Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL9.....	Page 100
➤ Tableau IV.80:Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL9	Page 100
➤ Tableau IV.81:Calcul des armatures tendues pour le voile VL9	Page 100

➤ Tableau IV.82:Calcul des armatures comprimées pour le voile VL9	Page101
➤ Tableau IV.83:Calcul des armatures finales pour le voile VL9	Page 101
➤ Tableau IV.84:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL9.....	Page 101
➤ Tableau IV.85:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL9	Page 102

Chapitre V :

➤ Tableau V.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles	Page 104
➤ Tableau V.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux	Page 105
➤ Tableau V.3 : Calcul des contraintes à l'ELU et à l'ELS.....	Page 115
➤ Tableau V.4 : Ferrailage des voiles.....	Page 120
➤ Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton.....	Page 120
➤ Tableau V.5: Ferrailage des nervures suivant le sens longitudinal	Page 124
➤ Tableau V.6: Ferrailage des nervures suivant le sens transversal	Page 127
➤ Tableau V.7: Vérification à l'ELS	Page 129

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et de la protection de l'environnement .

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usagés pendant et après la réalisation.

Nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA/version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment R+8+1sous-sol à contreventement mixte en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1.Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+8+1ss) à usage d'habitation. La structure est constituée de portiques et de voiles en béton armé et présente une charpente en bois qui lui sert de toiture. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différents caractéristiques et éléments constitutifs.

I.2.Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment est de forme régulière en plan et en élévation. Il est constitué d'un :

- Sous-sol à usage d'utilisation privée ;
- Rez-de-chaussée et les autres étages du 1^{ème} au 8^{ème} à usage d'habitation.

I.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur total du bâtiment.....34, 29m .
- Hauteur du sous sol.....3,57m .
- Hauteur du Rez-de-chaussée et l'étage courant 3, 06m .
- Hauteur de la charpente.....3.00m.

I.2.2 Dimensions en plan :

- Longueur totale 23, 30m .
- Largeur totale 21, 80m.

I.3.Données du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de TIZI-OUZOU, daïra d'OUADHIAS classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après le RPA99 (version 2003). Les caractéristiques du site sont données comme suit :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48m) ;
- Le site est considéré comme un site meuble (S3) ;
- La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.

I.4.Conception structurelle :**I.4.1. L'ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales ;
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales séisme et vent.

I.4.2. Plancher :

Les planchers sont des éléments porteurs généralement planes qui permettent de séparer deux étages d'une construction.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

- Plancher à corps creux : C'est un plancher constitué de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée ;
- Dalle pleine : C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement, elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation de cette dernière nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

I.4.3. Escaliers :

Les escaliers sont des parties communes dans l'habitat collectif, ces sont des ouvrages qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Notre structure comportera deux cages d'escalier de type droit (palier / volée) réalisées en béton armé et coulé sur place :

- Du sous-sol au rez de chaussée constitué d'une volée et d'un palier ;
- Du rez de chaussée au 8^{ème} étage constitué de deux volées et un palier.

I.4.4. Maçonnerie :

Elle est réalisée selon deux types:

- Murs extérieurs réalisés en double cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur ;
- Murs intérieurs réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'un ascenseur hydraulique qui sera encastré dans un voile en U.

I.4.6. Les revêtements :

Ils seront réalisés :

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

I.4.7. La toiture :

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois constituée de panne, de liteaux et de tuiles à emboitements.

I.4.8. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Ils ont une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui leur offrent une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.4.9. Les balcons :

Ce sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

I.4.10. Les fondations :

Les fondations sont des éléments qui se situent à la base de la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. Elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par leur liaison directe avec ce dernier.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier ;
- Réalisation rapide des travaux ;
- Sécurité de la main d'œuvre ;
- Réduction des opérations manuelles.

I.6. Caractéristique des matériaux utilisés :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.6.1. Béton : est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés tout en respectant des rapports bien définis.

I.6.1.1. Résistance caractéristique du béton :

- Résistance à la compression : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression sera calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL91modifiées99).

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j \cdot f_{c28}}{1.40 + 0.95 \cdot j} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Résistance à la traction : La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

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

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

À : $j = 28$ jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.1.2. Etats limites : Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- Etats limites ultimes(ELU) Correspond à la limite :
 - Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement) ;
 - Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b : \text{coefficient de sécurité ;} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Situation accidentelle ;} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ Situation courante.} \end{array} \right.$

Remarque : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h

$\theta = 0.85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

$j = 28\text{jours} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$.

- Diagramme des contraintes – déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰

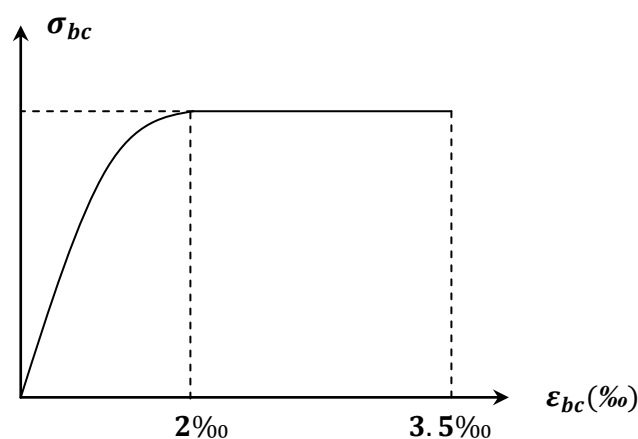


Figure I.1: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

Avec : $\begin{cases} \sigma_{bc} : \text{Contrainte de calcul du béton en compression ;} \\ \varepsilon_{bc} : \text{Déformation du béton en compression ;} \end{cases}$

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

E_b : Module de Young

➤ Etats limites de service(ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}.$$

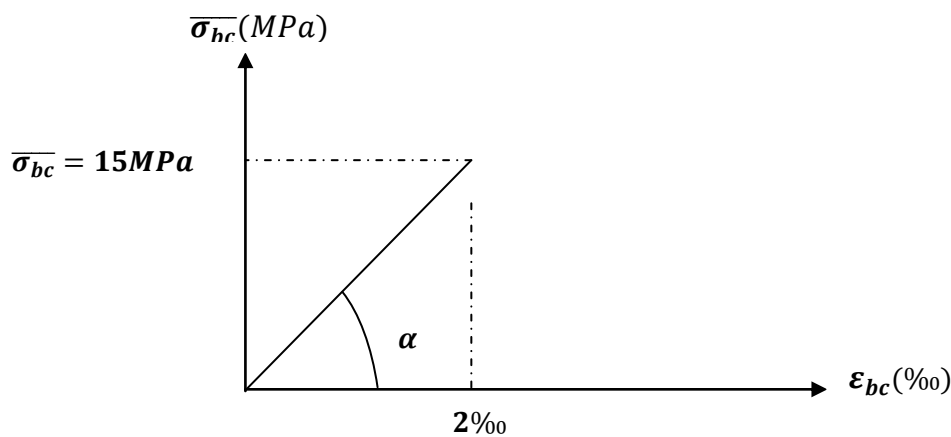


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à l'ELS.

➤ Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

Avec : $\begin{cases} V_u : \text{Effort tranchant à l'ELU dans la section ;} \\ b_0 : \text{Largeur de l'âme ;} \\ d = 0.9h : \text{Position des aciers tendus.} \end{cases}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min(0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$.

I.6.1.3. Module de déformation longitudinale : On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- Module de déformation longitudinale instantanée (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées 99)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)
Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours)

I-7-1-4 Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$$\begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{À L'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{À L'ELS} \end{array}$$

I.6.2. L'aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface.

Pour notre bâtiment, nous choisissons un acier à haute adhérence (HA) : FeE400 ;

I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99) :

Il est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.7.2.2. Les contraintes limites :

- ELU :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) :La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{.....Situation durable ;} \\ \gamma_s = 1 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E.L.S :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

- Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (MPa)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{st}} : \text{Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;} \\ f_e : \text{Limite d'élasticité des aciers utilisés ;} \\ f_{tj} : \text{Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ;} \\ \eta : \text{Coefficient de fissuration tel que :} \end{array} \right.$

$\eta=1.0$ ----- Pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$ ----- Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta=1.3$ ----- Pour les treillis soudés.

- Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,.....).

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (MPa)$$

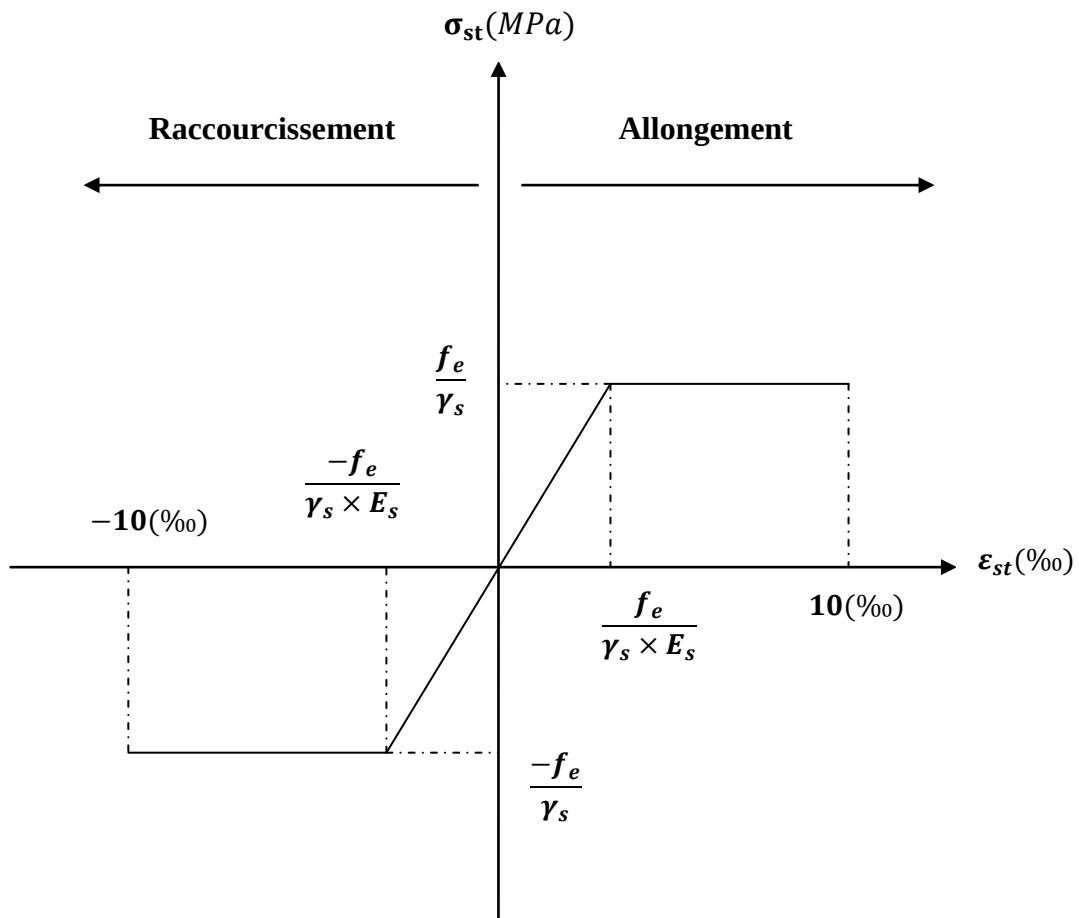


Figure I.3 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

I.6.2.3. Protection des armatures :

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

On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique) ;
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations ;
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Pre dimensionnement des éléments

II.1.Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure ainsi que les divers matériaux l'a constituant, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage.

Ainsi, le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature se fera suivant les règles (RPA99/version 2003) et BAEL99, CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

- a) Plancher à corps creux : La hauteur totale du plancher est donnée par la formule suivante qui est tirée du (CBA Art B-6-8-4-2-4) :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : $\begin{cases} L_{max} : \text{Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{Hauteur totale du plancher.} \end{cases}$

On aura donc : $h_t = \frac{350-30}{22.5} = 14.22cm$

Sachant que le RPA préconise de prendre des poteaux de dimensions $\geq 25cm$ pour la zone II a que nous majorons a 30cm pour des raisons de sécurité.

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20\text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

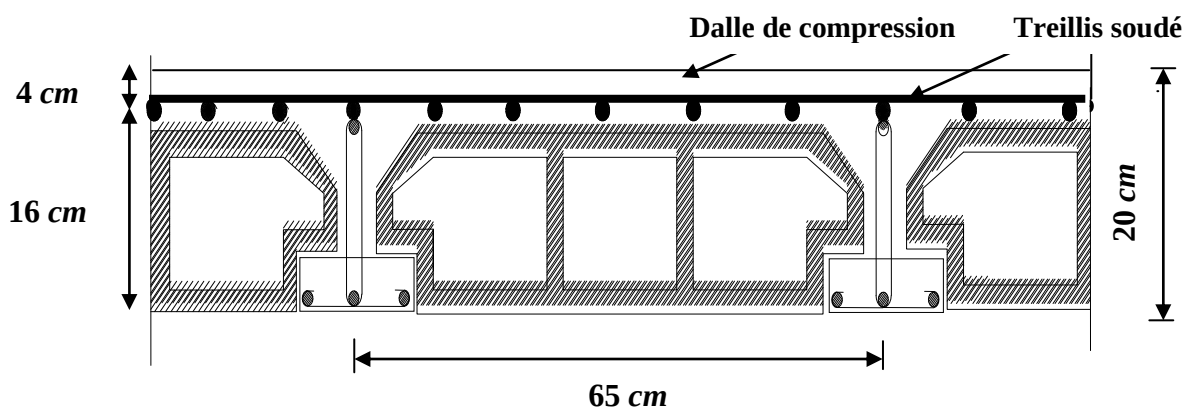


Figure II.1: Schéma d'un plancher à corps creux.

➤ Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 heure de coupe-feu} \dots\dots\dots e \geq 7 \text{ [cm]} ; \\ \text{Pour 2 heures de coupe-feu} \dots\dots\dots e \geq 11 \text{ [cm]} ; \\ \text{Pour quatre heures de coup de feu} \dots\dots\dots e \geq 17 \text{ [cm]}. \end{array} \right.$$

Nous avons : $ht = 20\text{cm}$ donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b) Dalle pleine : Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- $$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour 1 heure de coupe-feu} \dots\dots\dots e \geq 7 \text{ [cm]} ; \\ \text{Pour 2 heures de coupe-feu} \dots\dots\dots e \geq 11 \text{ [cm]} ; \\ \text{Pour quatre heures de coup de feu} \dots\dots\dots e \geq 17 \text{ [cm]}. \end{array} \right.$$

Donc ; pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm .

➤ Condition de résistance à la flexion : Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} l_x : \text{petit côté du panneau de dalle} \\ l_y : \text{grand coté du panneau de dalle} \end{array} \right.$$

Si : $\left\{ \begin{array}{l} \alpha \leq 0.4 \text{ la dalle porte sur 1 seul sens ; } e \geq lx/25 \\ \alpha \geq 0.4 \text{ la dalle porte sur 2 sens ; } e \geq lx/30 \end{array} \right.$

-panneau reposant sur 4 appuis :

$$\alpha = \frac{320}{370} = 0.87 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur 2 sens, d'où : } e \geq lx/30 = 320/30 = 10.66\text{cm}$$

-panneau reposant sur 3 appuis :

$$\alpha = 120/350 = 0.34 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur 1 sens, d'où : } e \geq lx/25 = 120/25 = 4.80\text{cm}$$

-panneau reposant sur 2 appuis :

$$\alpha = 120/350 = 0.34 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur 1 sens, d'où : } e \geq lx/25 = 120/25 = 4.80\text{cm}$$

- dalles reposant sur 2 appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$
- dalles reposant sur 3 appuis : $Lx/40 \leq e \leq Lx/35$
- dalles reposant sur 4 appuis : $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$

Dans notre cas, nous avons trois panneaux à étudier :

-Panneau reposant sur 4 appuis :

$L_x=320 \text{ cm}$, $L_y=370 \text{ cm}$

$L x/50 \leq e \leq Lx/40 \Rightarrow 320/50 \leq e \leq 320/40$ D'où $8.00 \leq e \leq 6,40 \text{ cm}$

-Panneau reposant sur 3 appuis :

$L_x=320 \text{ cm}$, $L_y=370 \text{ cm}$

$L x/40 \leq e \leq Lx/35 \Rightarrow 320/40 \leq e \leq 320/35$ D'où $8.00 \leq e \leq 9,14 \text{ cm}$

-Panneau reposant sur 2 appuis :

$L_x=120 \text{ cm}$, $L_y=350 \text{ cm}$

$L x/35 \leq e \leq Lx/30 \Rightarrow 120/40 \leq e \leq 350/35$ D'où $3.42 \leq e \leq 4.00 \text{ cm}$

- Résistance au feu : Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm $\rightarrow e = 11\text{cm}$
- Isolation acoustique (phonique): D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$

$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

➤ Conclusion :

-Le panneau reposant sur 4 appuis $\rightarrow$

$$\begin{cases} e = 10.66\text{cm} \\ 8.00 \leq e \leq 6,40 \text{ [cm]} \\ e = 11\text{cm} \\ e = 14\text{cm} \end{cases}$$

-Le panneau reposant sur 4 appuis $\rightarrow$

$$\begin{cases} e = 10.66\text{cm} \\ 8.00 \leq e \leq 6,40 \text{ [cm]} \\ e = 11\text{cm} \\ e = 14\text{cm} \end{cases}$$

-Le panneau reposant sur 4 appuis $\rightarrow$

$$\begin{cases} e = 10.66\text{cm} \\ 8.00 \leq e \leq 6,40 \text{ [cm]} \\ e = 11\text{cm} \\ e = 14\text{cm} \end{cases}$$

Au final, nous optons pour une épaisseur égale à 15cm.

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles ;
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après (Art A.4.14 BAEL 91), les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{La hauteur de la poutre ;} \\ b : \text{Largeur de la poutre ;} \\ L : \text{Longueur libre de la plus grande travée considérée ;} \end{array} \right.$

Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

- Poutres principales (sens transversal) :

Sachant que : $L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h_t \leq 37 \rightarrow \text{On prend : } h_t = 40 \text{ cm.}$$

Par conséquent, la largeur b sera : $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$

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

- Poutres secondaires (sens longitudinal) :

Sachant que : $L_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm.}$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h_t \leq 32 \rightarrow \text{On prend : } h_t = 35 \text{ cm.}$$

Par conséquent, la largeur b sera : $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$

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

- Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h_t \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h_t/b \leq 4$	1.333	1.166	Vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$	$30 < 90$	$30 < 82.5$	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003).

On remarque que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (30 x 40) cm^2 .
- Poutres secondaires (30 x 35) cm^2 .

II.2.3. Les voiles :

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiquées à la figure II.3.



Figure II.2: Coupe d'un voile en plan.

Pour notre projet, nous rencontrons deux types de voiles :

- Direct $\rightarrow a \geq h_e/20$ avec : h_e : Hauteur des étages = $h - l'$ épaisseur de la dalle ;
- U $\rightarrow a \geq h_e/25$

➤ Pour le sous-sol : $h = 357 \text{ cm}$

$h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm}$, donc : $e \geq 337/20 = 16.85 \text{ cm}$.

➤ Pour le RDC, étage courant : $h = 306 \text{ cm}$

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$, donc : $e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$.

➤ Pour la cage d'ascenseur : $h = 306 \text{ cm}$

$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$, donc : $e \geq 286/25 = 11.44 \text{ cm}$.

Vérification du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, il faut vérifier que :

- Sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$L_{min} \geq 4e = 4(20) = 80cm$ sachant que notre $L_{min} = 120cm$ Condition vérifiée.

- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 20cm \geq e_{min} = 15cm$ Condition vérifiée.

On adoptera pour une épaisseur de 20 cm du sous-sol jusqu'au dernier étage.

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Le pré dimensionnement de ces derniers se fait à l'ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend à lui seul l'effort. Il se fait en calculant la descente de charges sur un ou plusieurs poteaux et en tenant compte d'une dégression des surcharges d'exploitations.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

Avec : N_s : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

La section d'un poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible à la compression simple $\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

II.2.4.1 Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

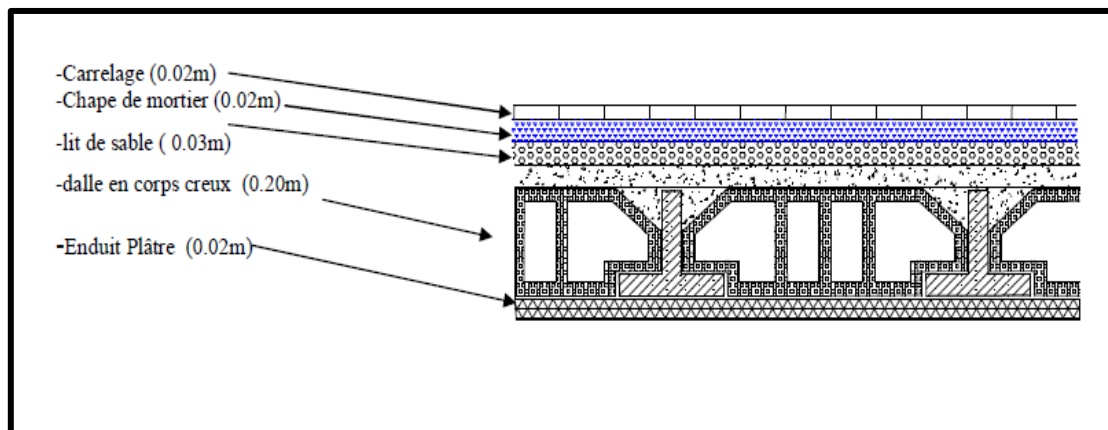
- Toiture :

Eléments	G(KN/m ²)
Couverture en tuile mécanique	0.47
Chevrans et pannes et fixation	0.12
Murs de séparation	0.9
	$G_T = 1.42$

Tableau II.2 : les charges permanentes de la toiture.

➤ Plancher étage courant (corps creux) :

N°	Eléments	Epaisseur en(cm)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage et mortier de pose	2	0.84
2	Couche de sable	2	0.36
3	Plancher en corps creux	16+4	2.9
4	Plâtre	2	0.2
5	Cloison de distribution	10	1
			$G_{ec} = 5.3$

Tableau II.3 : les charges permanentes de l'étage courant.**Figure II.3** : Coupe des voiles en plan.

➤ Dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.44
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	15	3.75
5	Enduit de plâtre	2	0.2
			$G_{dp} = 5.15$

Tableau II.4 : Les charges permanentes de la dalle pleine.

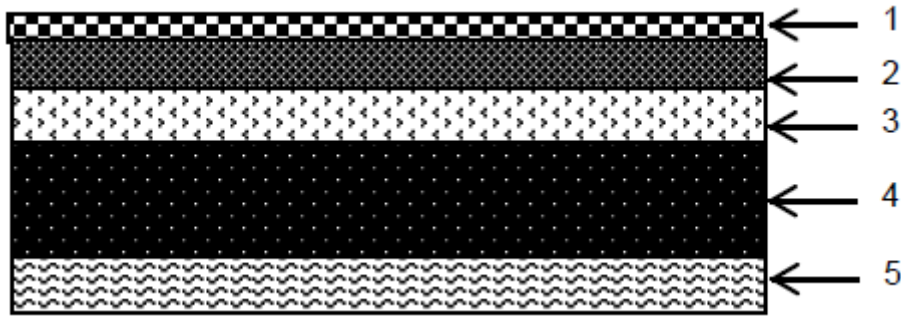


Figure II.4: Coupe transversale de la dalle pleine.

➤ Les murs :
-Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur en(cm)	G(KN/m²)
1	Enduit extérieur de ciment	2	0.36
2	Brique creuse	10	0.9
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse	10	0.9
5	Enduit intérieur de plâtre	2	0.2
			$G_{m \text{ ext}}=2.36$

Tableau II.5 : Les charges permanentes du mur extérieur.

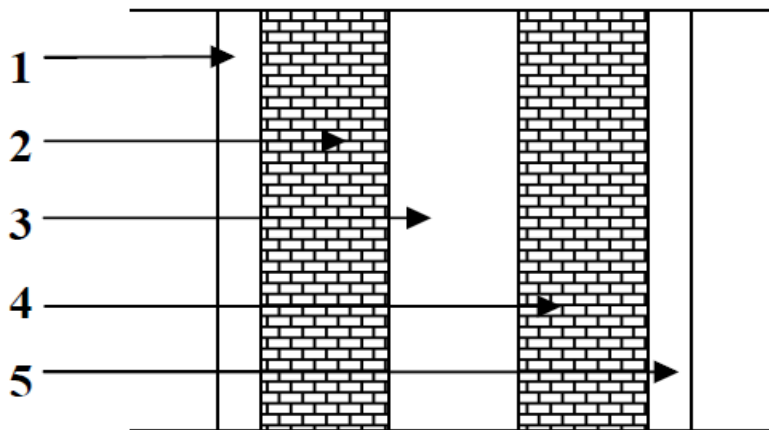


Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

-Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m ²)
2	Enduit en plâtre	2	0.2
1	Brique creuse	10	0.9
2	Enduit en plâtre	2	0.2
			$G_{m \text{ int}}=1.3$

Tableau II.6 : Les charges permanentes du mur intérieur.

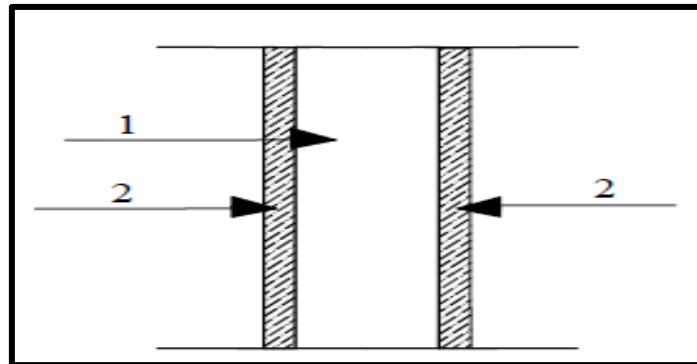


Figure II.6 : Coupe horizontale d'un mur intérieur.

b) Les surcharges d'exploitations: Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR BC2-2) comme suit :

- Plancher toiture Q =1,00 [KN/m²] ;
- Plancher étage courant à usage d'habitation Q =1,50 [KN/m²] ;
- Plancher du RDC Q =1,50 [KN/m²] ;
- L'escalier Q =2,50 [KN/m²] ;
- Balcons Q =3,50 [KN/m²].

II.2.4.2 : Descente de charge : La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

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

a) Surface d'influence :

- Le plancher : Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (5) et(B) comme le montre la figure suivante :

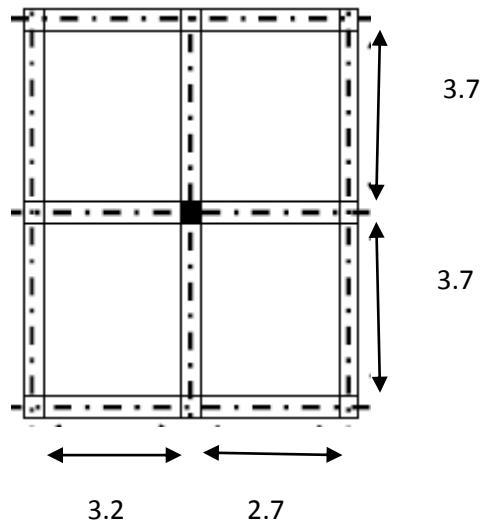


Figure II.7 : Surface d'influence.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad \text{Avec: } S_1 = S_2 = 1.85 \times 1.35 = 2.49 \text{ m}^2$$

$$S_3 = S_4 = 1.60 \times 1.85 = 2.96 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{\text{tot}} = 10.90 \text{ m}^2$$

b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Toiture

$$G = 1.42 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5.3 \text{ kN/m}^2$$

c) Poids revenant à chaque plancher :

$$P = G \times S$$

➤ Toiture :

$$P = 1.42 \times 10.90 = 15.47 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage :

$$P = 5.3 \times 10.90 = 57.77 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

➤ Poutres étage courant :

-poutres principales :

$$G_{PP} = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times (1.85 + 1.85) = 11.10 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires :

$$G_{PS} = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times (1.35 + 1.60) = 7.74 \text{ KN}$$

On aura alors le poids des poutres :

$$G_P = G_{PP} + G_{PS} = 11.1 + 7.74 = 18.84 \text{ KN}$$

➤ Poutre toiture :

-Sens transversal :

$$G_{\text{ptoit}} = 25 \times (0.25 \times 0.30) \times (1.85 + 1.85) = 6.93 \text{ KN}$$

-Sens longitudinal :

$$G_{\text{ptoit}} = 25 \times (0.25 \times 0.30) \times (1.35 + 1.60) = 5.53 \text{ KN}$$

On aura alors le poids des poutres :

$$G_{\text{Ptoit}} = G_{\text{long}} + G_{\text{trans}} = 6.93 + 5.53 = 12.46 \text{ KN}$$

Sachant que le poids volumique du béton armé est égal à 25 KN/m^3 .

e) Poids de chaque poteau :

-Pour la toiture :

$$G_{\text{toi}} = (0.3 \times 0.3 \times 2.2) \times 25 = 4.95 \text{ KN}$$

-pour le RDC et l'étage courant:

$$G_{\text{Pot etage+RDC}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 3.06 = 6.88 \text{ KN}$$

-pour le sous-sol :

$$G_{\text{POT SS}} = 25 \times (0.3 \times 0.3) \times 3.57 = 8.03 \text{ KN}$$

f) Poids propre des planchers :

-Toiture:

$$G_t = G_{\text{Toi}} \times S_{\text{tot}} = 1.42 \times 10.90 = 15.47 \text{ KN}$$

-Plancher (SS + RDC + étage courant) :

$$G = G_{\text{ec}} \times S = 5.3 \times 10.90 = 57.77 \text{ KN}$$

g) Surcharges d'exploitation :

-Toiture $Q_0 = 1 \times 10.90 = 10.90 \text{ KN}$;-Plancher d'étage courant..... $Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots = Q_9 = 1.5 \times 10.90 = 16.35 \text{ KN}$.

h) Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage: Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

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

La loi de dégression de charge est tiré du règlement D.T.R BC2-2 .

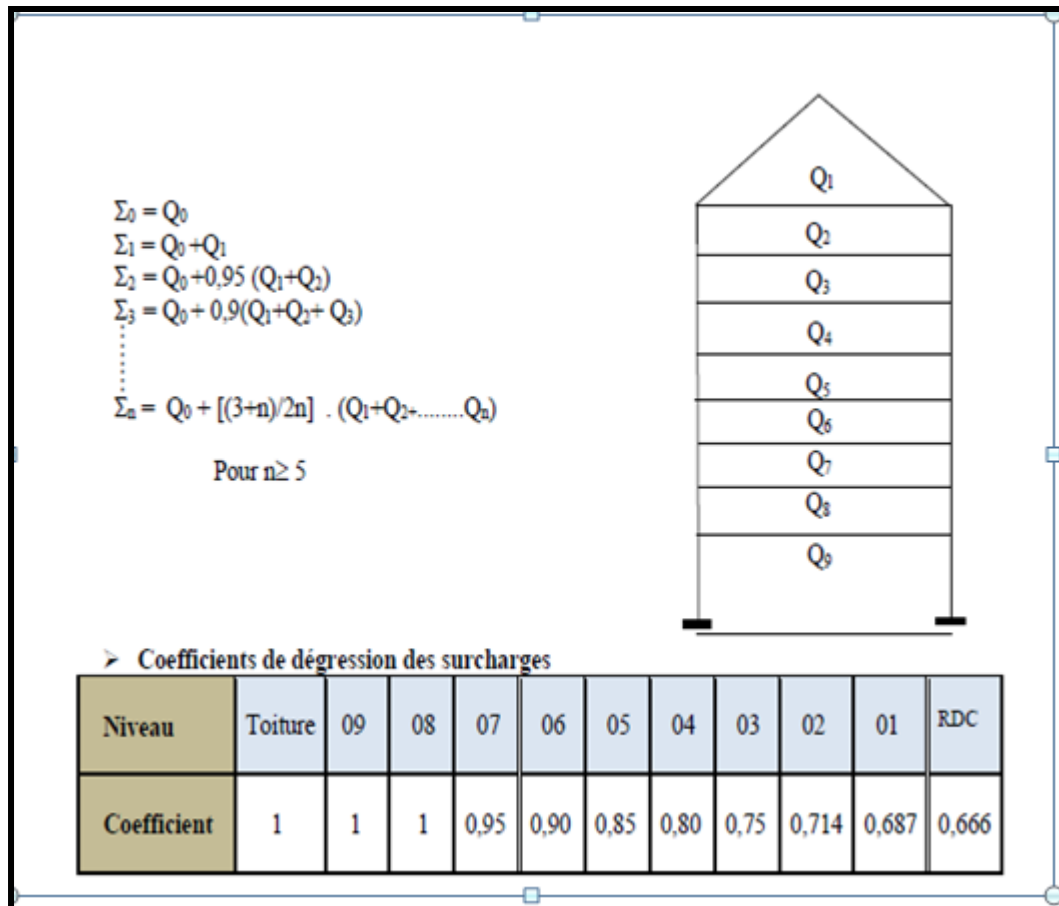


Figure II.8 : La loi de dégression de charge.

➤ Calcul des surcharges d'exploitation :

Toiture = Q_0

08ème = $Q_0 + Q_1$

07ème = $Q_0 + Q_1 + Q_2$

06ème = $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

05ème = $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

04ème = $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

03ème = $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

02ème = $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

01ème = $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

RDC = $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

➤ Application numérique :

Toiture = $10,90 \times 1 = 10,90$ KN.

08ème = $10,90 + 16,35 = 27,25$ KN.

07ème = $10,90 + (2 \times 16,35) = 43,60$ KN.

06ème = $10,90 + 0,95 (3 \times 16,35) = 57,49$ KN.

05ème = $10,90 + 0,90 (4 \times 16,35) = 69,76$ KN.

04ème = $10,90 + 0,85 (5 \times 16,35) = 80,38$ KN.

03ème = $10,90 + 0,80 (6 \times 16,35) = 89,38$ KN.

$$02^{\text{ème}} = 10.90 + 0,75 (7 \times 16.35) = 96.73 \text{ KN.}$$

$$01^{\text{ème}} = 10.90 + 0,714 (8 \times 16.35) = 104.42 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC} = 10.90 + 0,687 (9 \times 16.35) = 111.99 \text{ KN.}$$

$$\text{S-sol} = 10.90 + 0,668 (10 \times 16.35) = 119.79 \text{ KN.}$$

Niv	CHARGES PERMANENTES (KN/m ²)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN/m ²)			EFFORT NORMAL (KN) N=G _c +Q _c	SECTION (Cm2)	
	G	G	G	G	G	Q	Coefficient de dégression des charges	Q		S	S
	plancher	poutre	poteau	total	cumulé	plancher		cumulé		trouvée	adoptée
Toiture	15.47	12.46	4.95	32.88	32.88	10.90	1	10.90	43.78	29.18	(30x30)
8 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	116.37	16.35	1	27.25	143.62	95.74	(30x30)
7 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	199.86	16.35	1	43.60	243.46	162.30	(30x30)
6 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	283.35	16.35	0.95	57.49	340.84	227.22	(35x35)
5 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	366.84	16.35	0.90	69.76	436.60	291.06	(35x35)
4 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	450.33	16.35	0.85	80.38	530.71	353.80	(35x35)
3 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	533.82	16.35	0.80	89.38	623.20	415.46	(35x35)
2 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	617.31	16.35	0.75	96.73	714.04	476.02	(40x40)
1 ^{ème}	57.77	18.84	6,88	83.49	700.80	16.35	0.714	104.42	805.22	536.81	(40x40)
RDC	57.77	18.84	6,88	83.49	784.29	16.35	0.687	111.99	896.28	597.52	(40x40)
S-sol	57.77	18.84	8.03	84.64	868.93	16.35	0.666	119.79	988.72	659.14	(40x40)

Tableau II.7 : Descente de charges sur le poteau B5.

II.2.4.3. Vérification des poteaux :

a) Vérification selon les conditions du RPA99 version 2003 :

➤ Poteaux de la toiture, 8^{ème} et 7^{ème} étage de section (30 × 30)

Min (30 , 30) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (30 , 30) ≥ h_e / 20 = 12.5 cm..... Vérifiée avec :(h_e=2.5 m)

0,25 ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 Vérifiée

➤ Poteaux d'étage courant (du 3^{ème} au 6^{ème} étage) de section (35 × 35)

Min (35 , 35) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (35 , 35) ≥ h_e / 20 = 14,45 cm..... Vérifiée avec :(h_e=2.89 m)

0,25 ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 Vérifiée

➤ Poteaux d'étage courant (du 1^{er} au 2^{ème} étage) ainsi que le RDC de section (40 × 40)

Min (40 , 40) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (40 , 40) ≥ h_e / 20 = 14,45 cm..... Vérifiée avec :(h_e=2.89 m)

0,25 ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 Vérifiée

➤ Poteaux du Sous-sol de section (40 × 40)

Min (40 , 40) ≥ 25 cm..... Vérifiée

Min (40 , 40) ≥ h_e / 20 = 16.85 cm..... Vérifiée avec :(h_e=3.37 m)

$0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

b) Vérification de la résistance des poteaux au flambement : Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \lambda : \text{Élancement du poteau ;} \\ L_f : \text{Longueur de flambement ; } (L_f = 0,7 \cdot L_0) \dots (2) \\ i : \text{Rayon de giration } (i = [I / A]^{1/2}) \dots (3) \\ I : \text{Moment d'inertie } (I = bh^3 / 12) \dots (4) \\ A : \text{Section transversale du Poteau } (B = a \cdot b) \dots (5) \\ L_0 : \text{hauteur libre du poteau} \end{array} \right.$

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :

$$\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

➤ Poteau de section (40 x 40) :

-pour $L_0 = 3,57 - 0,35 = 3,22$ m

$b = 0,40$ m

$\lambda = (2,42 \times 3,22) / 0,40 = 19,48 < 50$ Vérifiée

- pour $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71$ m

$b = 0,40$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,71) / 0,40 = 16,39 < 50$ Vérifiée

➤ Poteau de section (35 x 35):

-pour $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71$ m

$b = 0,35$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,71) / 0,35 = 18,73 < 50$ Vérifiée

➤ Poteau de section (30 x 30):

-pour $L_0 = 3,06 - 0,30 = 2,76$ m

$b = 0,3$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,76) / 0,35 = 19,08 < 50$ Vérifiée

-pour $L_0 = 2,50 - 0,30 = 2,2$ m

$b = 0,3$ m

$\lambda = (2,42 \times 2,2) / 0,35 = 15,21 < 50$ Vérifiée

➤ Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

Modélisation et vérification RPA

III.1.Introduction :

Après avoir prédéfini notre structure, nous procédons à la modélisation de notre bâtiment en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

III.2. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel ETABS :

III.3.ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

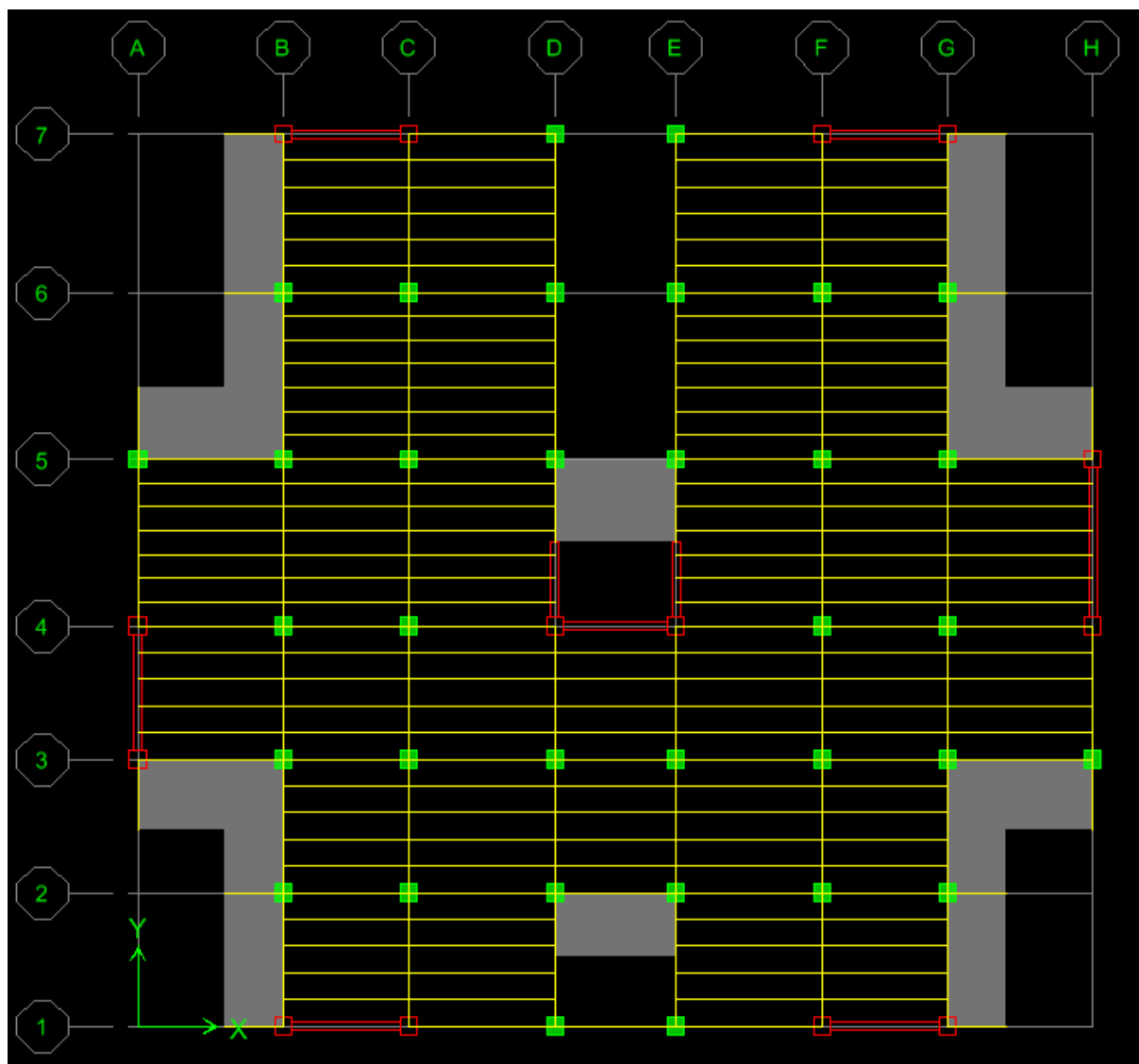


Figure III.1:Vue en 2D de notre structure.

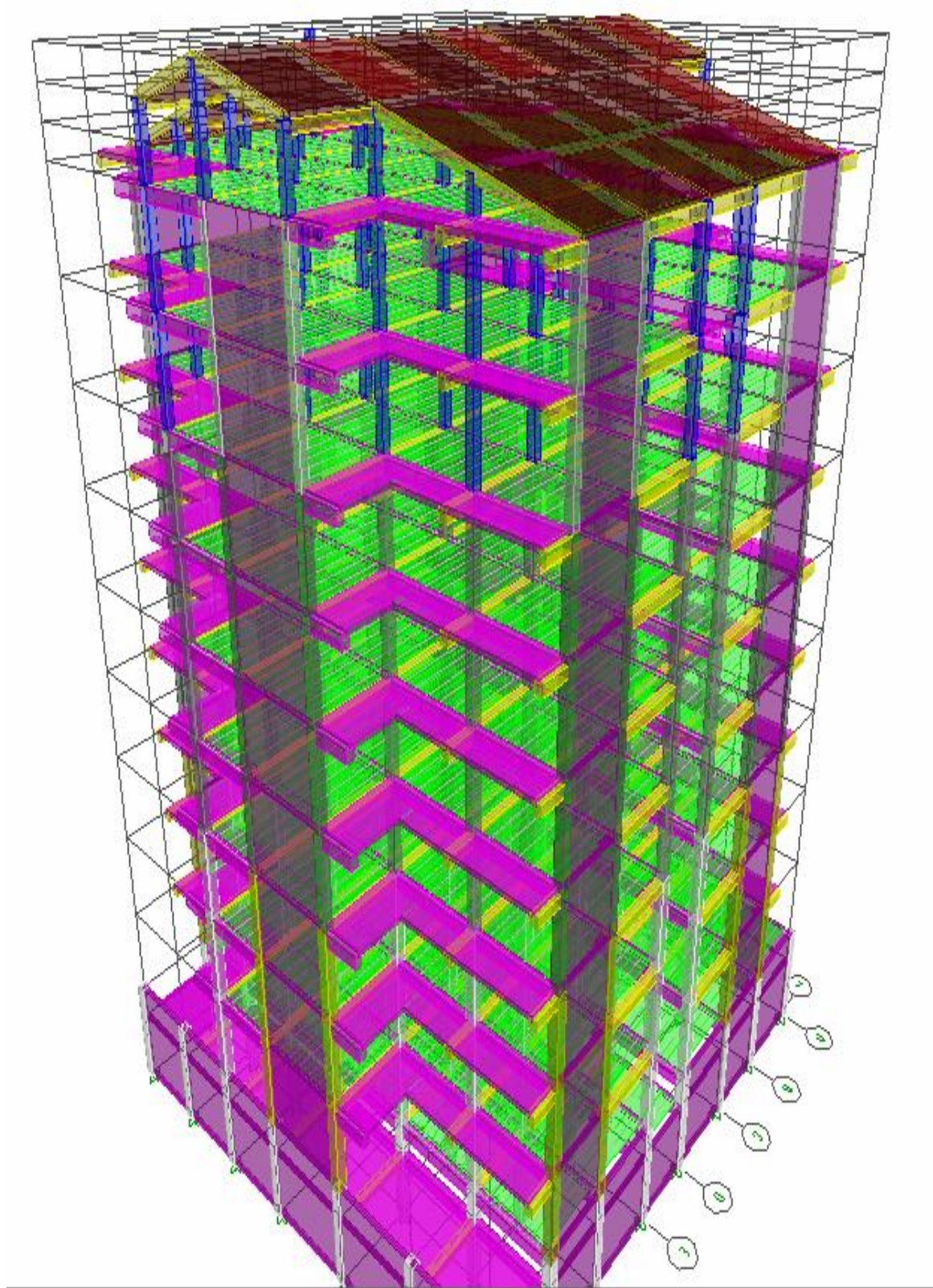


Figure III.2:Vue en 3D de notre structure.

III.4. Vérification des conditions du RPA :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

III.4.1. Première condition : vérification du nombre de modes :

$$\sum_{i=1}^n m_i \geq 90\% \text{ (masse totale du bâtiment)}$$

On vérifie avec le minimum 3 modes, si la condition n'est pas vérifiée, on rajoute des modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.881780	0.1472	64.5182	0.0000	0.1472	64.5182	0.0000	96.1322
2	0.824295	65.5198	0.1980	0.0000	65.6670	64.7162	0.0000	0.2966
3	0.621914	0.3510	0.8382	0.0000	66.0181	65.5544	0.0000	1.2629
4	0.240374	0.0007	13.6689	0.0000	66.0188	79.2233	0.0000	1.0262
5	0.206097	14.0118	0.0020	0.0000	80.0306	79.2253	0.0000	0.0003
6	0.149618	0.0125	0.1790	0.0000	80.0431	79.4043	0.0000	0.0179
7	0.111224	0.0001	5.8864	0.0000	80.0432	85.2908	0.0000	0.6945
8	0.092231	6.3918	0.0001	0.0000	86.4350	85.2909	0.0000	0.0000
9	0.066138	0.0004	2.9630	0.0000	86.4354	88.2539	0.0000	0.1558
10	0.065496	0.0006	0.6570	0.0000	86.4360	88.9108	0.0000	0.0265
11	0.054002	4.2911	0.0000	0.0000	90.7271	88.9109	0.0000	0.0000
12	0.045163	0.0000	2.6276	0.0000	90.7271	91.5384	0.0000	0.1353

Figure III.3: Résultats de la masse participante tirés d'ETABS.

Constatation :

- 1- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.8818$ s.
- 2- Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des modes de translation
- 3- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- 4- Dans le 12^{ème} mode la masse participante $> 90\%$ condition vérifiée.

III.4.2. Deuxième condition : vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{base(msm)} > 0.8 V_{base(mse)}$$

Sachant que : $V_{base(msm)} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A = 0.25$.

	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau III.1: Valeur du coefficient d'accélération.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du

facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 < T < 3.0 \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T) & T > 3.0S \end{cases}$$

Avec : Site 03 : $\begin{cases} T_{1(\text{sec})} = 0.15 \\ T_{2(\text{sec})} = 0.50 \end{cases}$

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Avec : ξ = Pourcentage d'amortissement critique

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau III.2: Valeur du pourcentage d'amortissement.

Donc : $\xi=10 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76$

- T : La période : $T = 0.09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}}$

Avec : D = la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} D_x = 23.3\text{m} \\ D_y = 21.81\text{m} \end{cases}$$

➤ Sens longitudinal :

$$T_y = 0.09 \frac{34.29}{\sqrt{23.3}} = 0.6393 \text{ sec}$$

➤ Sens transversal :

$$T_y = 0.09 \frac{34.29}{\sqrt{21.81}} = 0.6608 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} \text{sens longitudinal } T_x = 0.730 \\ \text{sens transversal } T_y = 0.658 \end{cases}$$

$$T_2 < T_{x,y} < 3.0$$

On remarque que toutes les périodes sont inférieures à 3sec.

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2.5 \cdot 0.76 \cdot (0.5/0.6393)^{2/3} = 1.162$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \cdot 0.76 \cdot (0.5/0.6608)^{2/3} = 1.087$$

✓ Q: facteur de qualité :

critère	Observé	N/observé
1-condition minimale sur les files de contreventement		oui
Redondance en plan	Oui	
Régularité en plan	Oui	
Régularité en élévation	Oui	
Contrôle de qualité de matériaux	Oui	
Contrôle de qualité d'exécution	Oui	

Tableau III.3: Critères du facteur de qualité.

✓ W : poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Avec : $\begin{cases} W_{Gi} : \text{poids dû aux charges permanentes} \\ W_{Qi} : \text{la charge d'exploitation} \end{cases}$

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 → Pour un bâtiment

d'habitation $\beta = 0.20$

W est tiré d'ETABS:

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	TOITURE3	D1	50.4220	50.4220	11.425	10.683	50.4220	50.4220	11.425
	RDC	D2	42.9259	42.9259	11.454	10.468	42.9259	42.9259	11.454
	ETAGE1	D3	43.5131	43.5131	11.454	10.386	43.5131	43.5131	11.454
	ETAGE2	D4	42.8410	42.8410	11.469	10.396	42.8410	42.8410	11.469
	ETAGE3	D5	42.3343	42.3343	11.472	10.388	42.3343	42.3343	11.472
	ETAGE4	D6	42.3514	42.3514	11.476	10.389	42.3514	42.3514	11.476
	ETAGE5	D7	42.2336	42.2336	11.449	10.389	42.2336	42.2336	11.449
	ETAGE6	D8	41.7809	41.7809	11.476	10.391	41.7809	41.7809	11.476
	ETAGE7	D9	40.5169	40.5169	11.304	10.519	40.5169	40.5169	11.304
	ETAGE8	D10	48.1915	48.1915	11.457	10.492	48.1915	48.1915	11.457
	TOITURE3	D11	0.0000	0.0000	11.450	10.400	0.0000	0.0000	0.000
	TOITURE3	D12	0.0000	0.0000	11.450	10.000	0.0000	0.0000	0.000
	TOITURE3	D13	2.7298	2.7298	11.617	9.600	2.7298	2.7298	11.617

Figure III.4:Résultats du poids total de la structure tirés d'ETABS.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Etage	Poid _{x,y} (KN)	Poid _{x,y} cumulé(KN)
toiture	2.7298	2.7933
Etage8	48.1915	50.9848
Etage 7	40.5169	91.5017
Etage6	41.7809	133.2826
Etage5	42.2336	175.5162
Etage4	42.3514	217.8676
Etage3	42.3343	260.2019
Etage2	42.8410	303.0429
Etage1	43.5131	346.556
RDC	42.9259	389.4819
S-S	50.4220	439.9039

Tableau III.4:Valeur du poids total de la structure.

Donc le poid de la structure $W=439.9039$ Ton

Finalement :

$$V_{x(MMS)} = \frac{0,15 * 1.162 * 1.05}{5} \times 439.9039 = 16.10 \text{ Ton}$$

$$V_{y(MMS)} = \frac{0,15 * 1.087 * 1.05}{5} \times 439.9039 = 15.06 \text{ Ton}$$

V_{ETABS} est tiré d'ETABS:

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	RPA	9	U1	0.00	0.20	0.00	-0.919	0.023	2.308
	RPA	10	U1	0.00	-0.12	0.00	0.482	0.041	-1.42
	RPA	11	U1	27.88	-0.06	0.00	0.347	108.465	-294.6
	RPA	12	U1	0.00	0.01	0.00	-0.045	0.000	0.118
	RPA	1	U2	7.05	147.56	0.00	-3536.106	168.908	1614.2
	RPA	2	U2	-8.58	0.47	0.00	-11.338	-205.132	94.88
	RPA	3	U2	1.55	2.40	0.00	-57.773	35.769	11.28
	RPA	4	U2	0.33	45.24	0.00	-243.376	1.447	516.80
	RPA	5	U2	-0.56	0.01	0.00	-0.050	-2.836	5.870
	RPA	6	U2	0.16	0.59	0.00	-3.692	0.276	5.207
	RPA	7	U2	0.09	27.05	0.00	-182.441	0.748	309.55
	RPA	8	U2	-0.16	0.00	0.00	-0.003	-1.088	1.656
	RPA	9	U2	0.20	18.06	0.00	-81.288	2.060	204.26
	RPA	10	U2	-0.12	4.02	0.00	-15.834	-1.344	46.82
	RPA	11	U2	-0.06	0.00	0.00	-0.001	-0.214	0.583
	RPA	12	U2	0.01	17.84	0.00	-79.483	-0.018	207.16
	RPA	All	All	171.20	162.82	0.00	3584.337	3769.777	2595.9

Figure III.5: Résultats de l'effort tranchant à la base tiré d'ETABS.

On lit la valeur F_1 qui correspond à V_x et la valeur F_2 qui correspond à V_y dans la dernière case «ALL»

$$\begin{cases} V_x = 171.20 \text{ Ton} \\ V_y = 162.82 \text{ Ton} \end{cases}$$

$$V_{x(MMS)} = 171.20 \text{ Ton} > 0.8V_x = 12.88 \text{ Ton} \dots \dots \dots \text{condition vérifié ;}$$

$$V_{y(MMS)} = 162.82 \text{ KN} > 0.8V_y = 12.048 \text{ Ton} \dots \dots \dots \text{condition vérifié ;}$$

III.4.3. Troisième condition : vérification du déplacement inter-étage :

On doit vérifier que les déplacements inter étages ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

$$\Delta_x \times R \leq 1\%h$$

Avec :

Δ_x correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y)

R : coefficient de comportement global de la structure $R=5$

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
TOITURE3	Max Drift X	08GE	53	22.900	9.600	34.290	0.000040	
TOITURE3	Max Drift Y	08GE	4	0.000	9.600	34.290		0.0000
TOITURE3	Max Drift X	GQE	53	22.900	9.600	34.290	0.000043	
TOITURE3	Max Drift Y	GQE	4	0.000	9.600	34.290		0.0000
ETAGE8	Max Drift X	08GE	68	2.100	21.400	31.290	0.000420	
ETAGE8	Max Drift Y	08GE	232	0.000	8.960	31.290		0.0005
ETAGE8	Max Drift X	GQE	68	2.100	21.400	31.290	0.000419	
ETAGE8	Max Drift Y	GQE	232	0.000	8.960	31.290		0.0005
ETAGE7	Max Drift X	08GE	800	19.550	21.400	28.230	0.000537	
ETAGE7	Max Drift Y	08GE	355	0.000	6.550	28.230		0.0006
ETAGE7	Max Drift X	GQE	800	19.550	21.400	28.230	0.000539	
ETAGE7	Max Drift Y	GQE	355	0.000	6.550	28.230		0.0006
ETAGE6	Max Drift X	08GE	796	19.575	21.400	25.170	0.000621	
ETAGE6	Max Drift Y	08GE	343	0.000	9.775	25.170		0.0007
ETAGE6	Max Drift X	GQE	796	19.575	21.400	25.170	0.000623	
ETAGE6	Max Drift Y	GQE	343	0.000	9.775	25.170		0.0007
ETAGE5	Max Drift X	08GE	796	19.575	21.400	22.110	0.000676	
ETAGE5	Max Drift Y	08GE	343	0.000	9.775	22.110		0.0007

Figure III.6: Résultats des déplacements inter-étages tiré d'ETABS.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Δ_x etage	Δ_x	Δ_y	$\Delta_x \times R$	$\Delta_y \times R$	1%	observation
toiture	0.000040	0.000058	0.0002	0.00029	0.01	C-V
Étage 8	0.000420	0.000533	0.0021	0.002665	0.01	C-V
Etage7	0.000539	0.000647	0.002695	0.003235	0.01	C-V
Etage6	0.000623	0.000726	0.003115	0.00363	0.01	C-V
Etage5	0.000679	0.000783	0.003395	0.003915	0.01	C-V
Etage4	0.0007	0.000807	0.0035	0.004035	0.01	C-V
Etage3	0.000674	0.000783	0.00337	0.003915	0.01	C-V
Etage 2	0.000595	0.000694	0.002975	0.00347	0.01	C-V
Etage 1	0.000475	0.000564	0.002375	0.00282	0.01	C-V
RDC	0.000283	0.000328	0.001415	0.00164	0.01	C-V
S-SOL	0.000036	0.000026	0.00018	0.00013	0.01	C-V

Tableau III.5: vérification du déplacement inter-étage.

III.4.4. Quatrième condition : vérification de l'effet (P- Δ) :

L'effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0,10$$

RPA99 (art 5,9)

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » (déjà tiré d'etabs)

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » on le tire d'ETABS

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons sismique (G+Q+E et 0.8G+E) (on la tiré précédemment)

h_k : hauteur de l'étage « k »

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE3	08GE MAX	Top	3.99	2.64	2.47	40.896	38.310	-49.27
TOITURE3	08GE MIN	Top	3.99	-2.64	-2.47	-40.896	38.310	-49.27
TOITURE3	08GE MIN	Bottom	96.17	-2.64	-2.47	-40.896	993.066	-1112.6
TOITURE3	GQE MAX	Top	4.99	2.64	2.47	40.896	47.887	-61.59
TOITURE3	GQE MAX	Bottom	160.80	2.64	2.47	40.896	1687.175	-1837.7
TOITURE3	GQE MIN	Top	4.99	-2.64	-2.47	-40.896	47.887	-61.59
TOITURE3	GQE MIN	Bottom	160.80	-2.64	-2.47	-40.896	1672.348	-1853.5
ETAGE8	08GE MAX	Top	353.31	47.81	45.56	761.212	3695.051	-4038.8
ETAGE8	08GE MAX	Bottom	407.20	47.81	45.56	761.212	4393.329	-4517.6
ETAGE8	08GE MIN	Top	353.31	-47.81	-45.56	-761.212	3680.224	-4054.7
ETAGE8	08GE MIN	Bottom	407.20	-47.81	-45.56	-761.212	4099.674	-4826.1
ETAGE8	GQE MAX	Top	593.26	47.81	45.56	761.212	6202.703	-6786.5
ETAGE8	GQE MAX	Bottom	660.62	47.81	45.56	761.212	7040.697	-7421.6
ETAGE8	GQE MIN	Top	593.26	-47.81	-45.56	-761.212	6187.876	-6802.4
ETAGE8	GQE MIN	Bottom	660.62	-47.81	-45.56	-761.212	6747.042	-7730.1
ETAGE7	08GE MAX	Top	658.04	72.63	69.23	1173.497	7035.985	-7340.2
ETAGE7	08GE MAX	Bottom	742.48	72.63	69.23	1173.497	7803.388	-7755.9

Figure III.7: Résultats des déplacements relatifs des niveaux tirés d'ETABS.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Etages	P_{Kcum}	$\Delta_K(x)$	$V_K(x)$	h_k	θ	condition	observation
toiture	2.7933	0.0002	2.64	3	0.0000705	≤ 0.1	C-V
Etage8	50.9848	0.0021	47.81	3.06	0.000731	≤ 0.1	C-V
Etage7	91.5017	0.002695	72.63	3.06	0.001109	≤ 0.1	C-V
Etage6	133.2826	0.003115	94.38	3.06	0.00143	≤ 0.1	C-V
Etage5	175.5162	0.003395	114.01	3.06	0.00170	≤ 0.1	C-V
Etage4	217.8676	0.0035	129.8	3.06	0.00170	≤ 0.1	C-V
Etage3	260.2019	0.00337	143.24	3.06	0.0020	≤ 0.1	C-V
Etage2	303.0429	0.002975	153.2	3.06	0.00192	≤ 0.1	C-V
Etage1	346.556	0.002375	161.42	3.06	0.00166	≤ 0.1	C-V
RDC	389.4819	0.001415	168.44	3.06	0.00106	≤ 0.1	C-V
S-S	439.9039	0.00018	171.23	3.75	0.000123	≤ 0.1	C-V

Tableau III.6: Vérification de la condition de l'effet P- Δ suivant le sens longitudinal.

➤ Sens transversal

Etages	P _k cum	Δ _k (y)	V _k (y)	h _k	θ	conditio n	observa tion
toiture	2.7933	0.00029	2.47	3	0.000109	≤ 0.1	C-V
Etage8	50.9848	0.002665	45.56	3.06	0.000974	≤ 0.1	C-V
Etage7	91.5017	0.003235	69.23	3.06	0.00139	≤ 0.1	C-V
Etage6	133.2826	0.00363	90.42	3.06	0.00174	≤ 0.1	C-V
Etage5	175.5162	0.003915	108.13	3.06	0.00207	≤ 0.1	C-V
Etage4	217.8676	0.004035	123.45	3.06	0.00232	≤ 0.1	C-V
Etage3	260.2019	0.003915	135.82	3.06	0.00245	≤ 0.1	C-V
Etage2	303.0429	0.00347	146.19	3.06	0.00235	≤ 0.1	C-V
Etage1	346.556	0.00282	153.75	3.06	0.00207	≤ 0.1	C-V
RDC	389.4819	0.00164	160.43	3.06	0.00130	≤ 0.1	C-V
S-S	439.9039	0.00013	162.82	3.75	0.000093	≤ 0.1	C-V

Tableau III.7: Vérification de la condition de l'effet P-Δ suivant le sens transversal.

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger L'effet P-D dans le calcul de éléments structuraux.

III.4.5.Cinquième condition : vérification de l'effort normal réduit:

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{b_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{Effort normal réduit ;} \\ B_c : \text{Section brute de l'élément ;} \\ f_{c28} : \text{Résistance caractéristique du béton ;} \\ N_d : \text{Effort normal de compression max ;} \\ N_d \text{ est tiré d'ETABS.} \end{array} \right.$

	élément	N _d	B _c	F _{c28}	v	condition	observation
40*40	C12	140.46	0.16	2500	0.3	≤ 0.30	C-V
35*35	C12	82.35	0.1225	2500	0.2	≤ 0.30	C-V
30*30	C53	54.59	0.09	2500	0.2	≤ 0.30	C-V

Tableau III.8: Vérification de la condition de l'effort normal réduit.**III.4.6.Sixième condition : justification du système de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS.
Les valeurs obtenues pour les différents niveaux sont représenté dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Etage	somme	Repris par voile	Repris par portique	Pourcentage voiles	Pourcentage portique
RDC	168.5628	143.4968	25.7085	85.112	15.251
Etage01	161.4819	121.1482	41.3639	75.022	25.615
Etage02	153.2789	99.0826	55.5065	64.642	36.212
Etage03	143.2932	100.7699	43.4893	70.324	30.349
Etage04	129.8609	88.4475	47.4443	68.10	36.534
Etage05	114.0636	70.6729	44.78	61.959	39.258
Etage06	94.4054	53.4446	42.7426	56.611	45.275
Etage07	72.6564	51.6143	22.5712	71.038	31.065
Etage08	47.8074	31.4841	20.1656	65.856	42.180

Tableau III.9: Valeur des efforts repris par le système de contreventement suivant le sens longitudinal.

Nous avons: 168.5628 → 100%

143.4968 → x

x étant le% des efforts repris par les voiles

$$\rightarrow x = \frac{143.4968 \times 100}{168.5628} = 85.112\%$$

-Même chose pour les portiques

➤ Sens transversal :

Etage	somme	Repris par voile	Repris par portique	Pourcentage voiles	Pourcentage portique
RDC	160.7992	128.3277	33.5096	79.806	20.839
Etage01	154.0802	102.7594	53.1301	66.692	34.482
Etage02	146.5186	80.8273	68.2053	55.165	37.650
Etage03	136.1465	84.718	53.1082	62.225	39.008
Etage04	123.7412	68.2695	57.4509	55.171	46.428
Etage05	108.3747	55.7933	54.5709	51.481	50.353
Etage06	90.6114	40.5771	53.0275	44.781	58.521
Etage07	69.3453	41.858	29.3902	60.361	42.382
Etage08	45.6181	23.2798	28.7535	51.031	63.030

Tableau III.10: Valeur des efforts repris par le système de contreventement suivant le sens transversal.

On remarque que les voiles reprennent le grand pourcentage d'effort.

Etant donné que la sollicitation horizontale, type sismique ne sont pas repris en totalité par des voiles le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portique-voile

III.5.Conclusion :

Notre structure est classé dans le système de contreventement mixte et elle vérifie toute les conditions du RPA, on peut alors procéder au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre IV

Ferraillage des éléments structuraux

IV.1.Introduction :

Dans un ferrailage, il existe plusieurs types d'armatures :

- les aciers principaux qui reprennent les efforts dans les parties tendues du béton ;
- les aciers transversaux pour reprendre les effets de l'effort tranchant et/ou de la torsion ;
- les aciers de comportement (pourcentage minimum d'armatures principalement pour limiter la fissuration) ;
- les aciers de montage pour fixer les aciers et les maintenir au bon emplacement.

En général les aciers ne sont calculés et mis en œuvre que dans les parties où le béton est en traction. Dans certains cas où le béton est fortement comprimé, par exemple des poutres fortement fléchies ou certains poteaux dont la géométrie est fixée par l'architecture de l'ouvrage, il arrive que le béton seul ne soit pas suffisant pour résister aux efforts de compression. On met alors en œuvre des aciers comprimés pour reprendre une partie de ces efforts.

Les dispositions indiquées ci-après concernent uniquement les aciers principaux.

IV.2.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments de chaînage qui reprennent les forces verticales ; sollicitées principalement par les forces latérales (sollicitations durables et accidentelle), elles sont armées par des aciers principaux longitudinaux, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion, et des aciers transversaux, cadres et épingles (ou étriers), destinés à reprendre l'effort tranchant.

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres.

- Les combinaisons de calcul :

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons suivantes :

{	ELU : $1.35G+Q$	Selon BAEL 91.
	Accidentel $G+Q+E$	Selon RPA.
	Accidentel $0.8Q+E$	Selon RPA.

Et vérifiées sous :

ELS : $G+Q$ Selon BAEL 91.

IV.2.1.Recommandations du RPA99 version 2003 :

IV.2.1.1.Armatures longitudinales :

➤ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%.

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) ; \text{ en toute section.}$$

AN :

- Poutres principales de (40x35) : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7.00 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires de (35x30) : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- Poutres toiture de (25x30) : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$.

➤ Pourcentage total maximum :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est:

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

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

AN :

- Poutres principales de (40x35) :

$$A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (35x30) :

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres toiture de (25x30) :

$$A_{max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.➤ L'encrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

IV.2.1.2. Armatures transversales :

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\begin{cases} s_t^{max} = \min\left(\frac{h}{2}; 12\phi\right) & \text{.....en zone nodale et en travée si les armatures} \\ & \text{comprimées sont nécessaires.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} & \text{.....en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé ; dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

-Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $A \frac{l}{5}$ 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.
- $A \frac{l}{4}$ 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.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$ de la portée.

IV.2.2. Etapes de calcul du ferraillage :

Nous procédons au calcul du ferraillage de la poutre principale dans la zone I comme suit :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\mu_l = 0.39$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présentent :

- 1^{er} cas : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

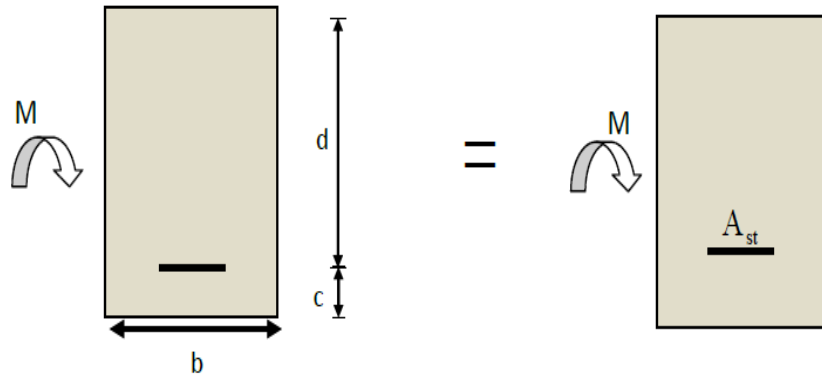


Figure IV.1: Disposition de l'armature tendue simplement armée.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M}{b d \sigma_{st}} \\ A_{sc} = 0 \end{cases} \quad \text{Tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \gamma_s = 1.15 \text{ Et FE400.}$$

$$\text{Et : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \gamma_s = 1 \text{ Et FE400.}$$

- 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

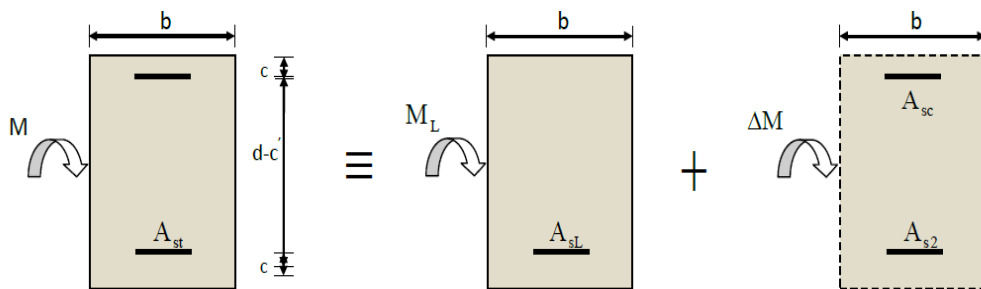


Figure IV.2 : Disposition de l'armature doublement armée.

Avec : $M_L = \mu_l b d^2 f_{bu}$ Et : $\Delta M = M - M_L$

Finalement :

$$\begin{cases} A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{b d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{st}(d-c')} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{\sigma_{st}(d-c')} \end{cases}$$

IV.2.3. Exemple de calcul de la section d'armatures en travées pour les poutres principales à l'ELU :

➤ calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} M = 4.928 \times 10^7 \text{ N.mm} \\ b = 300 \text{ mm} \\ d = 380 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{4.928 \cdot 10^7}{300 \cdot 380^2 \cdot 14.16} = 0.080$$

➤ Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$\mu_l = 0.392$$

➤ on compare les deux moments réduits « μ_l » et « μ » → $\mu = 0.080 \leq \mu_l = 0.392$ → la section est simplement armée (SSA).

$$A_{st} = \frac{M}{\beta_d \sigma_{st}} \text{ Et } A_{sc} = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} M = 4.928 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \\ b = 380 \text{ mm} \end{cases}$$

ET : $\mu = 0.080$ → tiré des tableaux de section rectangulaires en flexion simple à l'ELU → $\beta = 0.958$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{M}{\beta_d \sigma_{st}} = \frac{4.928 \cdot 10^7}{0.958 \cdot 380 \cdot 400} = 338.42 \text{ mm}^2 = 3.38 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \end{cases}$$

Remarque : pour le calcul des autres sections, nous avons utilisé le logiciel SOCOTEC.

- Les situations à considérer :

	γ_b	γ_s	θ	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bu} (MPa)$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation courante	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	1	25	18.48	400	400

Tableau IV.1: les situations à considérer pour le calcul.

➤ Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

Remarque : le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

- Poutres principales (30x40) :

-Armatures en travées :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferrailge	A_{adop} (cm ²)
Zone01(S-S au 2 ^{ème} étage)	ELU	4.928	0.080	SSA	0.958	3.88	3HA14	4.62
Zone02(3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	ELU	5.420	0.088	SSA	0.954	4.31	3HA14	4.62
Zone03 (7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage)	ELU	5.675	0.092	SSA	0.952	4.52	3HA14	4.62

Tableau IV.2: Ferrailage des poutres principales (armatures en travée).

Remarque : le ferrailage des armatures en travées des poutres principales est 3HA14 avec une section adoptée égale à 4.62 cm² pour tous les niveaux.

-Armatures aux appuis :

-Fibre supérieure :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone01(S-S au 2 ^{ème} étage)	ELU	7.133	0.116	SSA	0.938	5.75	3HA16	6.03
	G+Q+E	9.521	0.101	SSA	0.9465	6.63	4HA16	8.04
	0.8G+E	8.405	0.089	SSA	0.9535	5.81	3HA16	6.03
Zone02 (3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	ELU	8.277	0.134	SSA	0.928	6.77	4HA16	8.04
	G+Q+E	10.077	0.106	SSA	0.944	7.04	4HA16	8.04
	0.8G+E	8.673	0.092	SSA	0.952	6.01	3HA16	6.03
Zone03 (7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage)	ELU	9.239	0.150	SSA	0.918	7.64	4HA16	8.04
	G+Q+E	8.197	0.087	SSA	0.9545	6.42	4HA16	8.04
	0.8G+E	6.484	0.068	SSA	0.965	4.43	3HA14	4.62

Tableau IV.3: Ferrailage des poutres principales (armatures aux appuis/fibre supérieure).

Remarque : le ferrailage des armatures aux appuis (fibre supérieure) des poutres principales est (4HA16) avec une section adoptée égale à 8.04cm² pour tous les niveaux

-Fibre inférieure :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone01 (S-S au 2 ^{ème} étage)	G+Q+E	4.64	0.049	SSA	0.9745	3.13	3HA14	4.62
	0.8G+E	5.203	0.055	SSA	0.9715	0.33	3HA12	3.39
Zone02 (3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	G+Q+E	4.834	0.051	SSA	0.9735	3.27	3HA14	4.62
	0.8G+E	5.093	0.054	SSA	0.972	3.45	3HA14	4.62

étage)								
Zone03 (7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage)	G+Q+E	4.481	0.047	SSA	0.9755	3.02	3HA14	4.62
	0.8G+E	2.874	0.030	SSA	0.985	1.92	2HA14	3.08

Tableau IV.4: Ferrailage des poutres principales (armatures aux appuis/fibre inférieure).

Remarque : le ferrailage des armatures aux appuis (fibre inférieure) des poutres principales est 3HA14 avec une section adoptée égale à 4.62 cm² pour tous les niveaux.

- Poutres secondaires (30x35) :

-Armatures en travées :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A _{cal} (cm ²)	ferrailge	A _{adop} (cm ²)
Zone01(S-S au 2 ^{ème} étage)	ELU	1.878	0.040	SSA	0.980	1.66	3HA12	3.39
Zone03 (3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	ELU	3.017	0.065	SSA	0.9665	2.72	3HA12	3.39
Zone04 (7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage)	ELU	3.033	0.065	SSA	0.9665	2.74	3HA12	3.39

Tableau IV.5: Ferrailage des poutres secondaires (armatures en travées).

Remarque : le ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires est (3HA12) avec une section adoptée égale à 3.39cm² pour tous les niveaux.

-Armatures aux appuis :

-Fibre supérieure :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone01(S-S au 2 ^{ème} étage)	ELU	3.414	0.073	SSA	0.9625	3.08	3HA12	3.39
	G+Q+E	5.966	0.083	SSA	0.9565	4.73	3HA16	6.03
	0.8G+E	5.128	0.072	SSA	0.963	4.04	3HA14	4.62
Zone02 (3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	ELU	4.834	0.104	SSA	0.945	4.47	3HA14	4.62
	G+Q+E	6.428	0.090	SSA	0.953	5.12	3HA16	6.03
	0.8G+E	5.367	0.075	SSA	0.961	4.24	3HA14	4.62
Zone03 (7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage)	ELU	4.723	0.102	SSA	0.946	0.83	3HA12	3.39
	G+Q+E	4.934	0.069	SSA	0.9645	3.88	3HA14	4.62
	0.8G+E	3.776	0.053	SSA	0.9725	2.94	3HA12	3.39

Tableau IV.6: Ferrailage des poutres secondaires (armatures aux appuis/fibre supérieure).

Remarque : le ferrailage des armatures aux appuis (fibre supérieure) des poutres secondaires est (3HA16) avec une section adoptée égale à 6.03cm² pour tous les niveaux.

-Fibre inférieure :

zone	comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone01(S-S au 2 ^{ème} étage)	G+Q+E	3.96	0.055	SSA	0.9715	3.10	3HA12	3.39
	0.8G+E	4.179	0.058	SSA	0.9705	3.27	3HA12	3.39
Zone02(3 ^{ème} étage au 6 ^{ème} étage)	G+Q+E	4.098	0.057	SSA	0.9705	3.2	3HA12	3.39
	0.8G+E	4.22	0.059	SSA	0.9695	3.3	3HA12	3.39

Zone 03 (7 ^{em} et 8 ^{em} étage)	G+Q+E	3.333	0.046	SSA	0.976	2.59	3HA12	3.39
	0.8G+E	2.44	0.034	SSA	0.983	1.88	3HA12	3.39

Tableau IV.7: Ferraillage des poutres secondaires (armatures aux appuis/fibre inférieure).

Remarque : le ferraillage des armatures aux appuis (fibre inférieure) des poutres secondaires est (3HA12) avec une section adoptée égale à 3.39cm^2 pour tous les niveaux.

- Poutres toiture (25x30) :

-Armatures en travées :

zone	Comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm^2)	ferraillage	A_{adop} (cm^2)
Toiture	ELU	0.389	0.014	SSA	0.995	0.40	3HA12	3.39

Tableau IV.8: Ferraillage des poutres de la toiture (armatures en travées).

Remarque : le ferraillage des armatures en travées des poutres de la toiture est (3HA12) avec une section adoptée égale à 3.39cm^2 .

-Armatures aux appuis :

-Fibre supérieure :

zone	Comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm^2)	ferraillage	A_{adop} (cm^2)
Toiture	ELU	0.601	0.021	SSA	0.9895	0.62	3HA12	3.39
	G+Q+E	0.509	0.011	SSA	0.9945	0.46	3HA12	3.39
	0.8G+E	0.359	0.008	SSA	0.996	0.32	3HA12	3.39

Tableau IV.9: Ferraillage des poutres de la toiture (armatures aux appuis/fibre supérieure).

Remarque : le ferraillage des armatures aux appuis (fibre inférieure) des poutres de la toiture (3HA12) avec une section adoptée égale à 3.39cm^2 .

-Fibre inférieure :

zone	Comb	effort	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	ferraillage	A_{adop} (cm ²)
Toiture	G+Q+E	0.443	0.010	SSA	0.995	0.4	3HA12	3.39
	0.8G+E	0.306	0.007	SSA	0.9965	0.27	3HA12	3.39

Tableau IV.10: Ferraillage des poutres de la toiture (armatures aux appuis/fibre inférieure).

Remarque : le ferraillage des armatures aux appuis (fibre inférieure) des poutres de la toiture est (3HA12) avec une section adoptée égale à 3.39cm² pour tous les niveaux.

- Le ferraillage final :

Poutres	Armatures	Ferraillage
Poutres principales	En travée	4.62→3HA14
	Aux appuis supérieurs	8.04→4HA16
	Aux appuis inférieurs	4.62→3HA14
Poutres secondaires	En travée	3.39→3HA12
	Aux appuis supérieurs	6.03→3HA16
	Aux appuis inférieurs	3.39→3HA12
Poutres toiture	En travée	3.39→3HA12
	Aux appuis supérieurs	3.39→3HA12
	Aux appuis inférieurs	3.39→3HA12

Tableau IV.11:le ferraillage final des poutres.

IV.2.4. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2) :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (40*30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires de (35*30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

- Poutres toiture de (25*30) :

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

Toutes les conditions d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité condition vérifiée.

- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1) :
La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant est définie par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \quad \text{avec } V_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal.}$$

- ✓ Poutres principales :

Zone (I) : Du sous sol au 2^{ème} étage $V_u^{\max} = 7.78 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{7.78 \times 10^4}{300 \times 380} = 0.68 \text{ MPa.}$$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $V_u^{\max} = 8.39 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{8.39 \times 10^4}{300 \times 380} = 0.73 \text{ MPa.}$$

Zone (III) : 7^{ème}.8^{ème} et la toiture $V_u^{\max} = 8.53 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{8.53 \times 10^4}{300 \times 380} = 0.74 \text{ MPa.}$$

- ✓ Poutres secondaires :

Zone (I) : Du sous sol au 2^{ème} étage $V_u^{\max} = 3.08 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{3.08 \times 10^4}{300 \times 330} = 0.31 \text{ MPa.}$$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $V_u^{\max} = 4.29 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{4.29 \times 10^4}{300 \times 330} = 0.43 \text{ MPa.}$$

Zone (III) : 7^{ème}.8^{ème} et la toiture $V_u^{\max} = 3.81 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{3.81 \times 10^4}{300 \times 330} = 0.38 \text{ MPa.}$$

- ✓ Poutres toiture :

$V_u^{\max} = -0.71 \text{ Ton (à l'ELU)}$ $V_u^{\max} = 0.71 \text{ Ton (à l'ELU)}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{0.71 \times 10^4}{250 \times 280} = 0.10 \text{ MPa.}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL 91/Art A.5.1.2.1) :
Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable.}$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 4.35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

✓ Poutres principales :

Zone (I) : Du sous sol au 2^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.68 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée ;}$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.73 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée ;}$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.74 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$

✓ Poutres secondaires :

Zone (I) : Du sous sol au 2^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.31 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée ;}$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée ;}$

Zone (II) : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage $\longrightarrow \tau_u = 0.38 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$

✓ Poutres toiture :

$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- Influence sur les armatures (BAEL91 /Art A.5.1.3.2) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{M_u}{0.9d}$

✓ Poutres principales : $V_u^{\max} = 7.78 \text{ Ton}$

$$7.78 - \frac{7.133}{0.9 \times 0.38} = -13.07 < 0$$

✓ Poutres secondaires : $V_u^{\max} = 8.39 \text{ Ton}$

$$8.39 - \frac{8.277}{0.9 \times 0.33} = -19.47 < 0$$

✓ Poutres toiture : $V_u^{\max} = 8.53 \text{ Ton}$

$$8.53 - \frac{9.239}{0.9 \times 0.28} = -28.13 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Influence sur le béton (BAEL 91/Art A.5.1.3.1.3) :

$$V_u \leq \overline{V_u} = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ Poutres principales :

$$V_u = 7.78 \text{ Ton} \leq \overline{V_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.38 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 79.8 \text{ Ton} \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

✓ Poutres secondaires :

$$V_u = 8.39 \text{ Ton} \leq \overline{V_u} = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 59.4 \text{ Ton} \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

✓ Poutres toiture :

$$V_u = 8.53 \text{ Ton} \leq \overline{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 59.4 \text{ Ton} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_{se} étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum U_i}$

Et : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Remarque : Nous avons choisis la section minimale des armatures pour avoir le cas le plus défavorable .

✓ Poutres principales :

$$4\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot 3.14 \cdot 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.17 \times 10^4}{0.9 \times 380 \times 200} = 0.90 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

✓ Poutres secondaires :

$$3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{3.7 \times 10^4}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.10 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

✓ Poutres toiture :

$$3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{0.71 \times 10^4}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.21 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

➤ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

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

Avec τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage : $\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Les barres que nous avons utilisées sont de diamètres ($\phi 12$ et $\phi 16$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm et } l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

-Pour les HA12 : $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.23 = 16.89 \text{ cm.}$

-Pour les HA16 : $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm.}$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Soit : ϕ_l : le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

✓ Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, 12, \frac{350}{10}\right) = 11.43\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

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

✓ Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 10.00\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

On prend: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

✓ Poutres toiture :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 10.00\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

On prend: $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

➤ Calcul des espacements : (RPA2003/Art7.5.2.2) .

▪ Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$

✓ Poutres principales (40x35) : $S_t = 10\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm}.$

✓ Poutres secondaires (35x30) : $S_t = 8.75\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm}.$

✓ Poutres toitures (30x25) : $S_t = 7.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm}.$

▪ Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$

✓ Poutres principales (40x35) : $S'_t = 20\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

✓ Poutres secondaires (35x30) : $S'_t = 17.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

✓ Poutres toitures (30x25) : $S_t = 15\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

➤ Délimitation de la zone nodale:

$$L' = 2xh \quad \text{Avec : } h = \text{hauteur de la poutre.}$$

▪ Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$

▪ Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}.$

▪ Poutres toiture: $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}.$

➤ Armatures transversales minimales :

▪ Zone nodale :

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

Remarque : Le cadre d'armature transversal doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

- Zone courante:

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

Remarque : Le cadre d'armature transversal doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

IV.2.5. Vérification à l'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A_s} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{Et : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

- Poutres principales (30*40) :

zone	armatures		M _{sma} x ton.m	A _{su} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Zone01 (S-S au 2eme étage)	travée	/	3.542	6.15	0.512	0.89 2	31.51 5	169.9 1	5.36	15	CV
	appuis	Sup	-5.132	8.04	0.427	0.90 0	35.25	186.6 3	5.29	15	CV
		Inf	3.542	6.15	0.512	0.89	31.51	169.9 1	5.36	15	CV
	travée		3.896	6.15	0.324	0.91	41.18	182.9	4.44	15	CV

Zone03 (3eme étage au 6eme étage)	e					1		9			
	appuis	Sup	-5.956	8.04	0.496	0.893	31.95	218.30	6.83	15	CV
		Inf	3.896	6.15	0.324	0.91	41.18	182.99	4.44	15	CV
Zone03 (7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage)	travée		4.08	6.15	0.34	0.909	40.255	192.06	4.77	15	CV
	appuis	Sup	-6.651	8.04	0.554	0.889	30.04	244.87	8.15	15	CV
		Inf	4.08	6.15	0.34	0.90	40.255	192.06	4.77	15	CV

Tableau IV.12: Vérification à l'ELS des poutres principales.

▪ Poutres secondaires (30*35) :

zone	armatures		M _{smax} ton.m	A _{su} (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
Zone01 (S-S au 2eme étage)	travée	/	1.351	6.15	0.128	0.940	69.04	70.81	1.02	15	CV
	appuis	sup	-2.461	6.15	0.234	0.922	49.515	131.51	2.65	15	CV
		inf	1.351	6.15	0.128	0.940	69.04	70.81	1.02	15	CV
Zone03 (3eme étage au 6eme étage)	travée		2.173	6.15	0.206	0.926	52.43	117.66	2.24	15	CV
	appuis	sup	-3.479	6.15	0.331	0.910	41.53	188.37	4.53	15	CV
		inf	2.173	6.15	0.206	0.926	52.43	117.66	2.24	15	CV
Zone03	travée		2.184	6.15	0.208	0.92	52.93	116.2	2.19	15	CV

(7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage)						6		1			
		sup	-3.404	6.15	0.324	0.91 1	41.18	184.1 1	4.47	15	CV
	appuis	inf	2.184	6.15	0.208	0.92 6	52.93	116.2 1	2.19	15	CV

Tableau IV.13: Vérification à l'ELS des poutres secondaires.

- Poutres toiture (25*30) :

zone	armatures		M _{sma} x ton.m	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
toiture	travée	/	0.279	3.83	0.037	0.96 6	134.3	26.93	0.20	15	CV
		sup	-0.436	3.83	0.058	0.95 9	107.0	42.39	0.39	15	CV
	appuis	inf	0.279	3.83	0.037	0.96 6	134.3	26.93	0.20	15	CV

Tableau IV.14: Vérification à l'ELS pour des poutres de la toiture.

- Vérification de la flèche :(Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite $\bar{f}$.

$$f_{\text{calculé}} < \bar{f} = \frac{L_{\text{max}}}{500}$$

- Poutres principales :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur l=4.00m.

$$f = 0.034\text{mm} < \bar{f} = \frac{L_{\text{max}}}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ mm}$$

- Poutres secondaire :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur l=3.50m.

$$f=0.058\text{mm} < \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ mm.}$$

- Poutres toiture :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=3.50\text{m}$.

$$f=0.039 < \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ mm.}$$

IV.3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ;
- Effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

IV.3.1.Recommandations du RPA2003 :

IV.3.1.1.Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8%(zone II).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau (40x40)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (35x35)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (30x30)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau (40x40)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (35x35)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (30x30)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poteau (40x40)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (35x35)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau (30x30)} \dots\dots\dots A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

IV.3.1.2. les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversal consiste a :

- empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinal ;
- reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante (RPA 99 rev2003 Art 7.4.22)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho v_u}{h_t f_e}$$

Avec :

- A_t : effort tranchant de calcul
- h_t : Hauteur de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.
- ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
- t : espacement des armatures transversales

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

-En zone nodale : $t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\Phi_l)$

-En zone courante : $t' \leq 10\Phi_l$

Et : Φ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3 \times b_0 \times St$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0,8 \times b_0 \times St$
- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{min} = L'$ interpolation entre les valeurs limites précédentes

Avec : λ_g : élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Et : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans notre cas $0,7l_0$.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 150° ayant une longueur 10ϕ minimale.

- Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS.

IV.3.2. Etapes de calcul des armatures à l'ELU :

- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \\ N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : Moment fictif $\rightarrow M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$

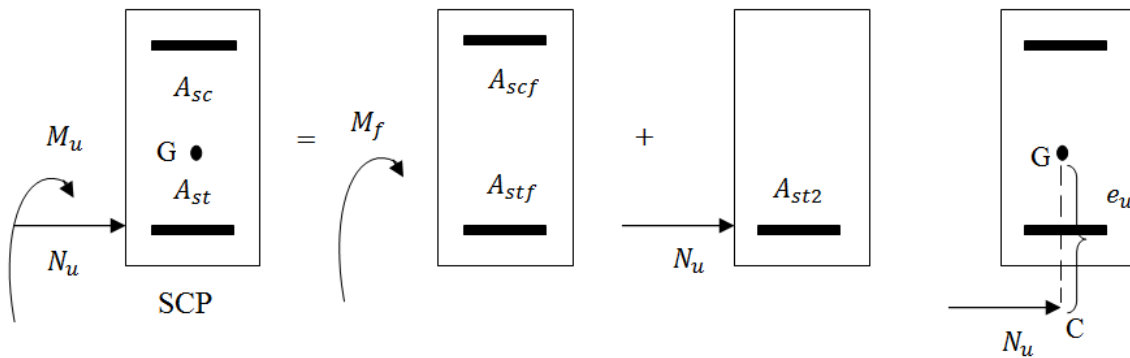


Figure IV.3 : Schéma de calcul en flexion simple.

➤ Calcul des armatures : Deux cas peuvent se présenter :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

-Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

D'où la section réelle est :
$$\begin{cases} A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \\ A_{sc} = A_{scf} \end{cases}$$
 si l'effort est négatif.

-Si $\mu_f \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) :

On calcule :
$$\begin{cases} M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \\ \Delta M = M_f - M_l \end{cases}$$

Avec : M_l = Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} \\ \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{st} \\ \Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{cases}$$

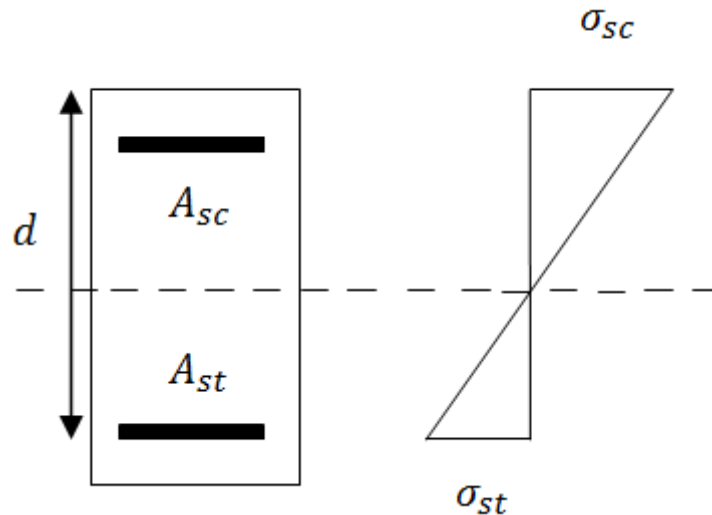


Figure IV.4 : Distribution des contraintes.

La section réelle d'armatures est :
$$\begin{cases} A_{sc} = \Delta A_{sc} \\ A_{st} = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2^{ème} cas : Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des armatures : Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{-Si : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \leq N_u(d - c') - M_f \leq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} \\ A_{sc} = 0 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{(0.8571 - \frac{c'}{h})}$$

$$\text{- Si : } N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = \frac{M_u - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A_{sc} \end{array} \right.$$

Remarque : Si $(e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0) \rightarrow$ Excentricité nulle $\rightarrow$ compression pure $\rightarrow$ le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B \times f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$

IV.3.3.Exemple de calcul :**IV.3.3.1.Armature longitudinales :**

Exemple de calcul à l'ELU pour les armatures longitudinales dans le sens X pour le poteau (40X40) suivant les efforts $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$:

$$N_{\max} = -1901.6 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -0.24 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.24 \times 10^2}{1901.6} = 0.012 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 2 = 18 \text{ cm.}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 4.219 + 1606.47 (0.205) = 342.52 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1606.47 (0.43 - 0.02) - 333.55 = 342 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c) b h f_{bc} = (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.02) 0.40 \times 0.40 \times 14.2 \times 10^3 = 269.91 \text{ KNm.}$$

$$342 \text{ KNm} > 269.91 \text{ KNm} \rightarrow \text{SPC}$$

→ Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{342.52 \times 10^6}{440 \times (3800)^2 \times 14.2} = 0.417 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA.}$$

On détermine β du tableau : $\mu = 0.417 \rightarrow \beta = 0.703$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{333.55 \times 10^6}{0.703 \times 380 \times 348} = 3684.40 \text{ mm}^2 = 36.84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3684.4 - \frac{1901.6 \times 10^3}{348} = -1779.96 \text{ mm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 36.84 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Les autres calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

-Sens X :

- Poteau (40X40) :

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KN m)	e(cm)	Nature	A'(cm ²)	A(c m ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix de A (cm ²)	Section adoptée
40*40	ELU	N _{max} →M _{cor}	-1901,6	-1,18	0,0006	SEC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-188,9	1,16	0,006	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-917,3	-31,12	0,033	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-1402	-1,43	0,001	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-291,7	-12,62	0,0432	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-830,6	43,09	0,0518	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-878	-2,05	0,002	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-135,3	15,3	0,113	SPC	0.00	0.63	12,8	4HA14+4HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-341,3	38,35	0,112	SPC	0.00	2.10	12,8	4HA14+4HA16	14,19

Tableau IV.15 : Ferrailage des poteaux (40X40) suivant le sens X.

Remarque : le ferrailage du poteau (40X40) est (4HA14+4HA16) avec une section adoptée égale à 14.19cm² pour tous les niveaux.

- Poteau (35X35) :

section	comb	sollicitatio n	N(KN)	M(KN m)	e(cm)	Nature	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (R PA) (cm ²)	Choix de A (Cm ²)	Section adoptée
35*35	ELU	N _{max} →M _{cor}	-1106,5	-6,46	0,0058	SPC	0	0	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		N _{min} →M _{co} r	-205,7	9,52	0,046	SPC	0	0	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		M _{max} →N _{co} r	-446,5	-42,79	0,095	SPC	0	0	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-823,1	-32,13	0,039	SPC	0	0	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		N _{min} →M _{co} r	-129,3	-28,18	0,217	SPC	0	0,5 4	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		M _{max} →N _{co} r	-303,5	67,56	0,2226	SPC	0	1,8 4	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-508,4	-30,35	0,059	SPC	0	0	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		N _{min} →M _{co} r	-70,9	29,74	0,149	SPC	0	1,4 1	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67
		M _{max} →N _{co} r	-270,5	56,15	0,207	SPC	0	1,2	9,8	4HA12+ 4HA14	10,67

Tableau IV.16 : Ferrailage des poteaux (35X35) suivant le sens X.

Remarque : le ferrailage du poteau (35X35) est (4HA12+4HA14) avec une section adoptée égale à 10.67cm² pour tous les niveaux

- Poteau (30X30) :

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	e(cm)	Nature	A'(C m ²)	A(c m ²)	A _{min} (R PA) (cm ²)	Choix de A (cm ²)	Section adoptée
30*30	ELU	N _{max} →M _{cor}	-419,6	5,44	0,0129	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	322,4	1,24	0,0038	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	-153,6	31,58	0,2055	SPC	0.00	1,3 9	7,2	8HA12	9.05
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-545,6	-8,37	0,0153	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	270,9	4,7	0,0173	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	-105,1	40,42	0,3845	SPC	0.00	2,5 4	7,2	8HA12	9.05
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-424	-9,84	0,0232	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	205,7	7,13	0,0346	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	125,9	31,44	0,2497	SPC	0.00	1,3 7	7,2	8HA12	9.05

Tableau IV.17 : Ferrailage des poteaux (30X30) suivant le sens X.

Remarque : le ferrailage du poteau (30X30) est (8HA12) avec une section adoptée égale à 9.05cm² pour tous les niveaux

-Sens Y :

- Poteaux (40x40) :

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KN m)	e(cm)	Nature	A'(cm ²)	A(c m ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix de A (cm ²)	Section adoptée
40*40	ELU	N _{max} →M _{cor}	-1901,6	-1,18	0,0006	SEC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-188,9	1,16	0,006	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-917,3	-31,12	0,033	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-1402	-1,43	0,001	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-291,7	-12,62	0,0432	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-830,6	43,09	0,0518	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-878	-2,05	0,002	SPC	0.00	0.00	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		N _{min} →M _{cor}	-135,3	15,3	0,113	SPC	0.00	0.63	12,8	4HA14+4 HA16	14,19
		M _{max} →N _{cor}	-341,3	38,35	0,112	SPC	0.00	2.10	12,8	4HA14+4 HA16	14,19

Tableau IV.18 : Ferrailage des poteaux (40X40) suivant le sens Y.

Remarque : le ferrailage du poteau (40X40) est (4HA14+4HA16) avec une section adoptée égale à 14.19cm² pour tous les niveaux.

- Poteau (35X35) :

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KN m)	e(cm)	Nature	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (R PA) (cm ²)	Choix de A (Cm ²)	Section adoptée
35*35	ELU	N _{max} →M _{cor}	-1106,5	-6,46	0,0058	SPC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		N _{min} →M _{cor}	-205,7	9,52	0,046	SPC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		M _{max} →N _{cor}	-446,5	-42,79	0,095	SPC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,67
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-823,1	-32,13	0,039	SPC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		N _{min} →M _{cor}	-129,3	-28,18	0,217	SPC	0	0,54	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		M _{max} →N _{cor}	-303,5	67,56	0,2226	SPC	0	1,84	9,8	4HA12+4HA14	10,67
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-508,4	-30,35	0,059	SPC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		N _{min} →M _{cor}	-70,9	29,74	0,149	SPC	0	1,41	9,8	4HA12+4HA14	10,67
		M _{max} →N _{cor}	-270,5	56,15	0,207	SPC	0	1,2	9,8	4HA12+4HA14	10,67

Tableau IV.19 : Ferrailage des poteaux (35X35) suivant le sens Y.

Remarque : le ferrailage du poteau (35X35) est (4HA12+4HA14) avec une section adoptée égale à 10.67cm² pour tous les niveaux

- Poteau (30X30) :

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	e(cm)	Nature	A'(C m ²)	A(c m ²)	A _{min} (R PA) (cm ²)	Choix de A (cm ²)	Section adoptée
30*30	ELU	N _{max} →M _{cor}	-419,6	5,44	0,0129	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	322,4	1,24	0,0038	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	-153,6	31,58	0,2055	SPC	0.00	1,3 9	7,2	8HA12	9.05
	G+Q+E	N _{max} →M _{cor}	-545,6	-8,37	0,0153	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	270,9	4,7	0,0173	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	-105,1	40,42	0,3845	SPC	0.00	2,5 4	7,2	8HA12	9.05
	0.8G+Q	N _{max} →M _{cor}	-424	-9,84	0,0232	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		N _{min} →M _{cor}	205,7	7,13	0,0346	SPC	0.00	0	7,2	8HA12	9.05
		M _{max} →N _{cor}	125,9	31,44	0,2497	SPC	0.00	1,3 7	7,2	8HA12	9.05

Tableau IV.20 : Ferrailage des poteaux (30X30) suivant le sens Y.

Remarque : le ferrailage du poteau (30X30) est (8HA12) avec une section adoptée égale à 9.05cm² pour tous les niveaux

➤ Le ferrailage final :

Poteaux	Sens	Ferrailage
Poteaux (40X40)	X	4HA14+4HA16
	Y	4HA14+4HA16
Poteaux (35X35)	X	4HA12+4HA14
	Y	4HA12+4HA14
Poteaux (30X30)	X	8HA12
	Y	8HA12

Tableau IV.21: Ferrailage final des poteaux.

IV.3.3.2. Armature transversale :

- Diamètre des aciers:

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_{lmax}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Et : Φ_{lmax} = le plus grand diamètre des armatures longitudinales

- Pour le poteau (40x40) :

- Espacement des armatures transversales :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- Longueurs de recouvrement :

Pour les barres de 16 mm $\rightarrow L_r = 40\Phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

-L'élancement géométrique λ_g : $L_f = 0.7l_0$ avec: $l_0 = 3.06 - 0.35 \rightarrow 0.7 \times 2.71 \text{ m} = 1.897 \text{ m}$

$$\rightarrow \lambda_g = \frac{1.897}{0.4} = 4.74 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$V_u^{\max} = 22.5 \text{ kN}$$

-Zone nodal=zone courante

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{3.75 \times 22.5 \times 10^3 \times 100}{400 \times 400} = 52.73 = 0.52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$

- La quantité d'armatures minimales: $\frac{A_{t \min}}{bs_t}$ en %

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 4.74 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \Rightarrow 0.4\%$

$$\frac{A_{t \min}}{bs_t} 0.4\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.4\% bs_t = 0.4\% \times 400 \times 100 = 160 \text{ mm}^2 = 1.6$$

$$A_{t \min} = 1.6 \text{ cm}^2 < A_t = 2.08 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la zone nodale : $h' = \max(h_e/6; b_1; h_1, 60 \text{ cm})$

Avec : h_e = la hauteur d'étage

$$AN : h' = \max(306/6; 40; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

- Longueur d'ancrage : $l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$HA14: l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 50\text{cm}$$

$$HA16: l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43\text{cm on prend } l_s = 55\text{cm}$$

➤ Pour le poteau (35x35) :

- Espacement des armatures transversales :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1^{\min} = 18\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

- Longueurs de recouvrement :

Pour les barres de 14 mm $\rightarrow L_r = 40\Phi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$

-L'élancement géométrique λ_g :

$$L_f = 0.7l_0 \text{ avec: } l_0 = 3.06 - 0.35 \rightarrow 0.7 \times 2.71\text{m} = 1.897\text{m}$$

$$\rightarrow \lambda_g = \frac{1.897}{0.35} = 5.52 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u^{\max} = 21.5\text{KN}$$

-Zone nodal=zone courante

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 21.5 \times 10^3 \times 100}{350 \times 350} = 43.87 = 0.43\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4HA8$$

-La quantité d'armatures minimales : $\frac{A_{t \min}}{bs_t}$ en %

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = 5.52 > 5 \Rightarrow 0.3\%$$

$$\frac{A_{t \min}}{bs_t} 0.3\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% bs_t = 0.3\% \times 350 \times 100 = 105\text{mm}^2 = 1.05\text{cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.05\text{cm}^2 < A_t = 2.08\text{cm}^2$$

- Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1, 60\text{cm}) = \max(306/6; 35; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$$

Avec: h_e = la hauteur d'étage

- Longueur d'ancrage : $l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\text{HA14: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 50\text{cm}$$

$$\text{HA12: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm on prend } l_s = 45\text{cm}$$

➤ Pour le poteau (30x30) :

- Espacement des armatures transversales :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15) = 12\text{ cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1^{\min} = 18\text{ cm} \rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

- Longueurs de recouvrement :

Pour les barres de 12 mm $\rightarrow L_r = 40\Phi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$

-L'élancement géométrique λ_g :

$$L_f = 0.7l_0 \text{ avec: } l_0 = 3.06 - 0.35 \rightarrow 0.7 \times 2.71\text{m} = 1.897\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{1.897}{0.3} = 6.32 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$V_u^{\max} = 18\text{KN}$$

-Zone nodale = zone courante

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 18 \times 10^3 \times 100}{300 \times 300} = 50 = 0.5\text{cm}^2$$

On prend $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$

- La quantité d'armatures minimales: $\frac{A_{t \min}}{b s_t}$ en %

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = 6.32 > 5 \Rightarrow 0.3\%$$

$$\frac{A_{t \min}}{b s_t} 0.3\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% b s_t = 0.3\% \times 300 \times 100 = 90 \text{ mm}^2 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2 < A_t = 2.08 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max(306/6; 30; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

- Longueur d'ancrage : $l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\text{HA12: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm on prend } l_s = 45 \text{ cm}$$

IV.3.4. VERIFICATION à l'ELU :

- Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier la condition :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d \times f_{c28}$$

-Poteaux (40x40): $V_{u \max} = 22.5 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{22.5 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.14 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 4.74 \rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

0.14 MPa < 1 MPa.....condition vérifiée

-Poteaux (35x35): $V_{u \max} = 21.5 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{21.5 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.17 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 5.42 \rightarrow \rho_d = 0.07 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ MPa}$$

0.545 MPa < 1.75 MPa.....condition vérifiée

-Poteaux (30x30): $V_{u \max} = 18 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{18 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.214 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 6.32 \rightarrow \rho_d = 0.07 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ MPa}$$

0.214 MPa < 1.75 MPa.....condition vérifiée

IV.3.5. Vérification à l'ELS :

- Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adop} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

-Sens x :

section	comb	N _s	M _s	e _s (m)	nature	A _{min} (cm ²)	A _s	obs
40*40	N _{max} →M _{cor}	-1371.7	0.17	0.0001	SEC	2.07	14.19	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-420.4	13.899	0.033	SEC	7.55	14.19	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-749.8	26.98	0.035	SEC	7.86	14.19	vérifié
35*35	N _{max} →M _{cor}	-798.1	4.67	0.0058	SEC	3.54	10.67	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-148.7	6.84	0.0459	SEC	9.25	10.67	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-322.4	30.79	0.0955	SPC	4.05	10.67	vérifié
30*30	N _{max} →M _{cor}	-302.3	3.93	0.013	SEC	2.95	9.05	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	232.2	0.87	0.037	SEC	6.1	9.05	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-111	22.7	0.204	SPC	0.51	9.05	vérifié

Tableau IV.22:Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS suivant le sens X.

-Sens y :

section	comb	N _s	M _s	e _s (cm)	nature	A _{min} (cm ²)	A _s	obs
40*40	N _{max} →M _{cor}	-1371.7	-0.85	0.0006	SEC	5.00	14.19	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-420.4	6.7	0.0159	SEC	5.82	14.19	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-662.8	-22.39	0.0337	SEC	0.56	14.19	vérifié
35*35	N _{max} →M _{cor}	-798.1	-5.76	0.0072	SEC	3.6	10.67	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-148.7	5.93	0.0398	SEC	6.99	10.67	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-217.7	-25.6	0.1175	SPC	0.72	10.67	vérifié
30*30	N _{max} →M _{cor}	-302.3	10.74	0.0355	SEC	11.03	9.05	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	232.2	2.49	0.0107	SEC	4.12	9.05	vérifié
	M _{max} →N _{max}	3.3	-21.64	6.5570	SPC	0.99	9.05	vérifié

Tableau IV.23:Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS suivant le sens Y.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Etat limites d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers

✓ Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} et N_{ser} on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissible

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

$$\text{Si: } \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

Si: $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C :

-Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} . y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel Socotec et récapitulés dans les tableaux suivant :

-Sens x :

section	comb	N _s	M _s	A _s =A _{s'}	σ _{bs}	σ _{bi}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
40*40	N _{max} →M _{cor}	-1371.7	0.17	5.56	7.78	7.57	15	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-420.4	13.899	5.56	3.42	1.34	15	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-749.8	26.98	5.56	6.26	2.23	15	vérifié
35*35	N _{max} →M _{cor}	-798.1	4.67	4.21	6.43	5.38	15	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	-148.7	6.84	4.21	1.87	0.33	15	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-322.4	30.79	4.21	6.04	0	15	vérifié
30*30	N _{max} →M _{cor}	-302.3	3.93	3.39	3.71	2.32	15	vérifié
	N _{min} →M _{cor}	232.2	0.87	3.39	2.47	2.16	15	vérifié
	M _{max} →N _{max}	-111	22.7	3.39	6.66	0	15	vérifié

Tableau IV.24: Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens X.

-Sens y :

section	comb	N_s	M_s	$A_s=A_s'$	σ_{bs}	σ_{bi}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
40*40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1371.7	-0.85	5.56	7.79	7.74	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-420.4	6.7	5.56	2.88	1.88	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-662.8	-22.39	5.56	5.43	2.08	15	vérifié
35*35	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-798.1	-5.76	4.21	6.55	5.26	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-148.7	5.93	4.21	1.77	0.43	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-217.7	-25.6	4.21	4.86	0	15	vérifié
30*30	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-302.3	10.74	3.39	4.92	1.12	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	232.2	2.49	3.39	2.76	1.18	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	3.3	-21.64	3.39	5.82	0	15	vérifié

Tableau IV.25: Vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens Y.

IV.4. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage 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'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

➤ Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous Selon le RPA 99 modifié 2003 :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } 1.35G+Q & \dots\dots\dots \text{Selon BAEL 91.} \\ \text{Accidentel } G+Q+E & \dots\dots\dots \text{Selon RPA.} \\ \text{Accidentel } 0.8Q+E & \dots\dots\dots \text{Selon RPA.} \end{array} \right.$$

Et vérifiés sous :

$$\text{ELS : } G+Q \quad \dots\dots\dots \text{Selon BAEL 91.}$$

VI.4.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur

(1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

➤ Armatures horizontales :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ Armatures transversales

- Les armatures transversales 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'Art 7.7.4.3 /RPA 2003.
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ Règles communes :

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- $s \leq 1,5 a$
- $s \leq 30\text{cm}$

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

-Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.4.2.Exposé de la méthode de calcul :

Le calcul se fera en par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d), cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec : B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que $V = V' = L_{\text{voile}} / 2$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC) ;
- Section partiellement comprimé (SPC) ;
- Section entièrement tendue (SET).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : Sous-sol au 2^{ème} étage ;
- Zone II : 3^{ème} au 6^{ème} étage ;
- Zone III : 7^{ème} et 8^{ème} étage .

➤ Ferrailage de la section entièrement comprimée :

$$\begin{cases} Ni = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ Ni + 1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec : e=l'épaisseur du voile.

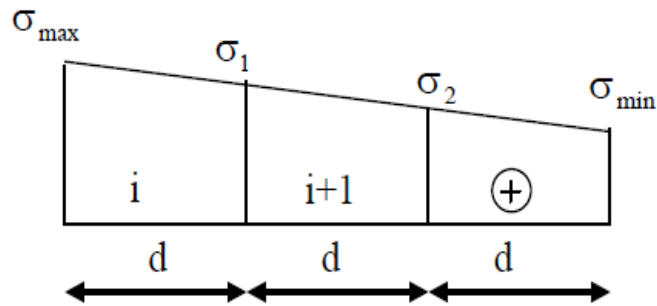


Figure IV.5 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

- La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : B = section du tronçon considéré ;

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$ (Situation accidentelle) ;

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$ (Situation courante)

- La section d'armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

Donc : $A_{\min} = \min (0.15\%B, 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e})$

Avec : $B = d \cdot e$

- La section d'armatures horizontales :

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

- Armatures 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ Ferrailage de la section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} Ni = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ Ni + 1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec : e = l'épaisseur du voile.

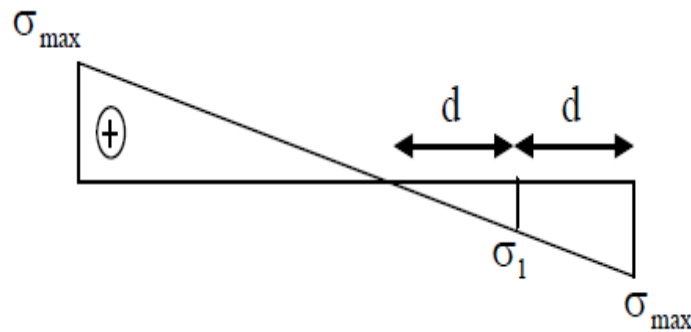


Figure IV.6 : diagramme d'une section partiellement comprimée.

- La section d'armature d'une section partiellement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa (Situation accidentelle) ;

$\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa (Situation courante)

- La section d'armatures minimales :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

Donc : $A_{min} = \max \left(0.15\%B, 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$

Avec : $B = d \cdot e$

- La section d'armatures horizontales :

Même conditions que celles d'une section entièrement comprimée.

- Armatures transversales :

Même conditions que celles d'une section entièrement comprimée.

- Armatures pour les potelets :

Même conditions que celles d'une section entièrement comprimée.

➤ Ferraillage section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : $e = l'$ épaisseur du voile.

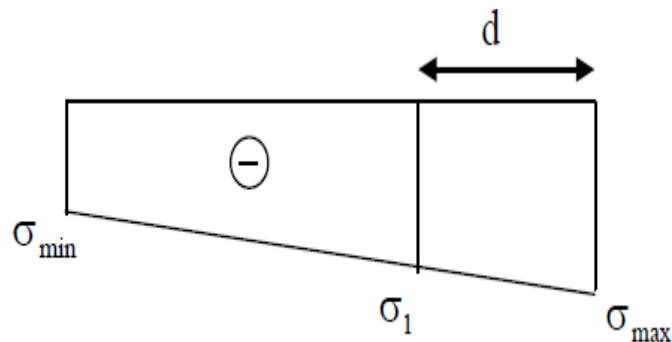


Figure IV.7 diagramme d'une section entièrement tendue.

- La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- La section d'armatures minimales :

Même conditions que celles d'une section partiellement comprimée.

- La section d'armatures horizontales :

Même conditions que celles d'une section partiellement comprimée.

- Armatures transversales :

Même conditions que celles d'une section partiellement comprimée.

- Armatures pour les potelets :

Même conditions que celles d'une section partiellement comprimée.

Remarque : La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux raidisseurs (un raidisseur de chaque extrémité).
- Voiles avec un raidisseur à une extrémité et de l'autre un potelet.

IV.4.4. Vérifications à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Selon le RPA99/version 2003 :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0} * \frac{1}{d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 * f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

$$V = 1.4 * V_u$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{(Pour une fissuration peut nuisible)}$$

Avec : τ_u = contrainte de cisaillement.

IV.4.5. Exemple de calcul :

Nous procédons au calcul du ferrailage du voile VL5 avec les efforts ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$) dans la zone I.

➤ Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

Avec : $N=198.54 \text{ Ton}$

$M=319.74 \text{ Ton.m}$

$L=3.4\text{m}$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.4}{2} = 1.7 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 3.4^3}{12} = 0.655 \text{ m}^4$$

$$B = L \cdot e = 3.4 \cdot 0.2 = 0.68 \text{ m}^2$$

$$AN : \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{198.54}{0.68} + \frac{319.74 \times 1.7}{0.655} = 1121.830 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{198.54}{0.68} - \frac{319.74 \times 1.7}{0.655} = -537.888 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

⇒ section partiellement comprimé (tendue)

➤ Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1121.830}{1121.830 + 537.888} \times 3.4 = 2.298\text{m}$$

➤ Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.4 - 2.298 = 1.102\text{m}$$

➤ Calcul de la section tendue :

▪ Calcul de la longueur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 2.298\right) \rightarrow d = 1.53\text{m}$$

$$d_1 = \frac{L_t}{2} = \frac{1.102}{2} = 0.551\text{m} = d_2$$

▪ Calcul de la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t} = \frac{537.888 \times 0.551}{1.102} = 268.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{537.888 + 268.94}{2} \times 0.551 \times 0.2 = 44.45 \text{ Ton}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{268.94}{2} \times 0.551 \times 0.2 = 14.81 \text{ Ton}$$

- Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{44.45 \times 10^4}{400} = 1111.25 \text{ mm}^2 = 11.11 \text{ cm}^2$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ (situation accidentelle)

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{14.81 \times 10^4}{400} = 370.25 \text{ mm}^2 = 3.70 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = \max \left(0.15\%B, 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $B = d \cdot e = 0.55 \cdot 0.2 = 0.11 \text{ m}^2$

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

$$A_{\min} = \max \left(0.15\% \cdot 0.11 = 1.65, 0.23 \frac{0.11 \cdot 2.1}{400} = 1.32 \right) = 1.65 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section comprimée :

- Calcul de la longueur d :

$$d_1 = \frac{L_c}{2} = \frac{2.29}{2} = 1.145 = d_2$$

- Calcul de la contrainte σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max} (L_c - d)}{L_c} = \frac{1121.888 \times 1.145}{2.29} = 560.915 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

- Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{1121.888 + 560.94}{2} \times 1.145 \times 0.2 = 193.357 \text{ Ton}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{560.94}{2} \times 1.145 \times 0.2 = 64.452 \text{ Ton}$$

- Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{192.683 \times 10^4}{400} = 4830.075 \text{ mm}^2 = 48.3 \text{ cm}^2$$

Avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (situation accidentelle)}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{64.227 \times 10^4}{400} = 1615.67 \text{ mm}^2 = 16.11 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section minimale :

$$A_{\min} = \max \left(0.15\%B, 0.23 \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $B = d \cdot e = 1.145 \cdot 0.2 = 0.22 \text{ m}^2$

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

$$A_{\min} = \max \left(0.15\% \cdot 0.22 = 3.75, 0.23 \frac{0.22 \cdot 2.1}{400} = 2.65 \right) = 3.75 \text{ cm}^2$$

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieure à celles trouvées dans les sections tendues donc on adopte pour toute la section le ferraillage trouvées dans la section comprimée.

- Ferraillage final du voile :

$A_v/\text{bande} = 11 \text{ cm}^2 \rightarrow A_v/\text{bande adopté} = 12.06$

$$A_{v \text{ tot}} = \frac{A_v/\text{bande} \times l}{d} = \frac{12.06 \times 3.4}{0.55} = 74.55 \text{ cm}^2$$

Section adopté totale = $77 \text{ cm}^2 = 50 \text{ HA14}$

Section adopté/nappe = $\frac{77}{2} = 38.5 \text{ cm}^2 = 25 \text{ HA14}$

$$A_{H/\text{nappe}} = \frac{A_v/\text{nappe}}{4} = 9.625 \text{ cm}^2 = 15 \text{ HA10}$$

- Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{238.92 \times 10^4}{0.68 \times 10^6 + 15 \times 77 \times 10^2} = 3.00 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15$$

→ condition vérifiée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{44.91 * 10^{-2}}{0.2 * 0.9 * 3.4} = 0.73 \text{MPa} \leq 4.34 \text{MPa}$$

→ condition vérifiée

- Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :
- ✓ Sens longitudinal :

Ferrailage du voile VL5 :

-D'après les efforts : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	LT	dt	σ_1	N1	N2
I	1121.83	-537.88	44.91	2.29	1.10	0.55	268.94	44.45	14.81
II	440.77	-16	23.28	3.23	0.11	0.058	8	0.14	0.04
III	344.1	-223.25	4.71	2.00	1.29	0.64	111.625	21.74	7.24

Tableau IV.26 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 5.

Partie comprimé :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	dc	σ_1	N1	N2
I	1121.83	-537.88	44.91	2.29	1.14	560.915	193.35	64.45
II	440.77	-16	23.28	3.23	1.61	220.385	106.86	35.62
III	344.1	-223.25	4.71	2.00	1.00	172.05	51.65	17.21

Tableau IV.27 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 5.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	44.45	14.81	11.11	3.70	1.65
II	0.14	0.046	0.035	0.011	0.57
III	21.74	7.24	5.43	1.81	1.93

Tableau IV.28 : Calcul des armatures tendues du voile 5.

- Calcul des armatures comprimé :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	193.357966	64.4526554	0	0	3.75
II	106.864277	35.6214258	0	0	3.86
III	51.6527549	17.217585	0	0	3

Tableau IV.29 : Calcul des armatures comprimées du voile 5.

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieure à celles trouvées dans les sections tendues donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvées dans la section comprimée.

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	Section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/napp	A _H /nappe
I	11.11	12.06	74.55	50HA14	77	25HA14 38.5	11.7 (15HA10)
II	3.86	4.62	9.67	48HA12	42.94	24HA12 54.24	11.7 (15HA10)
III	3	3.39	11.18	48HA12	42.94	24HA12 54.24	11.7 (15HA10)

Tableau IV.30 : Calcul des armatures finales du voile 5.

-D'après les efforts : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	LT	dt	σ_1	N1	N2
I	1215.57	-390.92	37.17	2.57	0.82	0.41	195.46	24.25	8.08
II	527.17	79.15	/	/	/	/	/	/	/
III	310.98	-90.41	9.86	2.55	0.74	0.37	45.205	5.04	1.68

Tableau IV.31 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 5.

Partie comprimée :

Zone	N1	N2	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	24.25	8.08	6.06	2.02	1.2
II	/	/	/	/	/
III	5.04	1.68	1.26	0.42	1.05

Tableau IV.32 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 5.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	24.2570472	8.08568242	6.06	2.02	1.2
II	/	/	/	/	/
III	5.04012832	1.68004277	1.26	0.42	1.05

Tableau IV.33 : Calcul des armatures tendues du voile 5.

- Calcul des armatures comprimées :

Zone	N1	N2	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin
I	234.54	78.18	0	0	3.75
II	91.46	49.43	0	0	3.3
III	59.63	19.87	0	0	3.75

Tableau IV.34 : Calcul des armatures tendues du voile 5 .

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/napp	A _H /nappe
I	6.06	6.16	51.08	34HA14	52.36	26.18 17HA14	11.7 (15HA10)
II	3.3	3.39	13.64	34HA12	38.42	19.21 17HA12	11.7 (15HA10)
III	3.75	4.52	11.74	34HA12	38.42	19.21 17HA12	11.7 (15HA10)

Tableau IV.35 : Calcul des armatures finales du voile 5.

-le ferraillage final pour le voile VL5 :

Le ferraillage vertical adopté pour tout le voile est le max entre ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$) :

$$\begin{cases} \text{Zone I : } A_v \text{ tot/nappe}=50\text{HA14} \\ \text{Zone II : } A_v \text{ tot/nappe}=48\text{HA12} \\ \text{Zone III : } A_v \text{ tot/nappe}= 48\text{HA12} \end{cases}$$

-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Zone	B(m ²)	Ns	Av(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
I	0.68	238.87	77	2.99	15	vérifié
II	0.67	172.25	42.94	2.31	15	vérifié
III	0.66	80.97	42.94	1.12	15	vérifié

Tableau IV.36:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL5.

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91:

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

Zone	Vu(Ton)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
I	44.91	0.73	4.34	vérifié
II	23.28	0.38	4.34	vérifié
III	4.71	0.07	4.34	vérifié

Tableau IV.37: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL5.

Ferrailage du voile VL7 :

-D'après les efforts : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	LT	dt	σ_1	N1	N2
I	867.12709	-148.66786	16.8	2.81	0.48	0.24	74.33	5.38	1.79
II	474.9	70.2	/	/	/	/	/	/	/
III	357.350527	-106.163027	11.61	2.46	0.73	0.36	53.08	5.83	1.94

Tableau IV.38 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 7.

Partie comprimé :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	dc	σ_1	N1	N2
I	867.12709	-148.66786	16.8	2.81	1.40	433.575	183.21	61.07
II	474.9	70.2	20.58	3.25	1.08	268.96	80.33	43.57
						134.48		
III	357.350527	-106.163027	11.61	2.46	1.23	178.675	66.1210446	22.0403482

Tableau IV.39 : Calcul des efforts normaux pour la partie comprimée du voile 7.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	5.38	1.79	1.34	0.44	0.6
II	/	/	/	/	/
III	5.83	1.94	1.45	0.40	1.05

Tableau IV.40 : Calcul des armatures tendues du voile 7.

- Calcul des armatures comprimé :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	183.20	61.06	0	0	4.2
II	80.33	43.57	/	/	3.15
III	66.12	22.04	0	0	3.6

Tableau IV.41 : Calcul des armatures comprimées du voile 7.

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieure a celles trouvées dans les sections tendues donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvées dans la section comprimée

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/napp	A _H /nappe
I	1.34	2.26	31.07	28HA12	31.64	15.82 (14HA12)	11.7 (15HA10)
II	3.3	3.39	13.64	28HA12	31.64	15.82 (14HA12)	11.7 (15HA10)
III	3.75	4.52	11.74	28HA12	31.64	15.82 (14HA12)	11.7 (15HA10)

Tableau IV.42 : Calcul des armatures finales du voile 7.

-D'après les efforts : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	LT	dt	σ_1	N1	N2
I	862.17	-125.14	13.26	2.88	0.41	0.20	62.57	3.92	1.30
II	474.9	70.2	/	/	/	/	/	/	/
III	288.15	-6.83	12.35	3.12	0.07	0.03	3.415	0.03	0.01

Tableau IV.43 : Calcul des efforts normaux pour la partie tendue du voile 7.

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	dc	σ_1	N1	N2
I	862.17	-125.14	249.676148	13.26	2.88	1.44	431.085	186.34	62.11
II	474.9	70.2	70.2	20.58	3.25	1.08	268.96	80.33	43.57
							134.48		
III	288.15	-6.83	83.3341804	12.35	3.12	1.56	144.075	67.55	22.51

Tableau IV.44 : Calcul des armatures dans la partie comprimée du voile 7.

▪ Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	3.92	1.30	0.98	0.32	0.6
II	/	/	/	/	/
III	0.03	0.01	0.009	0.003	4.2

Tableau IV.45 : Calcul des armatures tendues du voile 7.

▪ Calcul des armatures comprimées :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	186.34	62.11	0	0	0.1
II	80.33	43.57	/	/	3.15

III	67.55	22.51	0	0	4.65
-----	-------	-------	---	---	------

Tableau IV.46 : Calcul des armatures comprimées du voile 7.

▪ Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/nappe	A _H /nappe
I	0.98	1.13	18.64	20HA12	22.6	11.3 (10HA12)	11.7 (15HA10)
II	3.15	3.39	11.01	20HA12	22.6	11.3 (10HA12)	11.7 (15HA10)
III	4.65	5.65	11.58	20HA12	22.6	11.3 (10HA12)	11.7 (15HA10)

Tableau IV.47 : Calcul des armatures finales du voile 7.

-le ferrailage final pour le voile VL7 :

Le ferrailage vertical adopté pour tout le voile est le max entre ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$) :

$$\begin{cases} \text{Zone I : } A_v \text{ tot/nappe}=14\text{HA12} \\ \text{Zone II : } A_v \text{ tot/nappe}=14\text{HA12} \\ \text{Zone III : } A_v \text{ tot/nappe}= 14\text{HA12} \end{cases}$$

-Vérification à l'ELS :

Zone	B(m ²)	Ns	Av(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
I	0.66	223.67	31.64	3.04	15	vérifié
II	0.65	166.96	31.64	2.30	15	vérifié
III	0.64	88.09	31.64	1.28	15	vérifié

Tableau IV.48:Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL7.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Vu(Ton)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
I	16.8	0.28	4.34	vérifié
II	20.58	0.35	4.34	vérifié
III	11.61	0.20	4.34	vérifié

Tableau IV.49:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL7.

✓ Sens transversal :

Ferrailage du voile VL1 :

-D'après les efforts : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	σ_{max}	σ_{min}	V	LC	LT	Dt	σ_1	N1	N2
I	1338,52	554,79	53,37	2,40	0,99	0,49	277,395	41,45	13,81
II	547,66	28,27	29,74	/	/	/	/	/	/
III	319,62	112,58	5,73	2,	0,85	0,42	56,29	7,25	2,41

Tableau IV.50: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL7.

Partie comprimé :

Zone	σ_{max}	σ_{min}	V	LC	dc	σ_1	N1	N2
I	1338,52	554,79	53,37	2,40	1,20	669,26	241,30	80,43
II	547,66	28,27	29,74	3.6	1.2	346.26	107.27	67.29
III	319,62	112,58	5,73	2,44	1,22	159,81	58,50	19,50

Tableau IV.51: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL7.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	43,89	14,63	10.36	3.45	2.62
II	/	/	/	/	/
III	7,69	2,56	1.81	0.64	2.46

Tableau IV.52: Calcul des armatures tendues pour le voile VL7.

- Calcul des armatures comprimé :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
II	255,50	85,16	0	0	2.52
III	107.27	67.29	0	0	3.54
IV	62,04	20,68	0	0	3.15

Tableau IV.53: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL7.

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieures à celles trouvées dans les sections tendues donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvé dans la section comprimée.

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/nappe	A _{H/nappe}
I	10.36	12.06	87.18	44HA16	88.44	44.22 (22HA16)	11.7 (15HA10)
II	3.54	4.62	13.86	44HA14	67.76	33.88 (22HA14)	11.7 (15HA10)
III	3.15	4.62	13.86	44HA12	49.72	24.86 (22HA12)	11.7 (15HA10)

Tableau IV.54: Calcul des armatures finales pour le voile VL7.

-D'après les efforts : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	LT	Dt	σ_1	N1	N2
I	1303,31	700,9	56,68	2,34	1,25	0,62	350,45	66,18	22,06
II	499,83	45,32	32,34	3,25	0,29	0,14	22,66	1,00	0,33
III	411,55	91,97	12,96	2,86	0,63	0,31	45,985	4,40	1,46

Tableau IV.55: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL7.

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	Lc	dc	σ_l	N1	N2
I	1303,31	700,9	56,68	2,34	1,17	651,655	228,83	76,27
II	499,83	45,32	32,34	3,25	1,62	249,915	122,01	40,67
III	411,55	91,97	12,96	2,86	1,43	205,775	88,29	29,43

Tableau IV.56: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL7.

▪ Calcul des armatures tendues :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	66,1808986	22,0602995	16.54	5.51	2.62
II	1,00312118	0,33437373	0.25	0.08	2.52
III	4,40965848	1,46988616	1.10	0.367	2.46

Tableau IV.57: Calcul des armatures tendues pour le voile VL7.

▪ Calcul des armatures comprimées :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	228,831599	76,2771995	0	0	4.67
II	122,016409	40,6721362	0	0	4.77
III	88,2994085	29,4331362	0	0	4.83

Tableau IV.58: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL7.

▪ Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/napp	A _H /nappe
I	16.54	18.09	103.53	52HA16	104.52	52.26 (26HA16)	13.26 (17HA10)
II	2.52	3.08	75	50HA12	77	38.5 (25HA14)	11.7 (15HA10)
III	2.46	3.39	16.95	50HA12	56.5	29.38 (25HA12)	11.7 (15HA10)

Tableau IV.59: Calcul des armatures finales pour le voile VL7.

-le ferrailage final pour le voile VL1 :

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$)

- Zone I : $A_v \text{ tot/nappe} = 26\text{HA}16$
- Zone II : $A_v \text{ tot/nappe} = 25\text{HA}14$
- Zone III : $A_v \text{ tot/nappe} = 25\text{HA}12$

-Vérification à l'ELS :

Zone	B(m)	Ns	$A_v(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Obs
I	0.72	249.01	104.52	0.15	15	Vérifié
II	0.71	182.53	77	0.15	15	Vérifié
III	0.58	92.12	56.5	0.10	15	Vérifié

Tableau IV.60: Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL1.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	$V_u(\text{KN})$	τ_u	$\overline{\tau}_u$	Obs
I	53.37	0.82	4.34	Vérifié
II	29.74	0.46	4.34	Vérifié
III	5.73	0.09	4.34	Vérifié

Tableau IV.61: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL1.

Ferrailage du voile VL2 :

-D'après les efforts : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	LT	dt	σ_1	N1	N2
I	1091,65	398,99	58,85	3,16	1,23	0,61	199,495	37,03	12,34
II	/	/	/	/	/	/	/	/	/
III	275,88	61,86	15,84	3,51	0,78	0,39	30,93	3,65	1,21

Tableau IV.62: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL2.

Partie comprimé :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	dc	σ_1	N1	N2
I	1091,65	398,99	58,85	3,16	1,58	509,825	241,84	80,61
II	780	16,07	/	/	/	508.86	186.38	101.6
III	275,88	61,86	15,84	3,51	1,75	137,94	72,67	24,22

Tableau IV.63: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL2.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	37,03	12,34	9.25	3.08	2.62
II	/	/	/	/	/
III	3,65	1,21	0.913	0.3	2.46

Tableau IV.64: Calcul des armatures tendues pour le voile VL2.

- Calcul des armatures comprimé :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
II	241,84	80,61	0	0	2.52
III	186.38	101.6	0	0	4.35
IV	72,67	24,22	0	0	4.3

Tableau IV.65: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL2.

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieures à celles trouvées dans les sections tendues donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvé dans la section comprimée

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section _{tot} (cm ²)	Av _{tot/napp}	A _{H/nappe}
I	9.25	9.25	65.85	44HA14	67.76	33.88 (22HA14)	9.36 (12HA10)

II	4.35	4.62	13.86	44HA12	49.72	24.86 (22HA12)	7.8 (10HA10)
III	4.3	4.62	13.86	44HA12	49.72	24.86 (22HA14)	7.8 (10HA10)

Tableau IV.66: Calcul des armatures finales pour le voile VL2.

-D'après les efforts : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	LC	LT	Dt	σ_1	N1	N2
I	1084,73	574,34	58,85	3,16	1,17	0,58	199,495	35,24	11,74
II	431,84	61,09	38,54	4,26	0,08	0,04	8,035	0,10	0,03
III	316,03	188,26	15,84	3,51	0,78	0,39	30,93	3,65	1,21

Tableau IV.67: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL2.

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	V	Lc	dc	σ_1	N1	N2
I	1084,73	574,34	58,85	2,87	1,43	542,365	234,04	78,01
II	431,84	61,09	38,54	3,81	1,90	215,92	123,42	41,14
III	316,03	188,26	15,84	2,69	1,34	158,015	63,87	21,29

Tableau IV.68: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL2.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	37,03	12,34	8.8	2.9	2.62
II	0,10	0,035	0.026	0.0088	2.52
III	3,65	1,21	0.913	0.304	2.46

Tableau IV.69: Calcul des armatures tendues pour le voile VL2.

- Calcul des armatures comprimées :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	234,04	78,01	0	0	4.4
II	123,42	41,14	0	0	4.35
III	63,87	21,29	0	0	4.3

Tableau IV.70: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL2.

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot/bande (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/napp	A _H /nappe
I	8.8	9.24	69.14	58HA14	89.32	44.66 (29HA14)	11.7 (15HA10)
II	4.35	4.02	12.06	58HA12	65.54	25.99 (23HA12)	11.7 (15HA10)
III	4.3	4.02	12.06	58HA12	65.54	25.99 (23HA12)	11.7 (15HA10)

Tableau IV.71: Calcul des armatures finales pour le voile VL2.

-le ferrailage final pour le voile VL2 :

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$; $N_{\min} \rightarrow N_{\text{cor}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$)

{
 Zone I : Av tot/nappe=58HA14
 Zone II : Av tot/nappe=58HA12
 Zone III : Av tot/nappe=58HA12

-Vérification à l'ELS :

Zone	B(m ²)	Ns(ton)	Av(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
I	0.88	264.4	89.32	0.26	15	Vérifié
II	0.87	188.6	65.54	0.19	15	Vérifié
III	0.86	81.61	65.54	0.08	15	Vérifié

Tableau IV.72: Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL2.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Vu(ton)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
I	59.75	0.75	4.34	Vérifié
II	37.15	0.46	4.34	Vérifié
III	6.24	0.07	4.34	Vérifié

Tableau IV.73:Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL2.

Ferrailage du voile VL9 :

-D'après les efforts : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$:

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	LT	Dt	σ_1	N1	N2
I	465.46	81.03	10.48	/	/	/	/	/	/
II	269.20	99.73	7.89	/	/	/	/	/	/
III	133.79	-46.53	1.76	1.59	0.55	0.27	23.265	1.93	0.64

Tableau IV.74:Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL9.

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	Dc	σ_1	N1	N2
I	465.46	81.03	10.48	2.2	0.733	256.18	52.89	28.16
						128.13		
II	269.20	99.73	7.89	2.175	0.733	112.96	27.70	12.28
						56.48		
III	133.79	-46.53	1.76	1.59	0.79	66.895	16.00	5.33

Tableau IV.75:Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL9.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	/	/	/	/	/
II	/	/	/	/	/
III	1.93	0.64	0.048	0.161	8.25

Tableau IV.76: Calcul des armatures tendues pour le voile VL9.

- Calcul des armatures comprimé :

Zone	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	52.89	28.16	0	0	2.199
II	27.70	12.28	0	0	2.17
III	16.00	5.33	0	0	2.385

Tableau IV.77: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL9.

Remarque : On remarque que les armatures trouvées dans les sections comprimées sont supérieures à celles trouvées dans les sections tendues, donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvé dans la section comprimée.

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot(adop) (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/nappe	A _H /nappe
I	2.199	2.26	6.78	8HA12 9.04	9.04	4.52 4HA12	7.8 10HA10
II	2.17	2.26	6.78	8HA12 9.04	9.04	4.52 4HA12	7.8 10HA10
III	8.25	22.97	6.78	8HA12 9.04	9.04	4.52 4HA12	7.8 10HA10

Tableau IV.78: Calcul des armatures finales pour le voile VL9.

-D'après les efforts : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

- Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	LT	Dt	σ_1	N1	N2
I	465.46	81.03	10.48	/	/	/	/	/	/
II	269.20	99.73	7.89	/	/	/	/	/	/
III	109.83	3.51	6.72	/	/	/	/	/	/

Tableau IV.79: Calcul des armatures dans la partie tendue pour le voile VL9.

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	VT	LC	Dc	σ_1	N1	N2
I	465.46	81.03	10.48	2.2	0.733	256.18	52.89	28.16
						128.13		
II	269.20	99.73	7.89	2.175	0.733	112.96	27.70	12.28
						56.48		
III	109.83	3.51	6.72	2.15	0.733	71	12.95	7.63
						35.5		

Tableau IV.80: Calcul des armatures dans la partie comprimée pour le voile VL9.

- Calcul des armatures tendues :

Zone	N1	N2	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin(cm ²)
I	/	/	/	/	/
II	/	/	/	/	/
III	/	/	/	/	/

Tableau IV.81: Calcul des armatures tendues pour le voile VL9.

- Calcul des armatures comprimées :

Zone	N1	N2	AV1(cm ²)	AV2(cm ²)	Amin
I	52.89	28.16	0	0	2.199
II	27.70	12.28	/	/	2.17
III	12.95	7.63	0	0	2.14

Tableau IV.82: Calcul des armatures comprimées pour le voile VL9.

- Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm ²)	section adop/bande (cm ²)	Av tot(adop) (cm ²)	choix	Section tot (cm ²)	Av tot/nappe	A _H /nappe
I	2.199	2.26	6.78	24HA12	24.12	13.56 12HA12	11.7 15HA10
II	2.17	2.26	6.78	24HA12	24.12	13.56 12HA12	11.7 15HA10
III	2.14	2.26	6.78	24HA12	24.12	13.56 12HA12	11.7 15HA10

Tableau IV.83: Calcul des armatures finales pour le voile VL9.

-le ferrailage final pour le voile VL9 :

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$)

{ Zone I : Av tot/nappe=12HA12
 Zone II : Av tot/nappe=12HA12
 Zone III : Av tot/nappe=12HA12

-Vérification à l'ELS :

Zone	B(m)	Ns	Av(cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
I	0.48	131.16	24.12	3.2	15	Vérifié
II	0.47	86.7	24.12	2.44	15	Vérifié
III	0.46	26.07	24.12	1.49	15	Vérifié

Tableau IV.84: Vérification des contraintes à l'ELS pour le voile VL9.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	$V_u(KN)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs
I	10.48	0.82	4.34	Vérifié
II	7.89	0.46	4.34	Vérifié
III	6.72	0.09	4.34	Vérifié

Tableau IV.85: Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS pour le voile VL9.

Chapitre V

Etude des fondations

V.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Les fondations mettent en contact le bâtiment avec le terrain d'assise et doivent reporter sur le bon sol les efforts transmis par la superstructure soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La répartition des charges à un niveau convenable du sol à l'égard de sa nature et de ses caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

- L'implantation des fondations liées aux notions de la nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau ;
- La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures ;
- Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle sont situées :

- Les fondations superficielles : Appelés aussi fondations ordinaires, elles sont utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles et les longrines ;
- Les fondations profondes : systèmes de fondations par puits ou par pieux employés quand le bon sol est situé en profondeur.

D'après le rapport du sol, le terrain représente une capacité portante moyenne estimée de 1.5 bars.

V.2.Choix des fondations :

V.2.1.Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez de chaussée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ (poteau carré) d'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

A N : $N_{ser} = 137.41 \text{ Ton}$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} = 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{137.41}{15}} = 3.03 \text{ m}$$

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

V.2.2. Semelles filantes :

V.2.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} L}$$

Avec : σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 15 \text{ TON/m}^2$) ;
 B : largeur de la semelle ;
 L : longueur de la semelle sous voile.
 G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N (Ton)	L (m)	B (m) = $\frac{N \cdot L}{\sigma}$	S (m ²) = B * L
VL1	73.10	3.20	1.52	4.86
VL2	72.68	4.00	1.21	4.84
VL3	65.89	3.00	1.46	4.38
VL4	67.52	3.00	1.50	4.5
VL5	64.22	3.00	1.43	4.29
VL6	64.64	3.00	1.44	4.32
VL7	96.68	2.90	2.22	6.44
VL8	96.48	2.00	3.22	6.44
VL9	94.68	2.00	3.16	6.32
Somme				46.39

Tableau V.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles.

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 46.39 \text{ m}^2$

V.2.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

➤ 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 coïncide 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 de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

-Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6Xe}{L}\right); \\ q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6Xe}{L}\right); \\ q(L/4) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3Xe}{L}\right) \end{cases}$$

-Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Poteau	N _s	e _i	M _i	e _i *N _i
12	137	-7.95	0.057	-129.05
19	129.09	-4.95	-0.05	-368.99
26	76.8	-1.45	0.511	-111.36
33	76.82	+1.5	0.461	115.23
40	128.53	+4.95	0.053	636.22
47	134.56	+7.95	-0.273	1069.75
Somme	S=682.8	/	S=0.759	S=1211.802

Tableau V.2 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux.

-La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_t = 682.8$ Ton.

-Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1211.802 + 0.759}{682.8} = 1.77 \text{ m}$$

-Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.77 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15.9}{6} = 2.65 \text{ m.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6Xe}{L}\right) \Rightarrow q_{\min} = \frac{6828}{15.9} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.77}{15.9}\right) = 142.60 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6Xe}{L}\right) \Rightarrow q_{\max} = \frac{6828}{15.9} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.77}{15.9}\right) = 716.26 \text{ KN/m}$$

$$q(L/4) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3Xe}{L}\right) \Rightarrow q(L/4) = \frac{6828}{15.9} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.77}{15.9}\right) = 572.84 \text{ KN/m}$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{572.84}{150} = 3.81 \text{ m}$$

On prends : $B = 3.9 \text{ m}$

$$S_p = B \times L = 3.9 \times 15.9 = 62.01 \text{ m}^2$$

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des largeurs importantes engendrant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

V.2.3.radier :

Un radier est une base ou une plate-forme stable sur laquelle reposent d'autres éléments.

L'architecture de cette plate-forme dépend du contexte où elle est utilisée ; étant une fondation superficielle, le radier travaille comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal ;
- Une bonne répartition des charges ;
- Evite les tassements différentiels importants ;
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton ;
- Rapidité d'exécution.

V.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon la condition forfaitaire :

$$\text{-Sous voiles : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : $\begin{cases} h : \text{épaisseur du radier} \\ L_{\max} = 400 \text{ cm} \end{cases}$

$$\text{AN: } 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 70 \text{ cm}$

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec : une hauteur minimale de 25cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

$$\text{AN: } h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 30 \text{ cm}$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$\text{AN: } h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 50 \text{ cm}$

Au final, on prend : $h = 70 \text{ cm}$

➤ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_e : \text{Longueur élastique.} \\ K : \text{Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 Mpa).} \\ L_{max} : \text{Distance maximale entre nus des nervures.} \end{array} \right.$

De la condition précédente, nous tirons la hauteur de la nervure h_n :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} I : \text{Inertie de la section du radier (b = 1m).} \\ E : \text{Le module de Young, pour un chargement de longue durée (E = } 3700 \sqrt{f_c j} \\ \text{= 10818,86 Mpa).} \end{array} \right.$

$$\text{AN: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}} = h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.77 \text{ m} = 77 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 80 \text{ cm}$

-Largeur de la nervure : $0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$

$$\text{AN: } 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 56$$

On prend : $b_n = 50 \text{ cm}$.

-l'épaisseur de la dalle flottante:

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{max}} \leq \frac{1}{40} \dots\dots\dots \text{(Dalle sur 04 appuis)}.$$

$$\text{AN : } \frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40} \Rightarrow 8\text{cm} \leq h_t \leq 10\text{cm}$$

On prend la hauteur de la dalle flottante égale à 10cm .

Remarque : Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$$\begin{cases} h_n = 80 \text{ cm (Hauteur des nervures suivant les deux sens).} \\ h_d = 30 \text{ cm (Epaisseur de la dalle).} \\ b = 50 \text{ cm (Largeur de la nervure).} \end{cases}$$

V.2.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{- A l'ELU : } N_u = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35 \cdot 43080.7 + 1.5 \cdot 11471 = 75365.44 \text{ K N.}$$

$$\rightarrow S_{rad} = \frac{N_u}{1.33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{75365.44}{1.33 \cdot 150} = 377.77 \text{ m}^2.$$

$$\text{- A l'ELS : } N_s = G + Q = 43080.7 + 11471 = 54551.7 \text{ K N.}$$

$$\rightarrow S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{54551.7}{150} = 363.67 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 377.77 \text{ m}^2.$$

$$\rightarrow S_{bat} = 508.17 \text{ m}^2 > S_{rad} = 377.77 \text{ m}^2.$$

Remarque : La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit rajouter au radier un débord minimal de largeur (L_{deb}), comme nous l'impose le BAEL 91 modifié.99.

$$\text{-(}L_{deb}\text{) est calculé comme suit : } L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm}\right)$$

$$\text{AN: } L_{deb} \geq \max\left(\frac{80}{2} = 40\text{cm} ; 30\text{cm}\right) = 40\text{cm}.$$

Soit un débord de largeur : $L_{deb} = 50\text{cm}$.

$$\rightarrow S_{deb} = [2 \cdot (23.3 + 1) \cdot 0.5] + [(21.8 \cdot 0.5) \cdot 2] = 46.1 \text{ m}^2.$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 508.17 + 46.1 = 554.27 \text{ m}^2$$

V.2.3.3. Détermination des efforts à la base du radier:

➤ Poids total du radier :

$$\mathbf{Prad = Poids de la dalle flottante + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle}$$

- Poids de la dalle flottante libre : $\mathbf{Pdf = Srad \times ep \times \rho b}$
 $P_{df} = (554.27 \times 0,10) \times 25 = 1385.62 \text{ KN}$ ($e_p = 10 \text{ cm}$).

- Poids de T.V.O: $\mathbf{P_{TVO} = (Srad - Sner) \times (hn - hd) \times \rho}$
 $P_{TVO} = [554.27 - 154.8] \times 0.50 \times 17 = 3395.49 \text{ KN}$
 Avec : $S_{ner} = (23.3 \times 0.5 \times 7 + (21.81 - (0.5 \times 7)) \times 8 \times 0.5 = 81.55 + 73.25 = 154.8 \text{ m}^2$.

- Poids des nervures : $\mathbf{P_{nerv} = bn \times (hn - hd) \times L \times n \times \rho b = S_{ner} \times (hn - hd) \times \rho b}$
 $P_{nerv} = 154.8 \times 0,50 \times 25 = 1934 \text{ KN}$

- Poids de la dalle : $\mathbf{Pdalle = Sradier \times hd \times \rho b}$
 $P_{dalle} = 554.27 \times 0,3 \times 25 = 4157.02 \text{ KN}$

- Poids total du radier : $\mathbf{Ptot = Pdf + P_{TVO} + P_{nerv} + Pdalle}$
 $1385.62 + 3395.49 + 1934 + 4157.02 = 10872.13 \text{ KN}$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$\mathbf{GT = Grad + Gstr = 10872.13 + 43080.7 = 53952.83 \text{ kN}}$$

➤ Surcharge total :

$$\mathbf{QT = Qrad + Qstr = 1.5 \times 554.27 + 11471 = 12302.40 \text{ kN}}$$

➤ Les combinaisons d'actions :

L'ELU : $\mathbf{Nu = 1.35 GT + 1.5 QT = 1.35 \times 53952.83 + 1.5 \times 12302.40 = 91289.92 \text{ kN}}$

L'ELS : $\mathbf{Ns = GT + QT = 53952.83 + 12302.40 = 66255.23 \text{ kN}}$

V.2.3.4. Vérifications :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\mathbf{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}}$

Avec : $b = 1 \text{ m}$;

$d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$.

$$\mathbf{T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{91289.92 \times 1}{554.27} \times \frac{4}{2} = 329.40 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{329.40}{1 \times 0.27} = 1220 \text{ KN/m}^2 = 1.22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique :

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec : P : poids total à la base du radier ;

$$(P = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{ascenseur}} = 43080.7 + 10872.13 + 90.00 = 54042.83 \text{ KN}).$$

Z : profondeur de l'infrastructure ;

$$(Z = h_n = 0.8 \text{ m}).$$

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

$$(\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3).$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ;

$$(\alpha = 1.5).$$

$$S_{\text{radier}} = 554.27 \text{ m}^2.$$

$$\rightarrow P \geq \alpha \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 554.27 \times 10 \times 0.8 = 6651.24 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow P = 54042.83 \text{ KN} \geq \alpha \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 6651.24 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq \frac{0.045 \cdot h \cdot \mu_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : Charge de poteau à l'ELU
- μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- h : Épaisseur totale du radier égale à 80cm.
- a : Épaisseur du voile ou du poteau.
- b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

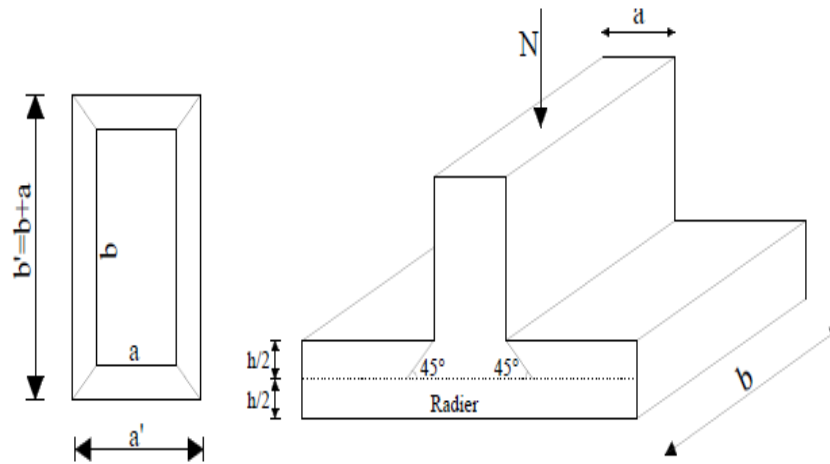


Figure V.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

-Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = 2 (a + b + 2h) = 2 (0.4 + 0.4 + 2 \times 0.8) = 4.8 \text{ m.}$$

$$\rightarrow N_u = 1904.9 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 0.8 \times 4.8 \times 25000}{1.5} = 2880 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Vérification pour les voiles :

On considère une bande de 1m du voile : $e = 20 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ m}$.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2h) = 2 (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.6 \text{ m.}$$

$$\rightarrow N_u = 1362.8 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 0.8 \times 5.6 \times 25000}{1.5} = 3360 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = \frac{24.2}{2} = 12.1 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = \frac{22.7}{2} = 11.35 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

$\left\{ \begin{array}{l} X_i, Y_i : \text{centre de gravité du radier.} \end{array} \right.$

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{24.2 \times 22.7^3}{12} = 23589.12 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{22.7 \times 24.2^3}{12} = 26809.62 m^4$$

➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol, sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.

-Moments de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{Moment sismique à la base de la structure.} \\ T_0 : \text{Effort tranchant à la base de la structure.} \\ h : \text{Profondeur de l'infrastructure (h= 1.00m).} \end{array} \right.$

On doit vérifier que : $\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3x\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{Charges trapézoïdales} \\ \text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3x\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{Charges trapézoïdales} \end{array} \right.$

Et : $\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU: } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{Charges uniformément réparties} \\ \text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots \text{Charges trapézoïdales} \end{array} \right.$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \\ \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{KN/m}^2 ; \\ 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$

a) Calcul sismique :

-Sens longitudinal : (tire à partir du logiciel Etabs) : $\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 35843.36 \text{KN.m} \\ T_{0x} = 1712 \text{KN} \end{array} \right.$

-Sens transversal : (tiré à partir du logiciel Etabs) : $\left\{ \begin{array}{l} M_{0y} = 37697.77 \text{KN.m} \\ T_{0y} = 1628 \text{KN} \end{array} \right.$

- Calcul des moments :

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 35843.36 + 1712 \times 0.8 = 37212.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 37697.77 + 1628 \times 0.8 = 39000.17 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal (xx) :

$$N_{\text{sis}} = G + 0.2Q = 53952.83 + (0.2 \times 12302.4) = 56413.31 \text{ KN} ; M_x = 37212.6 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{56413.31}{554.27} + \frac{37212.6}{26809.62} \times 11.35 = 117.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{56413.31}{554.27} - \frac{37212.6}{26809.62} \times 11.35 = 86.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 117.53 + 86.02}{4} = 109.65 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

- Sens transversal (yy) :

$$N_{\text{sis}} = 56413.31 \text{ KN} ; M_y = 39000.17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{56413.31}{554.27} + \frac{39000.17}{23589.12} \times 12.1 = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{56413.31}{554.27} - \frac{39000.17}{23589.12} \times 12.1 = 81.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 121.78 + 81.77}{4} = 111.78 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

b) Calcul à l'ELU :

$$\text{-Sens longitudinal : (tire à partir du logiciel Etabs) : } \begin{cases} M_{0x} = 34.32 \text{ KN.m} \\ T_{0x} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{-Sens transversal : (tiré à partir du logiciel Etabs) : } \begin{cases} M_{0y} = 51.52 \text{ KN.m} \\ T_{0y} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments :

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 34.32 + 0 \times 0.8 = 34.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 51.52 + 0 \times 0.8 = 51.52 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal (xx) :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 53952.83) + (1.5 \times 12302.4) = 91289.92 \text{ KN} ; M_x = 34.32 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{91289.92}{554.27} + \frac{34.32}{26809.62} \times 11.35 = 164.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{91289.92}{554.27} - \frac{34.32}{26809.62} \times 11.35 = 164.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{164.72 + 164.69}{2} = 164.71 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

- Sens transversal (yy) :

$$N_u = 91289.92 \text{ KN} ; M_y = 51.52 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{91289.92}{554.27} + \frac{51.52}{23589.12} \times 12.1 = 164.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{91289.92}{554.27} - \frac{51.52}{23589.12} \times 12.1 = 164.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{164.73 + 164.68}{2} = 164.72 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

c) Calcul à l'ELS :

$$\text{-Sens longitudinal : (tire à partir du logiciel Etabs) : } \begin{cases} M_{0x} = 24.87 \text{ KN.m} \\ T_{0x} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{-Sens transversal : (tiré à partir du logiciel Etabs) : } \begin{cases} M_{0y} = 37.38 \text{ KN.m} \\ T_{0y} = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments :

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 24.87 + 0 \times 0.8 = 24.87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 37.38 + 0 \times 0.8 = 37.38 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal (xx) :

$$N_s = G+Q = 53952.83 + 12302.4 = 66255.23 \text{ KN} ; M_x = 24.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{66255.23}{554.27} + \frac{24.87}{26809.62} \times 11.35 = 119.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \frac{66255.23}{554.27} - \frac{24.87}{26809.62} \times 11.35 = 119.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{119.55 + 119.52}{2} = 119.54 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

- Sens transversal (yy) :

$$N_s = 66255.23 \text{ KN} ; M_y = 37.38 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{66255.23}{554.27} + \frac{37.38}{23589.12} \times 12.1 = 119.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V = \frac{66255.23}{554.27} - \frac{37.38}{23589.12} \times 12.1 = 119.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{119.55 + 119.52}{2} = 119.54 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	Combinaison sismique			A l'ELU			A l'ELS			Observation
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	117.53	86.02	109.65	164.72	164.69	164.71	119.55	119.52	119.54	OK
Y-Y	121.78	81.77	111.78	164.73	164.68	164.72	119.55	119.52	119.54	OK

Tableau V.3 : Calcul des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

V.2.3.5. ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{- A l'ELU: } q_u = \sigma_m^{\max} (\text{ELU}) \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 164.72 - \frac{10872.13}{554.27} = 145.10 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{- A l'ELS: } q_s = \sigma_m^{\max} (\text{ELS}) \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 119.54 - \frac{10872.13}{554.27} = 99.92 \text{ KN/m}^2.$$

Sachant que : $\sigma_m^{\max} (\text{sismique}) = 111.78 \text{ KN/m}^2 < \sigma_m^{\max} (\text{ELU}) = 164.72 \text{ KN/m}^2$

V.2.3.5.1. Ferrailage du panneau de dalle :

Elle sera calculée comme un ensemble de panneaux soumis à la réaction du sol.

a) Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :

On choisira le panneau le plus défavorable.

Dans notre cas : $\begin{cases} L_x = 3.50 \text{ m} ; \\ L_y = 4.00 \text{ m} \end{cases}$

b) Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.00} = 0.875$$

$0.4 < \rho = 0.875 < 1 \rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0.875 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \rho = 0.875 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

➤ Calcul à l'ELU :

-Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0458 * 145.10 * (3.5)^2 = 81.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.778 * 81.41 = 63.34 \text{ KN.m}$$

Remarque: Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0.75 M_x$ ou $0.75 M_y$

- Moment sur appuis : $0.5 M_x$ ou $0.5 M_y$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement Partiel :

- Moment en travée : $0.85 M_x$ ou $0.85 M_y$
- Moment sur appui de rive : $0.3 M_x$ ou $0.3 M_y$
- Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_x$ ou $0.5 M_y$

-Moments aux appuis:

- Appuis de rive :

$$M_x^a = 0.3 * M_x = 0.3 * 81.41 = 24.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 * M_y = 0.3 * 63.34 = 19 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = 0.5 * M_x = 0.5 * 81.41 = 40.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 * M_y = 0.5 * 63.34 = 31.67 \text{ KN.m}$$

-Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 81.41 = 69.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 63.34 = 53.84 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS :

-Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2 = 0.0529 * 99.92 * (3.5)^2 = 64.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.846 * 64.75 = 54.78 \text{ KN.m}$$

-Moments aux appuis:

- Appuis de rive :

$$M_x^a = 0.3 * M_x = 0.3 * 64.75 = 19.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 * M_y = 0.3 * 54.78 = 16.43 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = 0.5 * M_x = 0.5 * 64.75 = 32.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 * M_y = 0.5 * 54.78 = 27.39 \text{ KN.m}$$

-Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 * M_x = 0.85 * 64.75 = 55.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_y = 0.85 * 54.78 = 46.56 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des sections minimales : (Article A.7.4 du BAEL 91 modifié 99):

➤ Sens de la petite portée l_x :

$$\omega_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \rightarrow A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

Avec : ω_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\omega_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

ω_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$\text{AN : } A_x^{\min} = 0.0008 * \left(\frac{3-0.875}{2} \right) * 100 * 30 = 2.55 \text{ cm}^2.$$

➤ Sens de la grande portée l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{b h} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$\text{AN : } A_y^{\min} \geq 0.0008 * 100 * 30 = 2.40 \text{ cm}^2.$$

d) Espacement des armatures (Art A.8.42 BAEL91) :

-La direction la plus sollicitée x-x :

$$S_t \leq (2h ; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(60\text{cm} ; 25\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

- La direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y :

$$S_t \leq (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(90\text{cm} ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

e) Ferrailage :

➤ Ferrailage dans le sens x-x :

-Aux appuis : on choisit ($M_{x \max}$) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot (d^2) \cdot (f_{bu})} = \frac{40.7 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270^2) \cdot 14.2} = 0.039 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0.039 \rightarrow \beta_u = 0.9805$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40.7 \cdot 10^5}{0.9805 \cdot 27 \cdot 348 \cdot 10^2} = 4.42 \text{ cm}^2.$$

→ Ferrailage adopté : 5HA12 / ml = 5.65 cm² / ml avec un espacement de 20cm ≤ 25 cm → La condition est vérifiée.

→ $A_a^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.55 \text{ cm}^2$ → La condition est vérifiée.

-En travées :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \cdot (d^2) \cdot (f_{bu})} = \frac{69.20 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270^2) \cdot 14.2} = 0.067 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0.067 \rightarrow \beta_u = 0.9655$$

$$A_a^x = \frac{M_x^t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{69.20 \cdot 10^5}{0.9655 \cdot 27 \cdot 348 \cdot 10^2} = 7.63 \text{ cm}^2.$$

→ Ferrailage adopté : 5HA14 / ml = 7.69 cm² / ml avec un espacement de 20cm ≤ 25 cm

→ La condition est vérifiée.

→ $A_a^x = 7.69 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.55 \text{ cm}^2$ → La condition est vérifiée.

➤ Ferrailage dans le sens y-y :

-Aux appuis : on choisit ($M_y \max$) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot (d^2) \cdot (f_{bu})} = \frac{31.67 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270^2) \cdot 14.2} = 0.030 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0.030 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_a^x = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.67 \cdot 10^5}{0.985 \cdot 27 \cdot 348 \cdot 10^2} = 3.42 \text{ cm}^2.$$

→ Ferrailage adopté : 5HA12 / ml = 5.65 cm² / ml avec un espacement de 20cm ≤ 25 cm

→ La condition est vérifiée.

→ $A_a^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.40 \text{ cm}^2$ → La condition est vérifiée.

-En travées :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \cdot (d^2) \cdot (f_{bu})} = \frac{53.84 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270^2) \cdot 14.2} = 0.052 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta_u = 0.973$$

$$A_a^x = \frac{M_y^t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{53.84 \cdot 10^5}{0.973 \cdot 27 \cdot 348 \cdot 10^2} = 5.89 \text{ cm}^2.$$

→ Ferrailage adopté : 5HA14 / ml = 7.69 cm² / ml avec un espacement de 20cm ≤ 25 cm →

La condition est vérifiée.

→ $A_a^x = 7.69 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.40 \text{ cm}^2$ → La condition est vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Comb		M_u	μ	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	A_s	$A_{adopt\ée}$	S_t
X-X	ELU	Appuis	40.70	0.039	SSA	0.9805	4.42	2.55	5.65	5HA14	20
		Travée	69.20	0.067	SSA	0.9655	7.63	2.55	7.69	5HA16	20
Y-Y	ELU	Appuis	31.67	0.030	SSA	0.985	3.42	2.40	5.65	5HA12	20
		Travée	53.84	0.052	SSA	0.973	5.89	2.40	7.69	5HA14	20

Tableau V.4 : Ferrailage des voiles.

f) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tel que : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{d \times \beta_1 \times A_s} \text{ et } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_{ELU} (cm ²)	ρ	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
x-x	Appuis	32.37	5.65	0.209	52.93	0.9265	229.03	4.33	15 (CV)
	Travée	55.04	7.69	0.285	44.17	0.9155	289.55	6.56	
y-y	Appuis	27.39	5.65	0.209	52.93	0.9265	193.80	3.66	
	Travée	46.56	7.69	0.285	44.17	0.9155	244.94	5.54	

Tableau V.5 : Vérification des contraintes dans le béton.

V.2.3.5.2. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

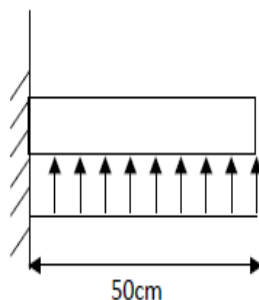


Figure V.2: Schéma statique du débord.

➤ Sollicitation de calcul :

-A l'ELU : $p_u = 145.10 \times 1\text{m} = 145.10 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-(p_u) \cdot L^2}{2} = \frac{-(145.10) \cdot 0.5^2}{2} = -18.14 \text{ KN.m}$$

-A l'ELS : $p_s = 99.92 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-(p_s) \cdot L^2}{2} = \frac{-(99.92) \cdot 0.5^2}{2} = -12.49 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures à l'ELU :

-Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot (d^2) \cdot (f_{bu})} = \frac{18.14 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270^2) \cdot (14.2)} = 0.017 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.017 \rightarrow \beta_u = 0.9915$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.14 \cdot 10^5}{0.9915 \cdot 27 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 2 \text{ HA}12 / \text{ml} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec: $St = 20 \text{ cm}$.

➤ Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.14}{12.49} = 1.45$$

$$\mu_u = 0.017 \rightarrow \alpha = 0.0214$$

$$\alpha = 0.0214 < \frac{1.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord ;

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

V.2.3.5.3. Ferrailage de la nervure:

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

a) Calcul des charges revenant aux nervures :

-Calcul du chargement simplifié pour l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge triangulaire : } l_t = 0.25l_x \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u \\ \text{Charge trapézoïdale : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right) \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u \end{array} \right.$$

-Calcul du chargement simplifié pour le moment fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge triangulaire : } l_m = 0.333l_x \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u \\ \text{Charge trapézoïdale : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{6}\right) \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u \end{array} \right.$$

b) Evaluation des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel ETABS.

➤ Sens longitudinal (x-x) :

-Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

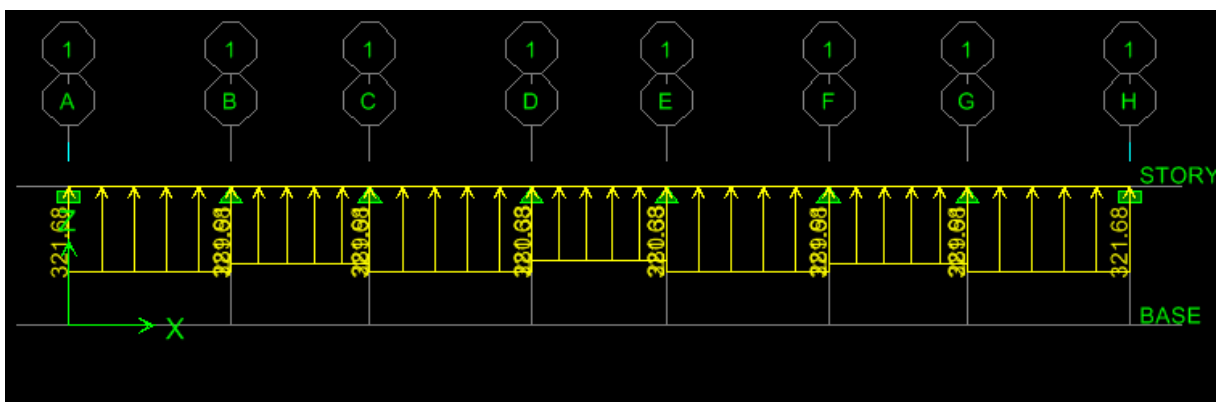


Figure V.3: Schéma statique des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELU.

-Diagramme des moments fléchissant :

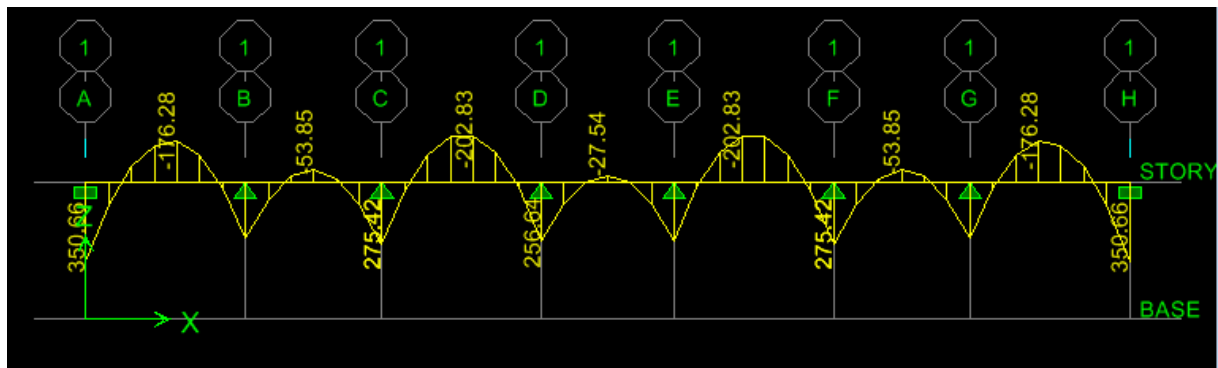


Figure V.4: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELU.

-Chargement simplifié pour les efforts tranchants :

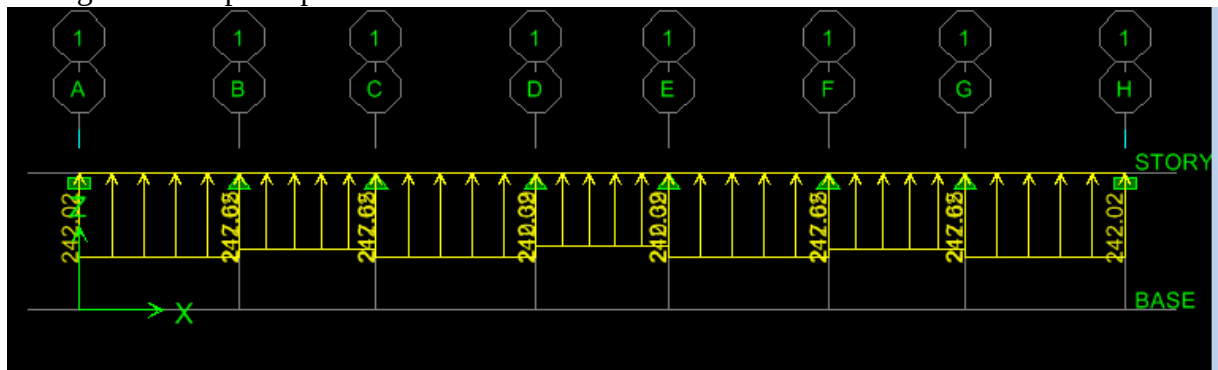


Figure V.5: Schéma statique des efforts tranchants de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELU.

-Diagramme des efforts tranchants :

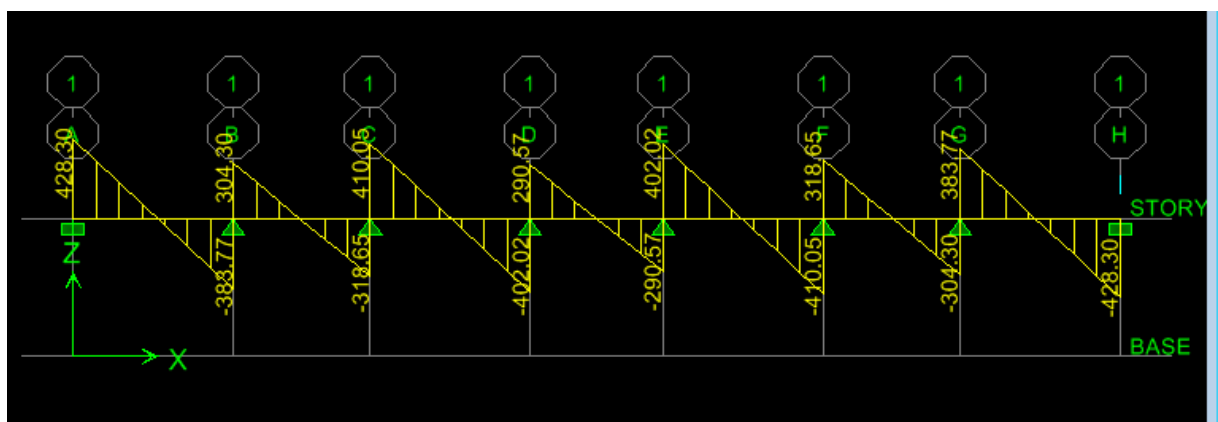


Figure V.6: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.

-Calcul des armatures : (sens longitudinal x-x)

$$M_t^{max} = -202.83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 350.66 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = (80-3) = 77 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

- Aux appuis:

$$M_a = 350.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{350.66 \times 10^6}{500 \times (770)^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.083 \quad \rightarrow \beta_u = 0.958$$

$$A_s^a = \frac{M_a}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{350.66 \times 10^5}{0.958 \times 77 \times 348 \times 10^2} = 13.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s^a = 10 \text{ HA14} = 15.39 \text{ cm}^2$$

- En travée:

$$M_t = 202.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{202.83 \times 10^6}{500 \times (770)^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \quad \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.048 \quad \rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{202.83 \times 10^5}{0.975 \times 770 \times 348 \times 10^2} = 7.76 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s^t = 5 \text{ HA14} = 7.69 \text{ cm}^2$$

- Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures dans le sens longitudinal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

file		M _{max} (KN.m)	T _{max} (KN)	μ	obs	β	A _s	Choix des barres	A _{adaptée} (cm ²)
	appui	350.66	428.30	0.080	SSA	0.958	13.66	10HA14	15.39
	travée	-202.83		0.048	SSA	0.975	7.76	5HA14	7.69

Tableau V.5: Ferrailage des nervures suivant le sens longitudinal.

➤ Sens transversal (y-y) :

-Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

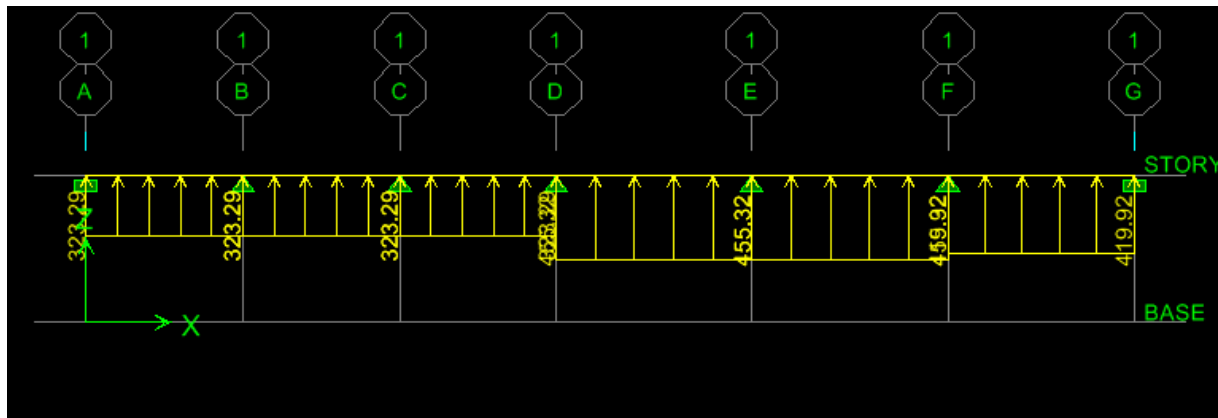


Figure V.7: Schéma statique des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.

-Diagramme des moments fléchissant :

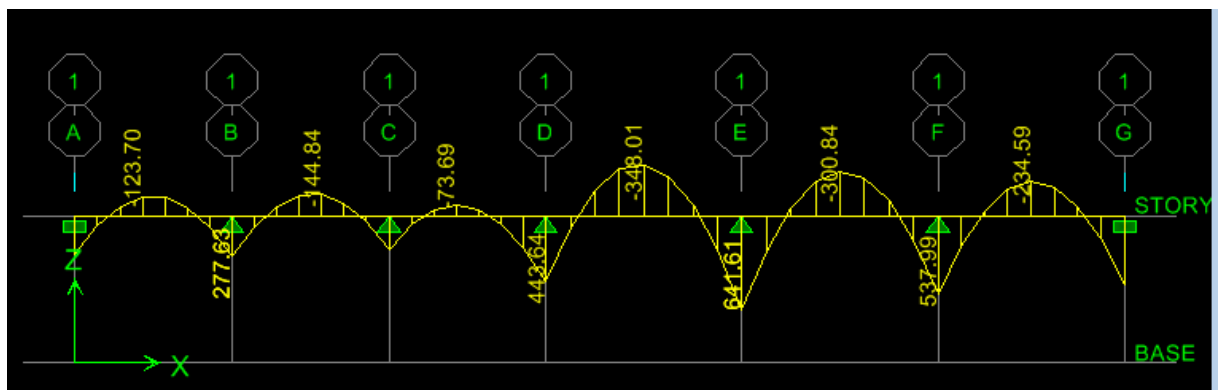


Figure V.8: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.

-Chargement simplifié pour les efforts tranchants :

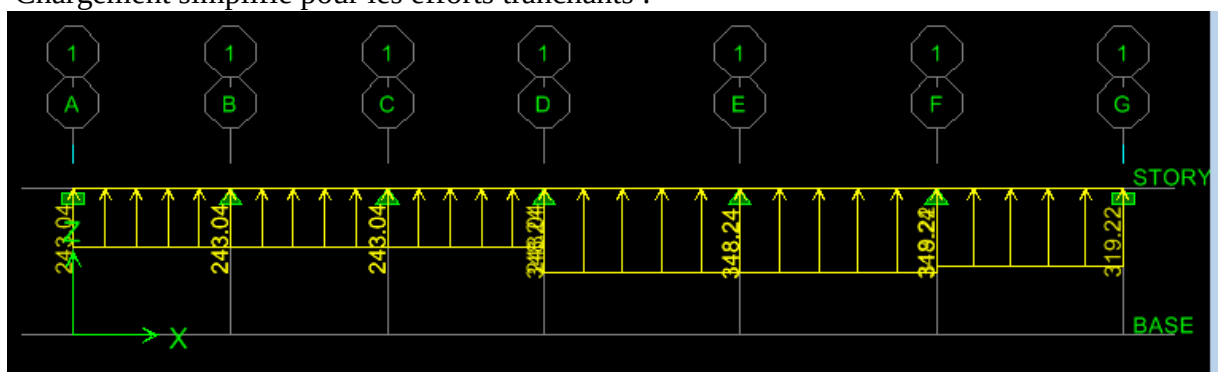


Figure V.9: Schéma statique des efforts tranchants de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.

-Diagramme des efforts tranchants :

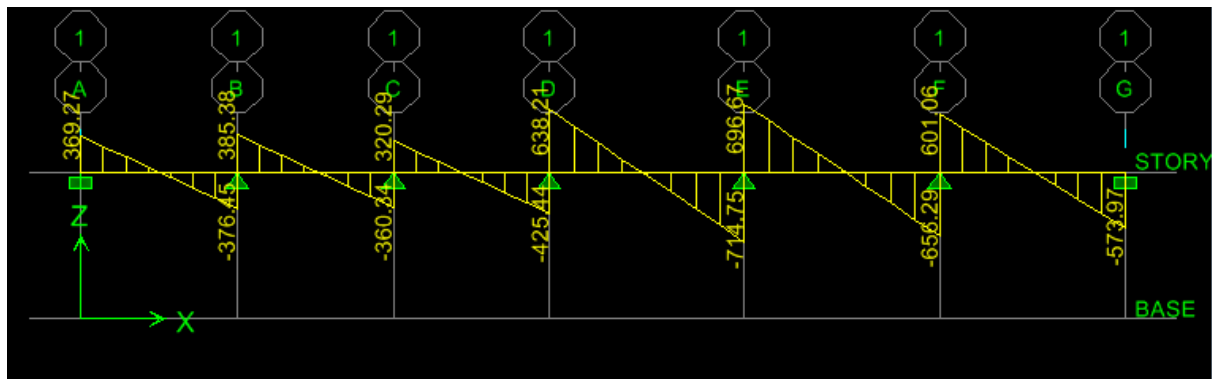


Figure V.10: Diagramme des moments fléchissant de la nervure suivant le sens X tirés d'ETABS à l'ELS.

-Calcul des armatures : (sens transversal y-y)

$$M_t^{max} = -348.01 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{max} = 641.61 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}; h = 80 \text{ cm}; d = (80 - 3) = 77 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

- Aux appuis:

$$M_a = 641.61 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{641.61 \times 10^6}{500 \times (770)^2 \times 14.2} = 0.152 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.152 \rightarrow \beta_u = 0.917$$

$$A_s^a = \frac{M_a}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{641.61 \times 10^5}{0.917 \times 77 \times 348 \times 10^2} = 26.11 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s^a = 10\text{HA}16 + 5\text{HA}20 = 35.80 \text{ cm}^2$$

- En travée:

$$M_t = -348.01 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{348.01 \times 10^6}{500 \times (770)^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.083 \rightarrow \beta_u = 0.9565$$

$$A_s^t = \frac{M_t}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{348.01 \times 10^5}{0.9565 \times 77 \times 348 \times 10^2} = 13.58 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s^t = 10\text{HA}14 = 15.39\text{cm}^2$

-Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures dans le sens transversal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

file		$M_{\max}$ (KN.m)	$T_{\max}$ (KN)	μ	obs	β	A_s	Choix des barres	$A_{\text{adaptée}}$ (cm^2)
	appui	641.61	-714.75	0.152	SSA	0.917	26.11	10HA16+5HA20	35.8
	travée	-348.01		0.083	SSA	0.9565	13.58	10HA14	15.39

Tableau V.6: Ferrailage des nervures suivant le sens transversal.

➤ Vérification à L'ELU :

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 500 \times 770 \times 2.1}{400} = 464.89 \text{mm}^2 = 4.64 \text{cm}^2.$$

• Sens longitudinal :

Aux appuis : $A_s^a = 15.39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $A_s^t = 7.69 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

• Sens transversal :

Aux appuis : $A_s^a = 35.8 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

En travée : $A_s^t = 15.39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.64 \text{cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}.$$

• Sens longitudinal (x-x) :

$$T_u^{\max} = 428.30 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{428.30 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.11 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sens transversal (y-y) :

$$T_u^{max} = 714.75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{714.75 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.86 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Espace des armatures transversales :

Diamètre minimal : Selon le BAEL, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \text{soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

En zone nodale : $s_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min (20 ; 19.2) = 19.2 \text{ cm.}$

En zone courante : $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm.}$

On prend $s_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale.

$s_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

-Armatures transversales minimales :

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2cadres).

En zone nodale :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2.$$

En zone courante :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tel que : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{dx \beta_{1x} A_s} \text{ et } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A_{ELU} (cm ²)	ρ	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
x-x	Appuis	249.08	15.39	0.427	35.25	0.900	249.76	7.08	15 CV
	Travée	143.90	7.69	0.214	52.02	0.925	280.97	5.40	
y-y	Appuis	14.02	35.8	0.994	20.97	0.861	6.32	0.30	
	Travée	7.43	15.39	0.427	35.25	0.900	7.45	0.21	

Tableau V.7: Vérification à l'ELS.

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels «ETABS et auto CAD » lui mêmes.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

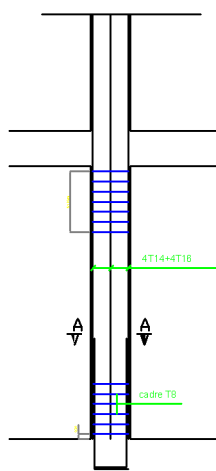
- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Logiciels :

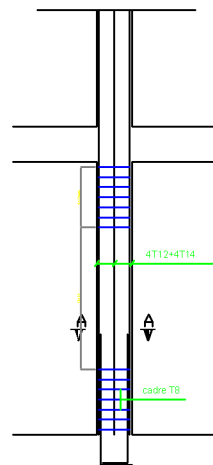
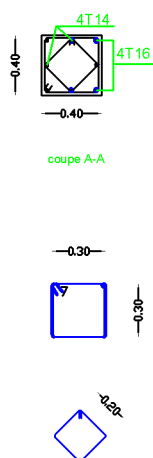
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

-Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

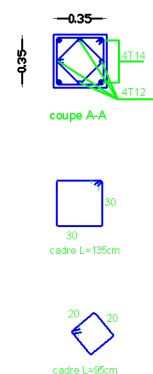
-Cours et TD des années de spécialité.



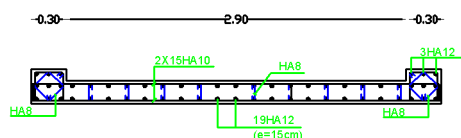
Poteaux RDC-1-2



Poteaux etage 3-4-5-6

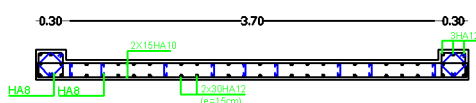


Voile VL1



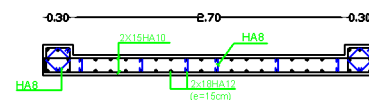
Zone III L=3.5m

Voile VL2



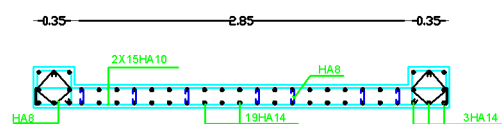
Zone III L=4.3m

Voile VL5



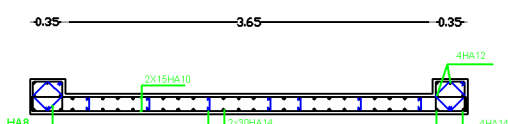
Zone III L=3.3m

Voile VL1



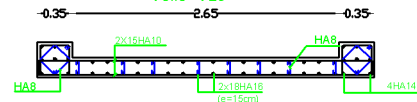
Zone II L=3.55m

Voile VL2



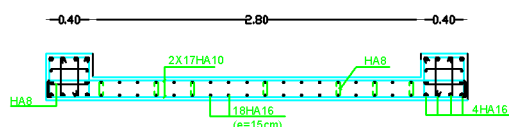
Zone II L=4.35m

Voile VL5



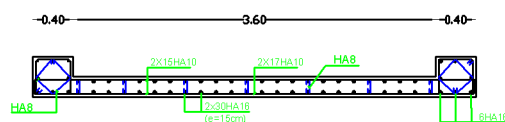
Zone II L=3.35m

Voile VL1



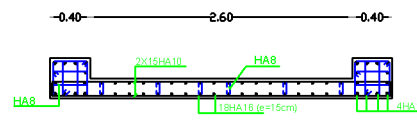
Zone I L=3.6m

Voile VL2



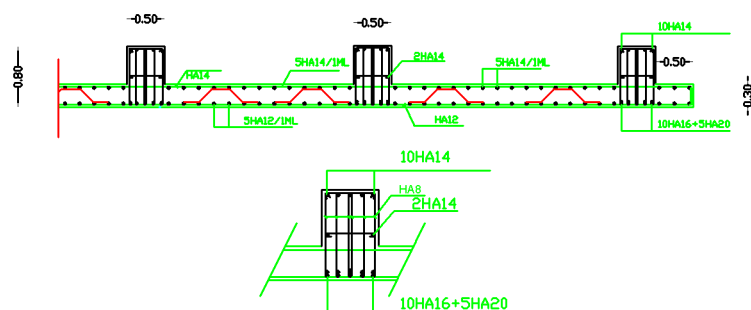
Zone I L=4.4m

Voile VL5

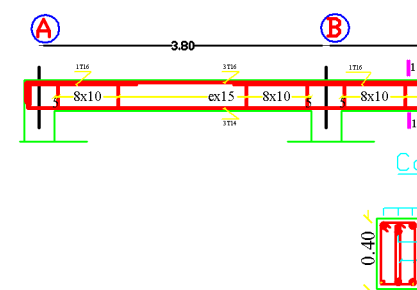


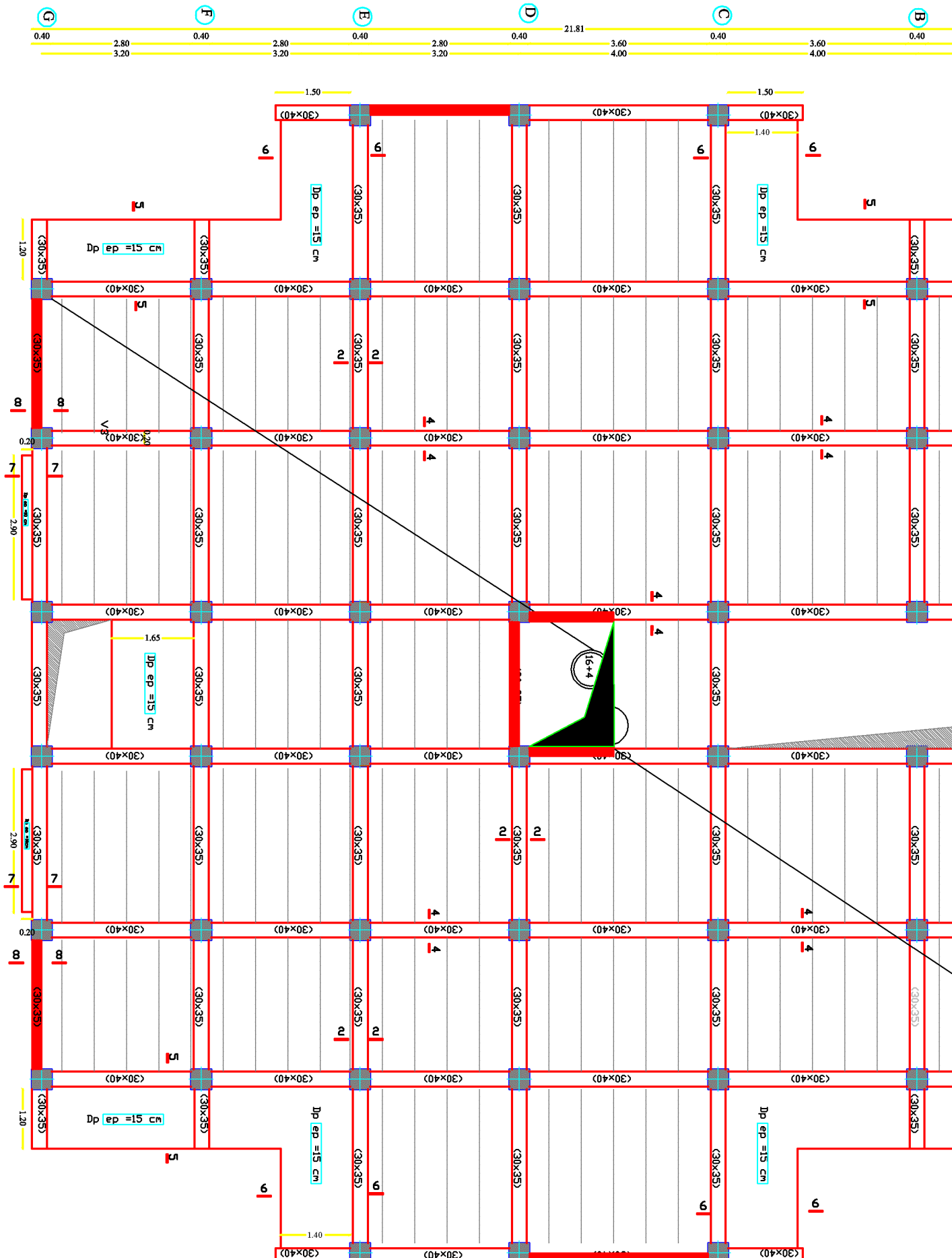
Zone I L=3.4m

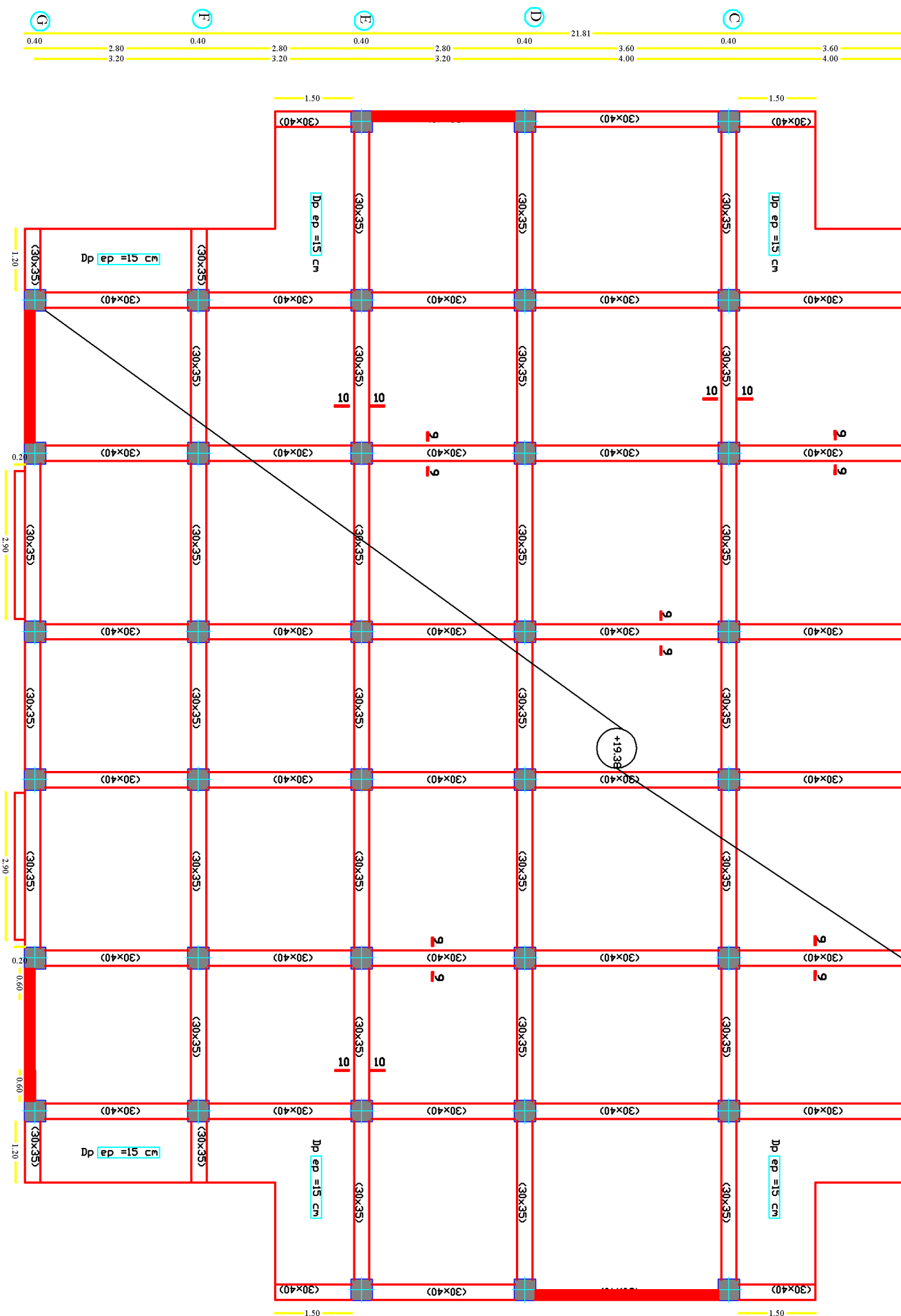
Ferrailage du radier sens :X-X



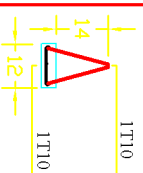
Ferrailage poutres principales(40x30)



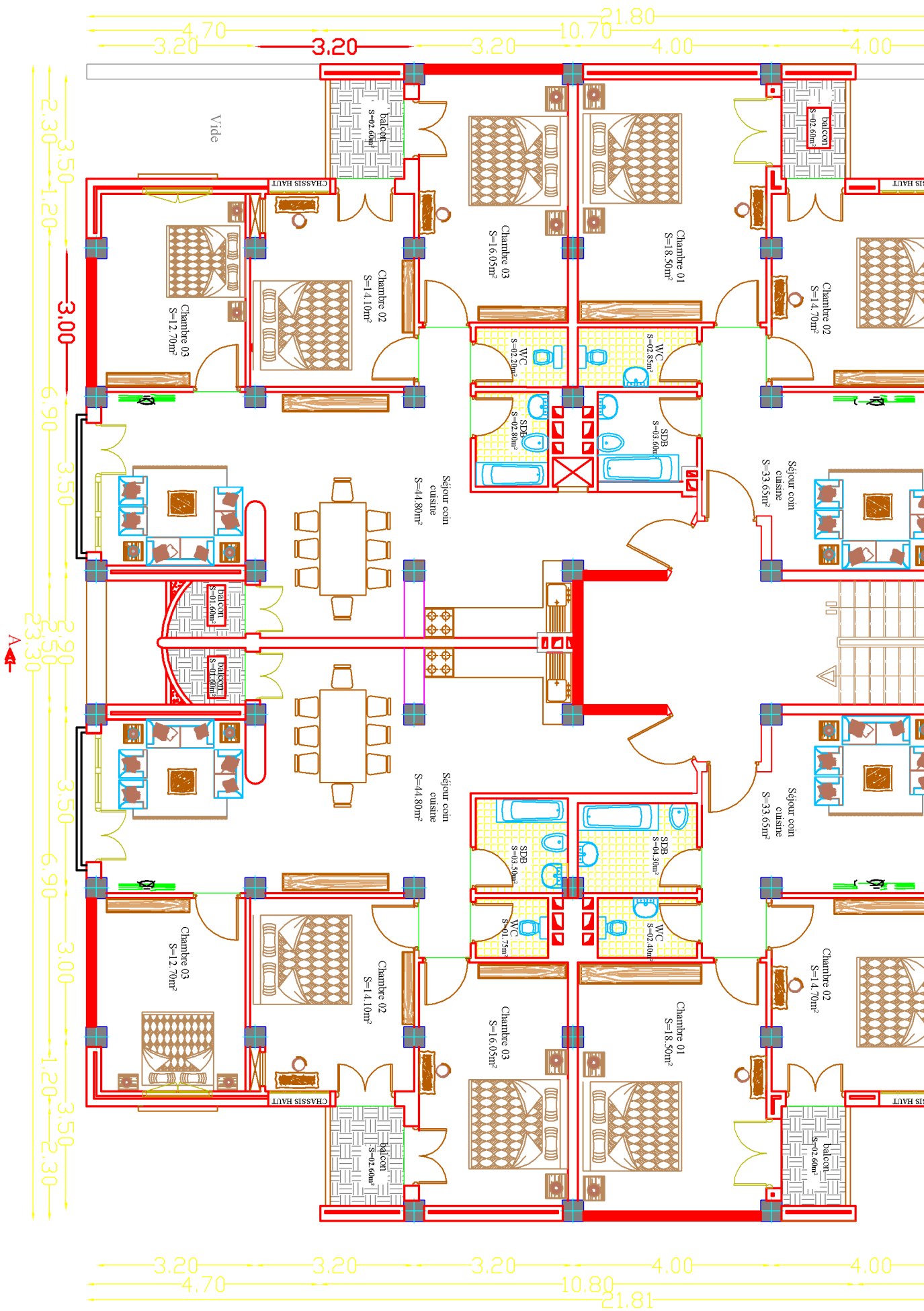


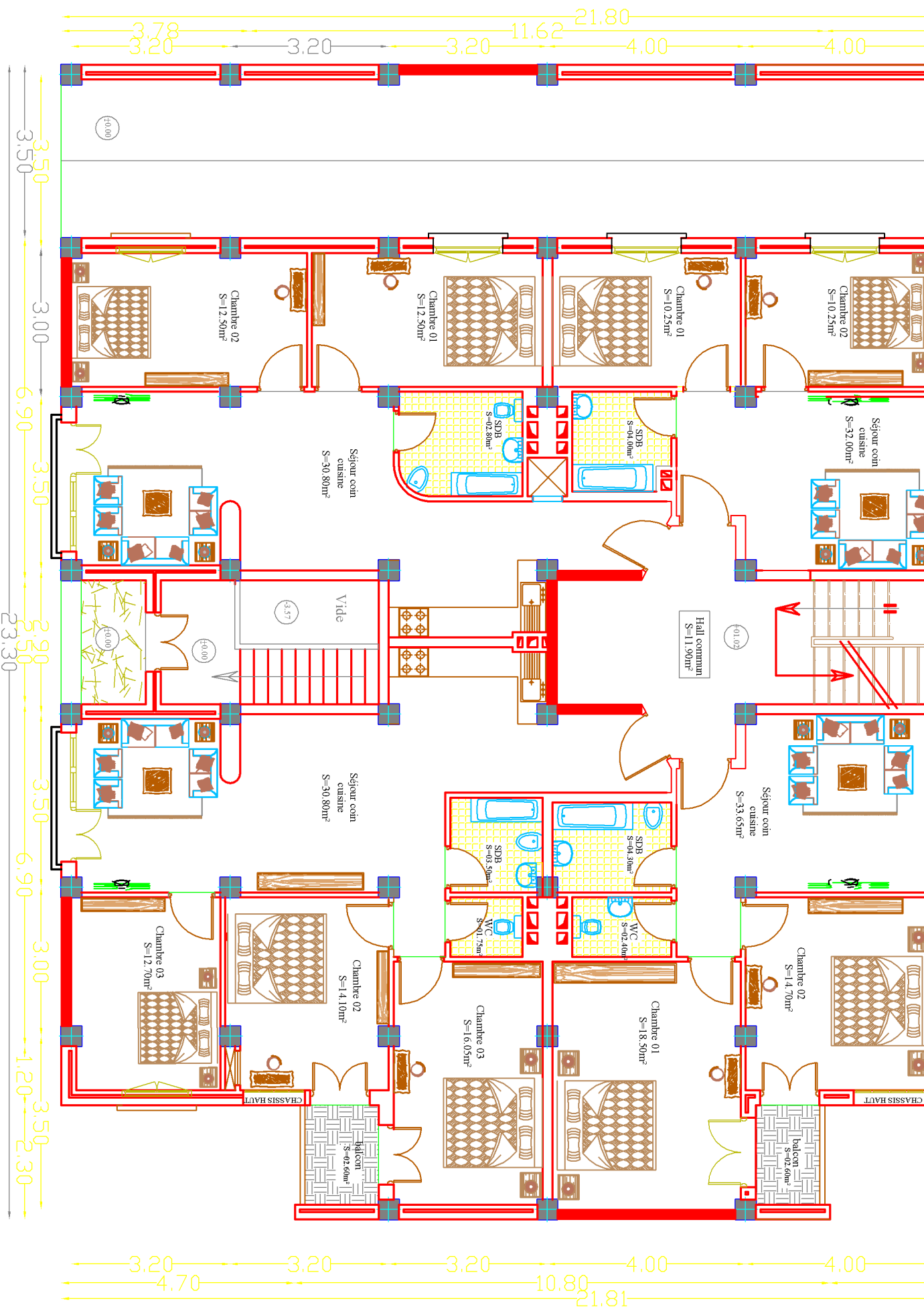


ferrailage poutrelle

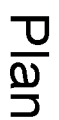


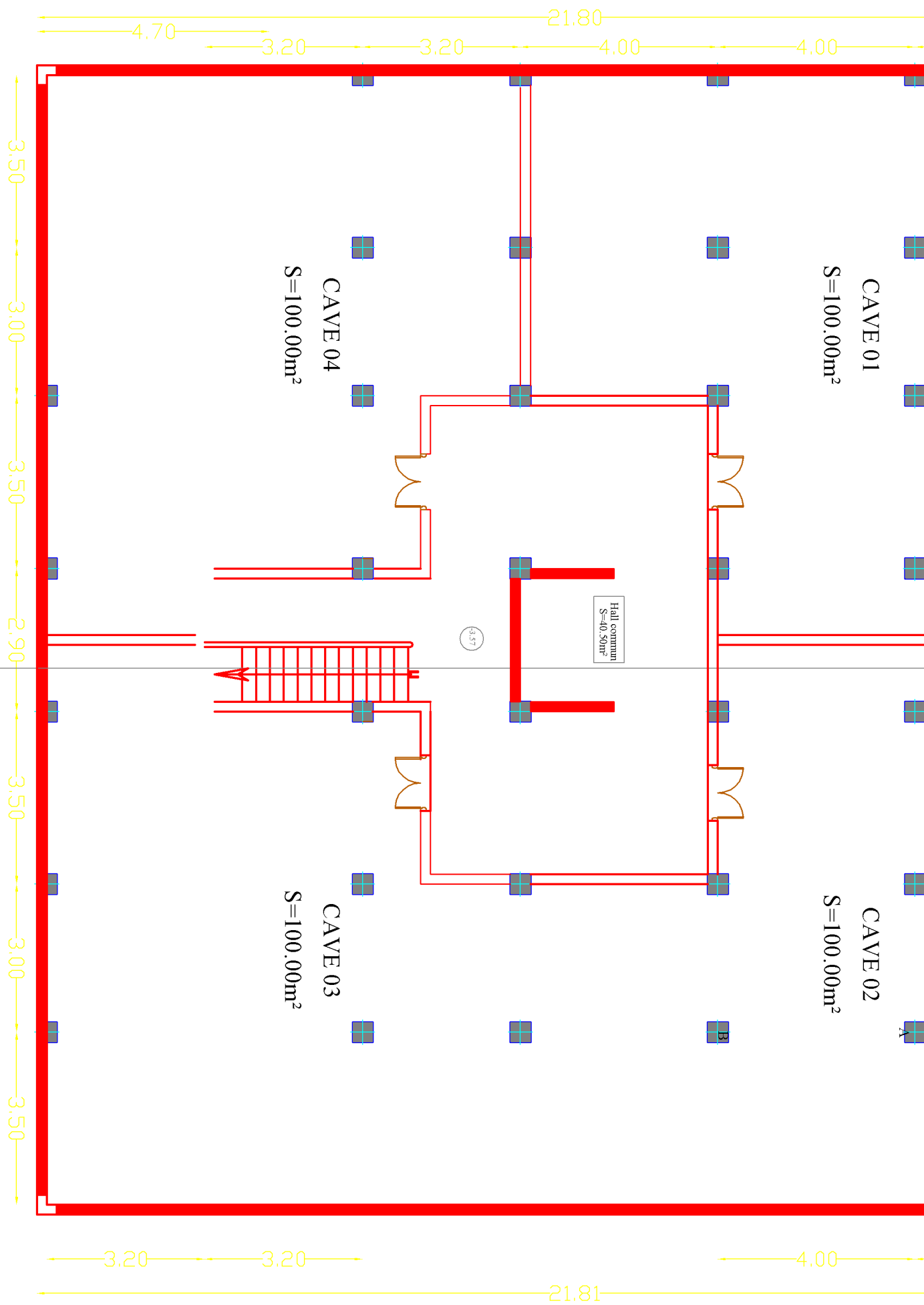
la poutrelle :
SNS T10 RENF
BARRE EN T10





PLAN DU REZ DE CHAUSSEE





PLAN DU SOUS SOL