

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère DE L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
Faculté Du Génie DE LA CONSTRUCTION
Département DE Génie CIVIL



MEMOIRE

FIN

D'ETUDES

***En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnel en génie civil.***

THEME :

***Etude d'une structure en béton armé (SS+RDC+5) à usage
commercial
« Modélisée par ROBOT »***

Dirigé par :

M^r KHELIL Nacim

Etudié par :

M^{elle}: RAHLI Kheloudja

M^{elle} : OULD BRAHAM Nassima

Promotion : 2016/2017

Dédicaces

*A la mémoire de mon père et de ma grand mère pour qu'ils reposent
en paix.*

*A ma douce et exceptionnelle mère, qui m'a donné le jour pour
qu'aujourd'hui je puisse présenter ce travail que je lui dédie.*

*A mes sœurs et mes cousins et ma chère tante Fetta et son
époux (PAPA) que j'ai toujours trouvés à mes cotés.*

A tous mes neveux.

*A tous mes amis, en particulier ma fidele Thafathe, Thileli,
Katia, Hazem ,Amine, et zohir.*

A mon adorable consœur Smoumou .

A mon ami Amar qui m'a apporté son aide.

A tous mes camarades de la promotion 2016/2017.

A tous mes proches qui m'ont apporté leur soutien.

*Qu'ils trouvent tous, ici, l'expression de mon profond respect, de
mes remerciements chaleureux et de ma sincère reconnaissance.*

Kheloudja.

Dédicaces

A la mémoire de mon grand père pour qu'il repose en paix.

*Je dédie ce modeste travail à la reine de ma vie, ma douce et
très chère maman ; aujourd'hui ce n'est qu'une petite
récompense pour tous tes sacrifices ; à mon protecteur et
aimable père ; et à mon Fidèle allié mon petit frère AGHILAS
que dieu puisse vous garder toujours pour moi.*

*Mais aussi mes amis qui m'ont soutenu tout au long de l'année à
commencer par ma sœur de cœur et binôme DJOUDJOU, mes
amis AHCENE, HAZEM , AMINE , ZOHIR , THAFATHE
merci pour tout ce que vous avez fait pour moi.*

*A toute mes tantes , leurs époux et leurs enfants en particulier
Yasmine, Yani, Toutine, Wiwis et Doudou.*

A mon ami Ali qui m'a apporté son aide.

A tous mes camarades de la promotion 2016/2017.

A toute ma famille.

*Qu'ils trouvent tous, ici, l'expression de mon profond respect, de
mes remerciements chaleureux et de ma sincère reconnaissance.*

Nassima.

Remerciements

Nous remercions DIEU tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage et la volonté de réaliser ce mémoire.

Nous adressons nos meilleurs remerciements et témoignons de notre profond respect à notre promoteur Monsieur KHÉLIL Nacim, pour sa compréhension, son soutien moral, sa disponibilité, ses conseils judicieux, et toute l'aide précieuse qu'il nous a apporté dans l'élaboration de ce travail. Qu'il trouve, ici, l'expression de notre reconnaissance et de notre estime.

Nous adressons également un grand merci à M^r BOUKAIS.S et M^r NEKMOUCHE pour leur aide précieuse. Qu'ils trouvent ici, le témoignage respectueux de notre reconnaissance

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail :

Nos profonds remerciements à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail .

Qu'ils trouvent tous, ici, l'expression de notre gratitude.

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Description de l'ouvrage	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Caractéristiques géométriques	2
I.3. Eléments de l'ouvrage.....	2
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	14
II.1. Introduction.....	14
II.2. Les planchers	14
II.3. Les poutres.....	16
II.4. Les poteaux.....	17
II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.U 22)	18
II.6. Pré-dimensionnement des voiles :	21
II.7. Vérification	26
Chapitre III : Calcul des éléments secondaire	29
III.1. Introduction	29
III.2. Les planchers corps creux	29
III.3. Les escaliers	47
III.4. Calcul du Porte à faux	65
III.5. Etude de la salle machine	69
III.6. La poutre de chainage.....	75
III.7. L'acrotère	82
Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	89
IV.1. Introduction	89
IV.2. Présentation du logiciel ROBOT.....	89
IV.3. Etapes de modélisation.....	89
IV.4. Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat	100
IV.5. Conclusion.....	100
Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003.....	101
V.1. Introduction	101
V.2. Justification du système de contreventement	101
V.3. Vérification de la période	101
V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	102

V.5. Vérification de l'excentricité	104
V.6. Pourcentage de la participation de la masse modale	105
V.7. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)	106
V.8. Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003)	106
V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Art 5.9 RPA99 version2003)	107
Chapitre VI : Ferrailage des éléments.....	108
VI.1. Ferrailage des poteaux	108
Chapitre VII : Ferrailage des poutres	118
VII.1. Introduction.....	118
VII.2. Recommandation du RPA99 version 2003.....	118
VII.3. Calcul du moment réduit limite « μ_l ».....	119
VII.4. Vérifications du BAEL 91 (ELU).....	121
VII.5. Vérifications du RPA 99 (version 2003)	124
VII.6. Vérifications à l'ELS	125
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	127
VIII.1. Introduction	127
VIII.2. Combinaisons d'actions.....	127
VIII.3. Exposé de la méthode	127
VIII.4. Exigence du RPA 2003 (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)	129
VIII.5. Vérifications à L'ELS.....	130
VIII.6. Exemple de calcul.....	132
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	144
IX.1. Introduction	144
IX.2. Etude géotechnique du sol	144
IX.3. Choix du type de fondation	144
IX.4. Dimensionnement	145
Chapitre X : Voile périphérique	165
X.1. Introduction	165
X.2. Pré dimensionnement du voile périphérique	165
X.3. Détermination des sollicitations	165
X.4. Ferrailage du voile périphérique.....	167
Conclusion générale	170
Bibliographie.....	173

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué).

Figure I.2 : Escalier droit.

Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton.

Figure I.4 : Diagramme contraintes déformation.

Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Chapitre II

Figure II.1 : Coupe vertical du plancher terrasse.

Figure II.2 : Coupe vertical pour les planchers étages courants (RDC jusqu'au 4^{ème}).

Figure II.3 : Coupe verticale des dalles pleines.

Figure II.4 : Coupe verticale pour les murs extérieurs.

Figure II.5 : Coupe vertical pour les murs intérieurs.

Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles.

Figure II.7 : Coupe du voile en élévation.

Figure II.8: Surfaces d'influence dans le sous sol.

Figure II.9 : Surfaces d'influence dans le RDC jusqu'au 4^{ème} étage.

Figure II.10 : Surface d'influence dans le 5^{ème} étage.

Figure II.11 : Surface d'influence dans l'étage terrasse.

Chapitre III

Figure III.1 : Armatures parallèles aux poutrelles.

Figure III.2 : Dimensions de la poutrelle.

Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle 1 à l'ELU.

Figure III.4 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU pour la travée 1 à l'ELU.

Figure III.5 : Schéma statique de la travée 1 à l'ELS.

Figure III.6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS pour la poutrelle 1.

Figure III.7 : Schéma statique pour la poutrelle 2 à l'ELU.

Figure III.8 : Schéma statique pour la poutrelle 2 à l'ELS.

Figure III.9 : Diagrammes des moments fléchissants pour la poutrelle 2 des planchers à l'ELU.

Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissants pour la poutrelle 2 des planchers à l'ELS.

Figure III.11 : Section de la poutrelle.

Figure III.12 : Section homogénéisée de la poutrelle.

Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier droit.

Figure III.14 : Schéma de l'escalier droit.

Figure III.15 : Schéma statique de la volée et du palier pour le calcul à l'ELU.

Figure III.16 : Diagrammes des moments fléchissants.

Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants.

Figure III.18 : Schéma statique de la volée et du palier pour le calcul à l'ELS.

Figure III.19 : Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS.

Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.21 : Schéma statique d'une Marche.

Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU.

Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.25 : Section de la poutre palière.

Figure III.26 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.28 : Schéma statique du porte à faux.

Figure III.29 : Schéma statique du pote à faux à l'ELU et l'ELS.

Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.31 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

Figure III.34 : Schéma statique de la dalle salle machine.

Figure III.35 : Schéma statique de la poutre de chaînage chargée à l'ELU.

Figure III.36 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Figure III.37 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

Figure III.38 : Section droite de la poutre de chainage.

Figure III.39 : Schéma statique de la poutre de chainage chargée à l'ELS.

Figure III.40 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.

Figure III.41 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre VI

Figure VI.1 : Position de l'axe neutre d'une section partiellement comprimée.

Chapitre VII

Figure VII.1 : Disposition des armatures SDA.

Figure VII.2 : Délimitation de la zone nodale.

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Disposition des armatures verticales du voile.

Chapitre IX

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes.

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

Figure IX.3 : La répartition des charges dans le panneau.

Figure IX.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m].

Figure IX.5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN].

Figure IX.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S [KN.m].

Figure IX.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m].

Figure IX.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN].

Figure IX.9 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S.

Chapitre X

Figure X.1 : Schéma représentatif du voile périphérique.

Figure X.2 : Représentation des contraintes agissant sur le voile.

Figure X.3 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Valeurs du coefficient k.

Chapitre II

Tableau II.1 : vérifications des conditions RPA pour le pré dimensionnement des poutres.

Tableau II.2 : les charges permanentes de la terrasse inaccessible.

Tableau II.3 : charges permanentes pour les planchers étages courants (RDC jusqu'au 4^{ème}).

Tableau II.4 : Charges permanentes pour le plancher du 5^{ème} étage.

Tableau II.5 : Charges permanentes des dalles pleines.

Tableau II.6 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Tableau II.7 : Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

Tableau II.8 : Les charges d'exploitations.

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux.

Chapitre III

Tableau III.1 : Méthode des trois moments à l'ELU pour la travée.

Tableau III.2 : Méthode des trois moments à l'ELS pour la travée 1.

Tableau III.3 : Coefficients de calcul pour la travée de rive et intermédiaire.

Tableau III.4 : Moments isostatiques en travées.

Tableau III.5 : Moments isostatiques en appuis.

Tableau III.6 : Moments en travée avec méthode forfaitaire.

Tableau III.7 : Ferrailage de la poutrelle à l'ELU.

Tableau III.8 : Condition de non fragilité en travée et en appuis.

Tableau III.9 : Etat limite de résistance à la compression de béton en appuis et en travée.

Tableau III.10 : Charges permanentes revenant au palier.

Tableau III.11 : Charges permanentes revenant à la volée.

Tableau III.12 : Les moments aux appuis à l'ELU.

Tableau III.13 : Les moments en travée à l'ELU.

Tableau III.14 : Les efforts tranchants et les réactions d'appuis.

Tableau III.15 : Moments sur appuis à l'ELS.

Tableau III.16 : Moments en travée.

Tableau III.17 : Efforts tranchants et réaction d'appuis.

Tableau III.18 : Ferrailage en appuis et en travée.

Tableau III.19 : Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Tableau III.20 : Les moments et efforts tranchants sur appuis et en travée.

Tableau III.21 : Condition de non fragilité.

Tableau III.22 : Réactions d'appuis, moments corrigés, effort tranchant à l'ELS.

Tableau III.23 : Etat limite de compression de béton.

Tableau III.24 : Réactions d'appuis, moments fléchissants et efforts tranchants du porte à faux à l'ELU et l'ELS.

Tableau III.25 : Armatures longitudinales du port à faux.

Tableau III.26 : Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers.

Tableau III.27 : Ferrailage de la dalle salle machine.

Tableau III.28 : Vérification de l'état de contrainte dans le béton et les aciers.

Tableau III.29 : Ferrailage de la poutre de chainage.

Tableau III.30 : Réactions d'appuis, moments statiques, efforts tranchants de la poutre de chainage.

Tableau III.31 : Vérification de l'état limite de compression dans le béton et l'acier.

Chapitre V

Tableau V.1 : Facteur de qualité Q_x pour notre structure.

Tableau V.2 : Facteur de qualité Q_y pour notre structure.

Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité.

Tableau V.4 : Pourcentages de participations des masses modales.

Tableau V.5 : Déplacement latéral inter étage.

Tableau V.6 : Tableau justificatif vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Calcul des armatures pour les poteaux.

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans les poteaux.

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELU.

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales en travées à l'ELU.

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU.

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELU.

Tableau VII.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales.

Tableau VII.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales.

Tableau VII.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires.

Tableau VII.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires.

Chapitre IX

Tableau IX.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale).

Tableau IX.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Tableau IX.3 : Résultantes des forces des semelles filantes sous poteaux.

Tableau IX.4 : Les contraintes développées dans le sol.

Tableau IX.5 : Ferrailage dans le sens X-X et Y-Y.

Tableau IX.6 : Vérification des sections minimales (condition de non fragilité).

Tableau IX.7 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

Tableau IX.8 : Ferrailage du débord.

Tableau IX.9 : Ferrailage de la nervure dans le sens transversal.

Tableau IX.10 : Etat limite de compression du béton dans le sens transversal (1^{ier} cas).

Tableau IX.11 : Ferrailage de la nervure dans le sens longitudinal.

Tableau IX.12 : Etat limite de compression du béton dans le sens longitudinal (1^{ier} cas).

Chapitre X

Tableau X.1 : Ferrailage du voile périphérique.

Tableau X.2 : Vérification de l'état de contrainte dans le béton.

Introduction générale

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce développement démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

L'évolution permanente du mode de consommation et l'élévation du niveau de vie favorisent la réalisation des Centres Commerciaux conçus pour répondre aux besoins des consommateurs.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles (les bazars, marchés, foires ...etc.) et concevoir des centres commerciaux étagés afin de retrouver sous un même toit un ensemble de commerces, de détails logés dans des galeries couvertes assurant ainsi un flux de clientèle important et favoriser l'acte d'achat. Cela a été possible grâce aux techniques de construction modernes telle la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. C'est par exemple le cas du béton armé aux états limites, le BAEL 99 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, chaque poteau, chaque plancher et autres éléments de ce bâtiment, les dimensions de ces derniers les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier ces deux éléments. Ce projet de fin d'étude s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Les objectifs de cette étude sont avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cet immeuble. Ensuite, il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles intempéries et séismes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même, il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée. Sans oublier la nécessité de la conception d'une structure qui pourra transmettre d'une manière optimale au sol, les charges engendrées par le bâtiment. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée par les règlements en vigueur. Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier...etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants:

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.

Chapitre I

Description de l'ouvrage

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I.1. Introduction

Le projet en question consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'un bâtiment à usage commercial (centre commercial) en (R+5+ un sous sol). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce centre comporte :

- Un sous sol à usage de stock de marchandise ;
- Un réez de chaussée comportant des magasins plus deux stocks ;
- 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{ème} étages sont identiques (comportant des magasins) ;
- Le dernier niveau est une terrasse inaccessible.

Notre ouvrage sera implanté à Tizi Ouzou (zone de moyenne sismicité IIa), il est classé dans le groupe d'usage 1B (ouvrage de grande importance) selon RPA99 version 2003.

I.2. Caractéristiques géométriques

- Longueur total = 19 m.
- Largeur totale = 20 m.
- Hauteur total sans l'acrotère = 24 m.
- Hauteur avec acrotère = 24.6 m.
- Hauteur du Sous sol = 4 m.
- Hauteur du Réez de Chaussée = 4 m.
- Hauteur de l'étage courant = 4 m.

I.3. Eléments de l'ouvrage

a. Ossatures

Notre construction a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.) (Voir Art 4.a du RPA).

b. Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales que sont :

- **La résistance mécanique** : ils supportent leurs poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages
- Plancher en corps creux : constitué de dalle de compression et de poutrelles coulées sur place à l'exception de la salle machine qui sera réalisée en dalle pleine.

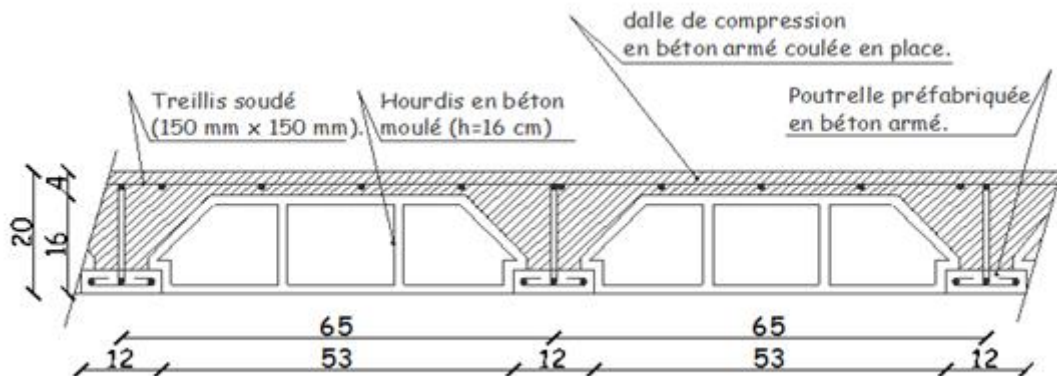


Figure I.1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

c. Les escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre. Dans notre conception on dispose de deux types d'escaliers Droits et Balancés.

- **Les escaliers droits** : Sont constitués de deux volées un palier de repos.
- **Les escaliers balancés** : Escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées. (des escaliers à deux quarts tournants) elles sont utilisées comme issue de secours.

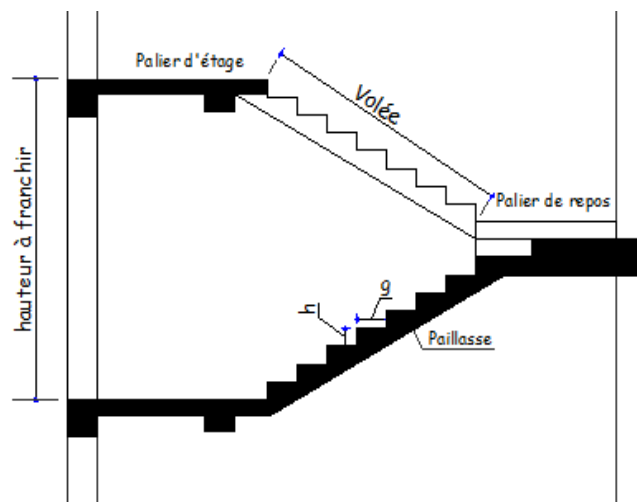


Figure I.2 : Escalier droit

d. Les terrasses

On dispose d'une terrasse inaccessible.

- **Terrasse inaccessible** : C'est la partie inaccessible qui joue le rôle de couverture pour le bâtiment, elle est étanche, isole la température et comprend aussi un acrotère sur son pourtour. (acrotère de 0.5m à 0.6m).

e. La cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et Vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine réalisée en voile coulé sur place et de sa machinerie.

f. Le remplissage

➤ **Maçonnerie**

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.), généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur.

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

g. L'acrotère

C'est un muret situé en bordure de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, au niveau de la terrasse inaccessible, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 50 cm à 60 cm de hauteur.

h. Les revêtements

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

i. Les fondations

On appelle fondations toute partie d'un ouvrage conçu pour transmettre la charge de la superstructure au sol de fondation. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

j. Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. 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.3.1. Toiture et façade avec du polycarbonate

Dans le passé, couvrir avait pour but de bloquer la lumière. De nos jours ce n'est plus le cas ; les toitures et les façades créées à l'aide de panneaux polycarbonate permettent le passage de lumière jusqu'à 78%. Cela rend toute la surface de travail plus agréable, plus sûre, vivante et positive, avec pour conséquence une économie d'énergie.

Le polycarbonate est une matière plastique difficilement inflammable disposant d'excellentes propriétés mécaniques et thermiques, en effet celui-ci est très résistant sous la contrainte d'un choc (250 fois plus que le verre), garantissant une parfaite étanchéité à l'eau, à la chaleur et une isolation acoustique excellente avec des températures de services allant de - 40 à +120 °C.

I.3.2. hypothèses de calculs

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur tels que les règles de BAEL91 modifié en 99, Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003 et les DTR.I.

a. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 % dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 % dans le cas de la compression simple.

b. Etats limites de service (ELS)

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
 - **Hypothèses**
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
 - Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n=15$), avec : n : coefficient d'équivalence.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables 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.4.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie et qui est assez élevée contrairement à sa résistance à la traction, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ces derniers seront conformes aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
 - Graviers : 800 L.
 - Sable : 400 L.
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3 .
- Eau de gâchage : 150 à 200 L.

➤ **Résistance caractéristique du béton à la compression**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} , après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

$$\text{La résistance moyenne est : } f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = \bar{f}_c - k.S$$

Avec : k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1.64.

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
k	2,33	1,64	1,28	0,80	0

Tableau I.1 : Valeurs du coefficient k

✓ **Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.**

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28 \text{ jours}$, elle est déterminée est calculée comme suit: (BAEL91/A.2.1,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

➤ **La résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en

fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

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

I.4.2. Les contraintes limites

➤ Contrainte limites de compression (BAEL 91, art A.4.3, 41)

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

➤ Contrainte limite de cisaillement (art A-5.1.21 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$$

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

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

➤ Contrainte de service à la compression (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.4.3. Module d'élasticité

a. Module d'élasticité longitudinal

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

b. Module d'élasticité instantané (art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à :

$$\text{Pour : } f_{c28} = E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot 25 ; E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

c. Module d'élasticité différée (art A-2.1.22 BAEL 91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } E_v = 10819 \text{ MPa}$$

d. Module d'élasticité transversale

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

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

ν : Coefficient de poisson.

➤ Coefficient de poisson (art A-213 BAEL)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\text{Il sera pris égal à : } \left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right)$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I .4.4. Etats limites**a. États limites ultimes (E.L.U) : (CBA93 Art A.4.3)**

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

❖ **Diagramme contrainte déformation du béton**

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

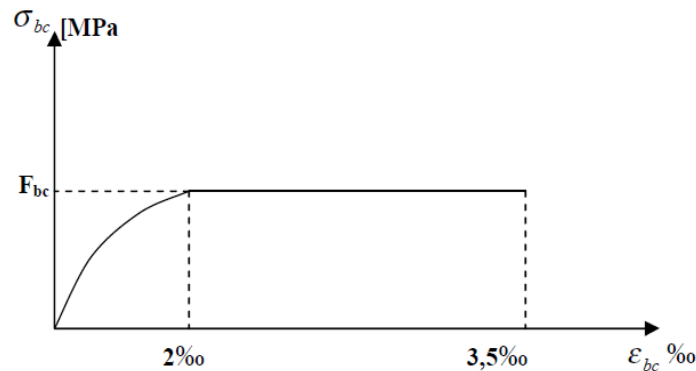


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton

❖ **Diagramme simplifié contrainte déformations du béton à l'Etat limite ultime**

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.
- Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

b. Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/ Art 4.2)

L'état limite de service est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure I.3.

❖ **Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS**

- **Poids volumique de béton** : Le poids volumique de béton est de l'ordre de :
 - 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
 - 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.4.5. les aciers**a. Généralités**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. On distingue :

- Les aciers à Haute Adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa, respectivement.
- Treillis soudé de type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520 MPa.

b. Module d'élasticité

Le module d'élasticité longitudinal (E_s) à une valeur constante, quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 2.105 \text{ MPa} \dots \dots$ (BAEL 91, art A.2.2, 1).

c. Coefficient de poisson : il est pris égal à $\nu = 0,3$.

➤ Contraintes limites

- Contrainte limite ultime

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

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

❖ Diagramme contraintes déformations

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier ; se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:

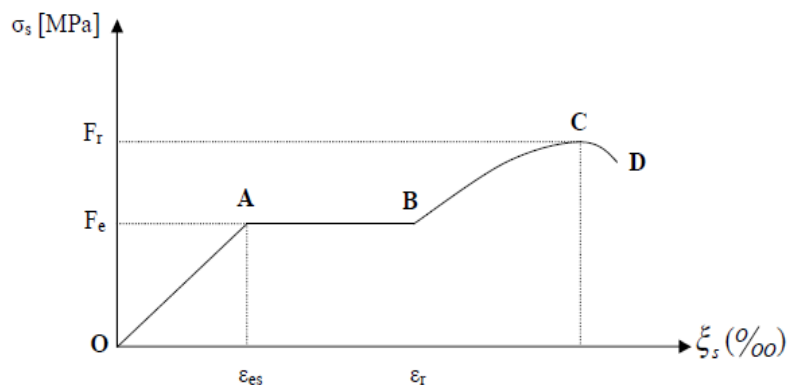


Figure I.4 : Diagramme contraintes déformation

❖ Diagramme contraintes - déformations de l'acier

Fr : Résistance à la rupture.

Fe : Limite d'élasticité.

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

ϵ_r : Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comprend quatre zones :

- Zone **OA** : Domaine d'élasticité linéaire.
- Zone **AB** : Domaine de ductilité.
- Zone **BC** : Domaine de raffermissement.
- Zone **CD** : Domaine de striction.

• Contrainte limite de service

A fin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ Fissuration peu nuisible :

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire. (La contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\overline{\sigma_s} = f_e \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

➤ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

➤ Fissuration très préjudiciable :

➤ C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

η : coefficient de fissuration.

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \mid \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}. \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34})$$

- $\eta = 1,6 \rightarrow$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.
- $\eta = 1,3 \rightarrow$ pour les HA de diamètre < 6 mm.
- $\eta = 1,0 \rightarrow$ pour les RL.

❖ Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant: (BAEL 91, art A.2.2, 2)

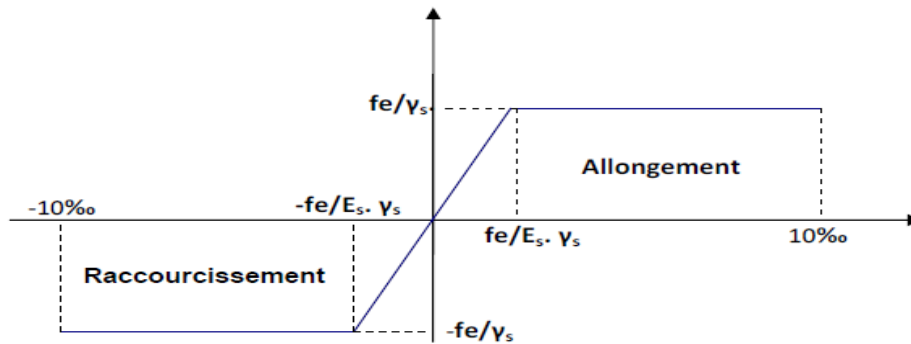


Figure I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

d. Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2, 4)

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

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

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II.2. Les planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles,

Dans notre cas les poutrelles sont dans le sens **Y-Y**.

La plus grande portée est égale à :

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22.5} = 19.77 \text{ cm.}$$

⇒ On adopte un plancher **(16+4)**

II.2.2. Dalles pleines

C'est une dalle réalisée en béton armée uniquement. Elle repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

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

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Dans le présent projet, la dalle est considérée comme une console encastrée.

II.2.2.1. Porte à faux

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } L : \text{est la largeur de la console.}$$

Pour $L = 166\text{cm}$

$$\text{On aura } e_p \geq \frac{166}{10} = 16.6 \text{ cm.}$$

Donc on prend $e_p = 20 \text{ cm.}$

II.2.2.2. Dalle salle machine

C'est une dalle pleine en béton armée qui repose sur plus de trois appuis, avec les dimensions suivantes:

$$\text{Hall: } L_x = 1.25 \text{ m; } L_y = 1.4 \text{ m.}$$

L'épaisseur à adopter sera plus grande que les deux suivantes :

➤ La condition de résistance

Dalle reposant sur trois appuis ou plus :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{125}{140} = 0.89$$

$$0.4 \leq 0.89 \leq 1.$$

→ Le panneau travaille dans les deux directions.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{125}{50} \leq e \leq \frac{140}{40}$$

$$2.5 \leq e \leq 3.5$$

Soit $e = 3 \text{ cm.}$

➤ Condition de résistance au feu

Notre structure est compartimentée en coupe-feu de 2 heures.

D'où : $e = 11 \text{ cm}$

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

II.3. Les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- **ht** : hauteur comprise entre $\frac{L}{15} \leq \text{ht} \leq \frac{L}{10}$.
- **b** : largeur comprise entre $0,4\text{ht} \leq b \leq 0,7\text{ht}$.
- **Lmax** : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.3.1. Les poutres principales

Elles ont pour longueur : $L_{\text{max}} = 694 - 25 = 669 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre : $\frac{669}{15} \leq \text{ht} \leq \frac{669}{10}$

$\Rightarrow 44.6 \leq \text{ht} \leq 66.9 \Rightarrow \text{ht} = 50 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre :

$(0.4 \times 50) \leq b \leq (0.7 \times 50)$

$20 \leq b \leq 35 \Rightarrow b = 40 \text{ cm}$

II.3.2. Les poutres secondaires

La hauteur de la poutre : $L_{\text{max}} = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$.

$$\frac{445}{15} \leq \text{ht} \leq \frac{445}{10}$$

$29,67 \leq \text{ht} \leq 44,5 \Rightarrow \text{On prend } \text{ht} = 40 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre :

$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$.

Section des poutres adoptées :

Poutres principales : **(50×30)**

Poutres secondaires : **(40×30)**

➤ Vérifications RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	OUI
$h \geq 30 \text{ cm}$	50	40	OUI
$h/b \leq 4.0$	1.67	1.33	OUI

Tableau II.1 : Vérifications des conditions RPA pour le pré dimensionnement des poutres

II.4. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité avec :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

S : section transversale du poteau

$$\overline{\sigma}_{bc} : 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.U 22)

II.5.1. Charges permanentes

II .5.1.1. Terrasses inaccessibles

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	POIDS VOLUMIQUE [KN/m ³]	CHARGES [KN /m ²]
1	Protection en gravillon roulés	0.05	20	01.00
2	Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique au liège	0.04	04	0.16
5	Feuille de polyâne (par vapeur)	/	/	0.02
6	Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				G = 5,84

Tableau II.2 : Les charges permanentes de la terrasse inaccessible

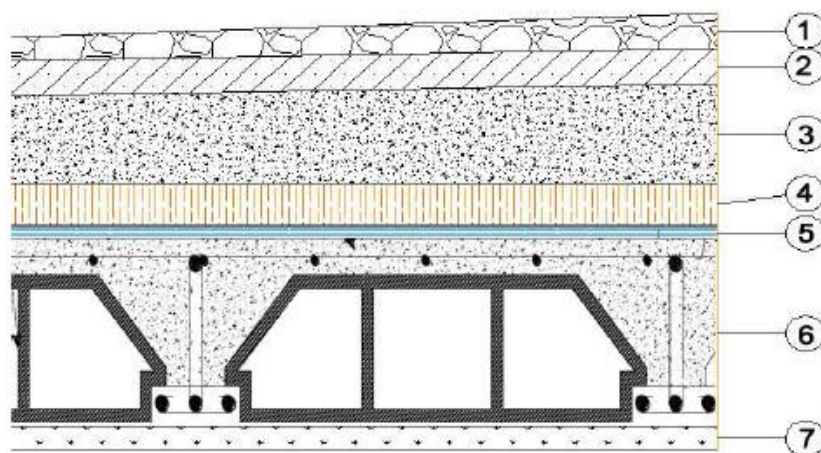
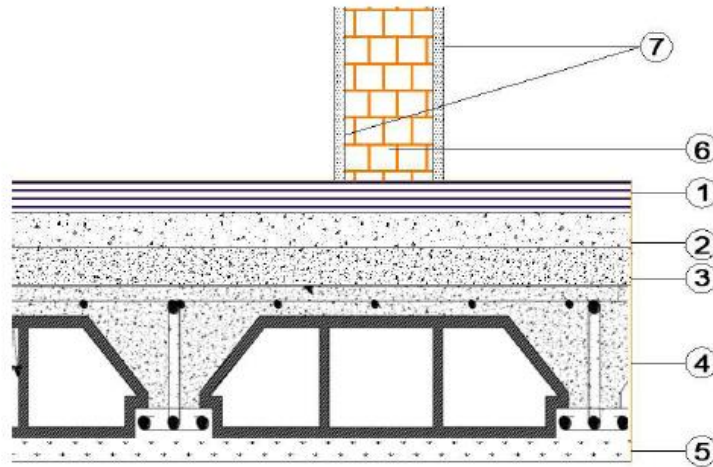


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher terrasse

II.5.1.2. Etage courant : (RDC ; 1er ; 2ème ; 3ème ; 4ème)

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	PODS VOLUMIQUE [KN /m ³]	CHARGES [KN /m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.36
				G= 4.36

Tableau II.3 : Charges permanentes pour les planchers étages courants (RDC jusqu'au 4^{ème})

Figure II.2 : Coupe vertical pour les planchers étages courants (RDC jusqu'au 4^{ème})

II.5.1.3. Charges revenant au 5^{ème} étage ;

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	PODS VOLUMIQUE [KN /m ³]	CHARGES [KN /m ²]	Charges du mur En brique [KN] /m
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	/
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	/
3	Lit de sable	0.02	18	0.36	/
4	Plancher à corps creux	0.20	14	2.80	/
5	Enduit de plâtre	0.02	10	/	0.76
6	briques creuses	0.10	09	/	3.42
7	enduit de plâtre	0.02	10	0.20×2	/
8	Polycarbonate	0.016	12	0.192	/
9	Aluminium	0.051	27	1.377	/
				G=5.969	G= 4.18

Tableau II.4 : Charges permanentes pour le plancher du 5^{ème} étage

II.5.1.4. Dalles pleines

N.B : Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (ports à faux).

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	POIDS VOLUMIQUE [KN/m ³]	CHARGES du mur En brique [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.15	22	0.33
				G = 6.53

Tableau II.5 : Charges permanentes des dalles pleines

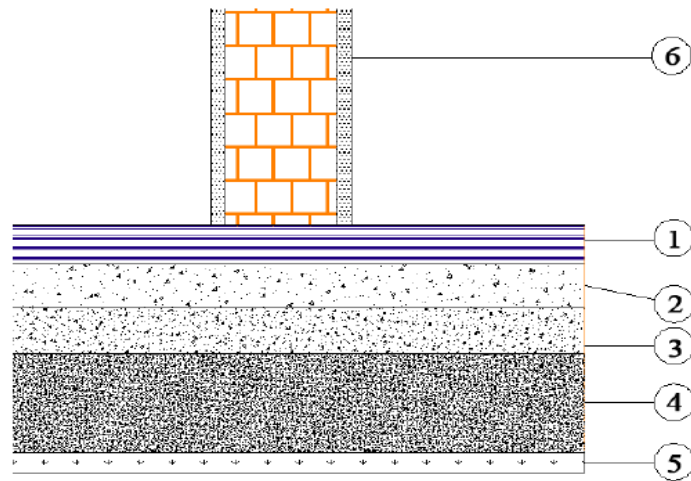


Figure II.3 : Coupe verticale des dalles pleines

II.5.1.4. Maçonnerie

A. Murs extérieurs

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	POIDS VOLUMIQUE [KN/m³]	CHARGES [KN/m²]	CHARGES [KN] /m
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44	/
2	Brique creuse	0.15	13	1.95	/
3	Lame d'air	0.05	/	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	/	3.42
5	Enduit de plâtre	0.02	10	/	0.76
6	Polycarbonate	0.016	12	0.192	/
7	Aluminium	0.051	27	1.377	/
				G= 3.59	G = 4.18

Tableau II.6 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs

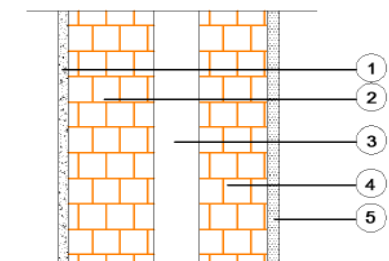


Figure II.4 : Coupe verticale pour les murs extérieurs

B. Murs intérieurs

N°	ELEMENTS	EPAISSEUR [m]	MASSES VOLUMIQUES [KN/m ³]	CHARGES [KN]
1	Enduit de plâtre	0.02 × 2	10 × 2	1.52
2	Brique creuse	0.1	9	3.42
				G =4.94

Tableau II.7 : Charge permanente revenant aux murs intérieurs

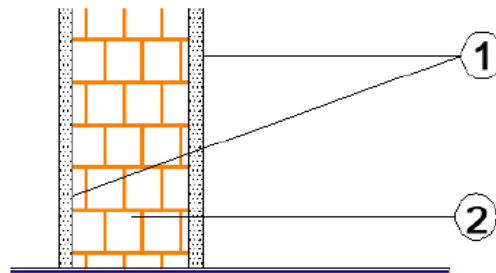


Figure II.5 : Coupe vertical pour les murs intérieurs

II.5.2. Les charges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m ²
Plancher étage courant à usage commercial	3.5 KN/m ²
Porte à faux	2.5 KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²
Escaliers et hall d'ascenseur	2.5 KN/m ²
Locaux de réserves, dépôts ou stockage	4.0 KN/m ²

Tableau II.8 : Les charges d'exploitations

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

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

D'après le RPA 99 version 2003 (**Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003**) leurs pré dimensionnement se fera comme suite :

➤ L'épaisseur du voile « e_p »

$$e_p \geq \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}$$

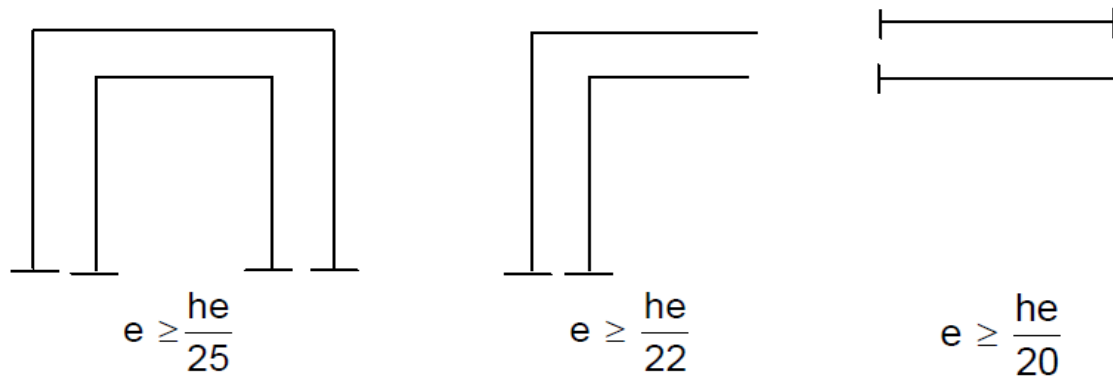


Figure II.6 : Pré dimensionnement des voiles

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et la condition de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_e}{22} = \frac{380}{22} = 17.27 \text{ cm.}$$

$$\frac{h_e}{25} = \frac{380}{25} = 15.20 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow e_p = 20 \text{ cm.}$$

➤ Largeur du voile

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition :

$$l \geq 4e ; l \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow l \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

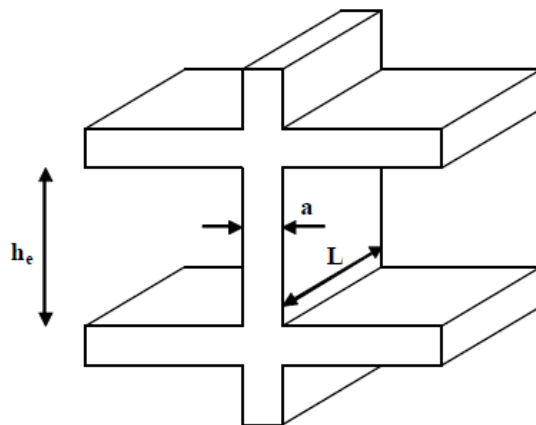


Figure II.7 : Coupe du voile en élévation

$$\text{Donc : } e_p = 20 \text{ cm.}$$

$$L = 80 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul des surfaces d'influence sur le poteau**

a) Surface d'influence dans le sous sol

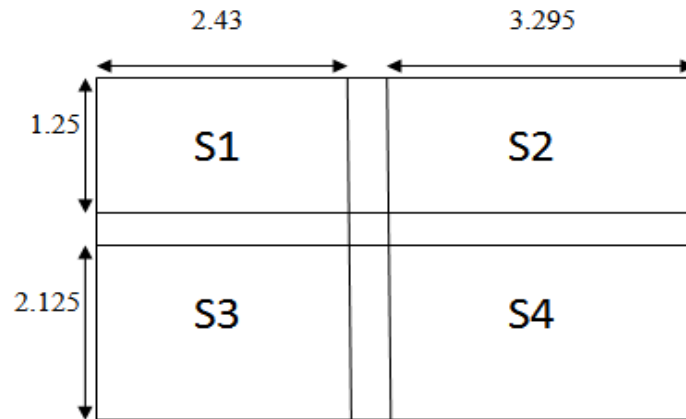


Figure II.8: Surfaces d'influence dans le sous sol

$$S_1 = 1.25 \times 2.43 = 3.0375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.25 \times 3.295 = 4.11875 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.43 \times 2.125 = 5.16375 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.295 \times 2.125 = 7.001875 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 19.323 \text{ m}^2$$

$$S = 19.323 \text{ m}^2$$

Poids propre et surcharges d'exploitations revenant au sous sol :

$$G_1^{\text{s.sol}} = S \times G = 19.323 \times 4.36 = 84.248 \text{ KN}$$

$$Q_1^{\text{s.sol}} = S \times Q = 19.323 \times 4 = 77.292 \text{ KN}$$

b) Surface d'influence dans le RDC 1 ; 2 ; 3 ; 4eme étages

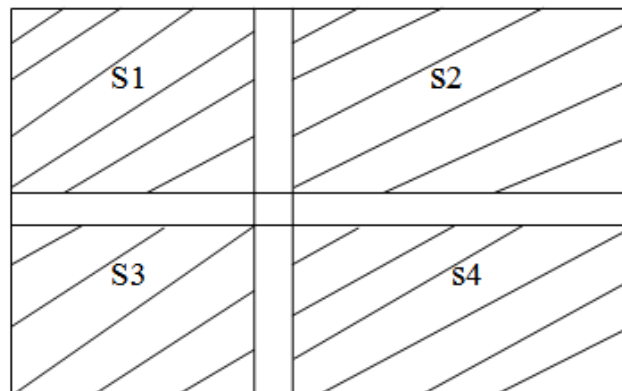


Figure II.9 : Surfaces d'influence dans le RDC jusqu'au 4^{ème} étage

Poids propres et surcharges d'exploitation revenant au RDC 1 ; 2 ; 3 ; 4 :

$$S' = S1 + S2 + S3 = 3.0375 + 4.11875 + 7.0018 = 12.212 \text{ m}^2$$

$$S' = 14.158 \text{ m}^2$$

$$G_{EC} = S' \times G^{EC}$$

$$G_{EC} = 14.158 \times 4.36 = 61.729 \text{ KN}$$

$$Q_{EC} = S' \times Q^{EC}$$

$$Q_{EC} = 14.158 \times 3.5 = 49.553 \text{ KN}$$

c) Surface d'influence dans le 5^{ème} étage

S1		S2
S3		S4

Figure II.10 : Surface d'influence dans le 5^{ème} étage

$$G_{E5} = S \times G^{E5}$$

$$G_{E5} = 19.323 \times 5.969 = 115.339 \text{ KN}$$

$$Q_{E5} = S \times Q$$

$$Q_{E5} = 19.323 \times 3.5 = 67.631 \text{ KN}$$

d) Surface d'influence dans l'étage terrasse

S1		S2
S3		S4

Figure II.11 : Surface d'influence dans l'étage terrasse

Poids propres et surcharges d'exploitation revenant au plancher terrasse :

$$S' = 14.158 \text{ m}^2$$

$$G_T = S \times G^T = 14.158 \times 5.84 = 82.683 \text{ KN}$$

$$Q_T = S \times Q = 14.158 \times 1 = 14.158 \text{ KN}$$

➤ Descente de charges

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

On procède comme suit :

$$Q_0 = Q_{PT} = 6.475 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots\dots\dots = Q_4 = Q_{EC} = 61.18 \text{ KN.}$$

$$Q_{E5} = 28.39 \text{ KN.}$$

$$Q_{SS} = 69.92 \text{ KN.}$$

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

- Sous la terrasse : $Q_0 = Q_T = 14.158 \text{ KN.}$
- Sous le 5^{ème} étage : $Q_1 = Q_T + Q_{E5} = 63.691 \text{ KN.}$
- Sous le 4^{ème} étage : $Q_2 = Q_T + 0.95 (Q_{E5} + Q_{EC}) = 108.309 \text{ KN.}$
- Sous le 3^{ème} étage : $Q_3 = Q_T + 0.90 (Q_{E5} + 2Q_{EC}) = 147.951 \text{ KN.}$
- Sous le 2^{ème} étage : $Q_4 = Q_T + 0.85 (Q_{E5} + 3Q_{EC}) = 182.638 \text{ KN.}$
- Sous le 1^{ER} étage : $Q_5 = Q_T + 0.80 (Q_{E5} + 4Q_{EC}) = 212.37 \text{ KN.}$
- Sous le RDC : $Q_6 = Q_T + 0.750(Q_{E5} + 5Q_{EC}) = 237.147 \text{ KN.}$
- Sous le sous sol : $Q_7 = Q_T + 0.714(Q_{E5} + 5Q_{EC} + Q_{SS}) = 315.314 \text{ KN.}$

➤ Poids des poutres

Poutres principales :

$$G^{PP} = (0.3 \times 0.5 \times 25) \times (3.295 + 2.43) + (0.04 \times 10 \times 3.8) + (0.1 \times 9 \times 3.8)$$

$$G^{PP} = 26.41 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G^{PS} = (0.3 \times 0.4 \times 25) \times (2.125 + 1.25) + (0.04 \times 10 \times 3.8) + (0.1 \times 9 \times 3.8)$$

$$G^{PS} = 16.585 \text{ KN}$$

$$G^{PP} + G^{PS} = 26.41 + 16.585 = 41.475 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux**

$$G^P = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4$$

$$G^P = 6.25 \text{ KN}$$

NIV	Poids des plancher [KN]	Poids des poutres [KN]	Poids des poteaux [KN]	Somme $G = \sum G_i$ [KN]	G Cumulé [KN]	Q Cumulé [KN]	N=G+Q [KN]	$S \geq \frac{N}{\sigma}$	Section adopté [cm]
06	82.683	41.475	6.25	130.408	130.408	14.158	144.566	96.377	35×35
05	115.339	41.475	6.25	163.064	293.472	63.691	357.163	238.109	35×35
04	61.729	41.475	6.25	109.454	402.926	108.309	511.235	340.823	35×35
03	61.729	41.475	6.25	109.454	512.380	147.951	660.331	440.220	40×40
02	61.729	41.475	6.25	109.454	621.834	182.638	804.472	536.315	40×40
01	61.729	41.475	6.25	109.454	731.288	212.37	943.658	629.105	40×40
RDC	61.729	41.475	6.25	109.454	840.742	237.147	1077.889	718.593	45×45
S.S	84.248	41.475	6.25	131.973	950.196	315.314	1265.51	843.673	45×45

Tableau II.9 : Pré dimensionnement des poteaux

II.7. Vérification**II.7.1. Vérification relative au coffrage**

La vérification de la section du poteau (RPA99/version 2003 Art7.4.1)

En Zone IIa nous impose :

- Pour $(45 \times 45) \text{ cm}^2$:
 $\text{Min } (45 \times 45) = 45 \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $\text{Min } (45 \times 45) = 45 \geq 380/20 = 19 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $1/4 \leq 45/45 = 0.75 \leq 4 \Rightarrow \text{CV.}$
- Pour $(40 \times 40) \text{ cm}^2$:
 $\text{Min } (40 \times 40) = 40 \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $\text{Min } (40 \times 40) = 40 \geq 380/20 = 19 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $1/4 \leq 40/40 \leq 4 \Rightarrow \text{CV.}$
- Pour $(35 \times 35) \text{ cm}^2$:
 $\text{Min } (35 \times 35) = 35 \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $\text{Min } (35 \times 35) = 35 \geq 380/20 = 19 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$
 $1/4 \leq 35/35 \leq 4 \Rightarrow \text{CV.}$

II.7.2. Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élançés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

I: Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que $b = h$.

B : Section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b = h$.

$$L_f = 0.7l_0$$

L_f : Longueur de flambement d'un poteau (Art.I.2.2, BAEL 91).

L_0 : Longueur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{b^4/12b^2}} \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{b}$$

Pour le poteau de section : (35 × 35)

$$\lambda = \frac{0.7 \times 400 \times \sqrt{12}}{35} = 27.71 < 50 \dots \dots \text{CV}$$

Pour le poteau de section : (40 × 40)

$$\lambda = \frac{0.7 \times 400 \times \sqrt{12}}{40} = 24.25 < 50 \dots \dots \text{CV}$$

Pour le poteau de section : (45 × 45)

$$\lambda = \frac{0.7 \times 400 \times \sqrt{12}}{45} = 21.55 < 50 \dots \dots \text{CV}$$

Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

Section adoptée pour chaque étage :

- Etages s.sol et RDC : 45×45
- Etages 1^{er} ; 2^{ème} ; 3^{ème} : 40×40
- Etages 4^{ème};5^{ème} et étage terrasse : 35×35

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas de fonction de contreventement. Le calcul de ces derniers se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.

III.2. Les planchers corps creux

Le calcul se fera pour le plancher et d'une dalle de compression de 4cm reposant sur des poutrelles fabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles $\perp$

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

$L = 65$ cm : distance entre axes des poutrelles.

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

Soit $6 \phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.

b. Armatures parallèles aux poutrelles (//)

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soi $A_{//t} = 6 \phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement de 20 cm.

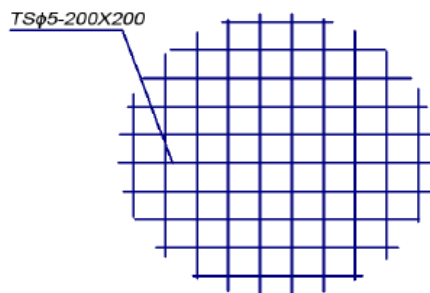


Figure III.1 : Armatures parallèles aux poutrelles

III.2.2. Etude des poutrelles

III.2.2.1. La largeur de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l-b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \frac{l_1}{2}$$

$$b_1 \leq 8h_0$$

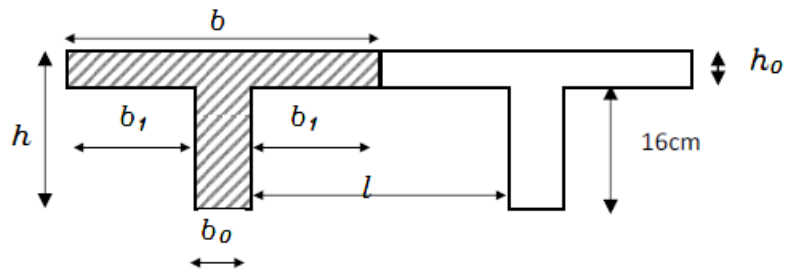


Figure III.2 : Dimensions de la poutrelle

Sachant que:

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.10$ m (la travée la plus sollicitée).

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

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

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

h : hauteur totale du plancher.

Donc :

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

$$b_1 \leq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \frac{470}{2} = 156.67 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

III.2.3. Les poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

a. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

b. Chargement

Poids propre des poutrelles ... $G = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12$ KN/ml

Poids des corps creux $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ml

Poids de l'ouvrier $Q = 1.00$ KN/ml

III.2.4. Ferrailage à l'ELU

a. La combinaison de charge

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 0.65 = \mathbf{1.974 \text{ kN/ml}}$$

b. Moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.974 \times 4.7^2}{8}$$

$$M_u = 5.451 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.451 \times 10^3}{14.2 \times 12 \times 1.5^2} = 14.22 \gg \mu_1 = 0.392$$

⇒ Section doublement armée (S.D.A)

➤ Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

c. Calcul de la distance entre étais

➤ Calcul du moment limite qui correspond à une SSA

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times 0.015^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_1 = 0.150 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.150}{1.974}} = 0.77 \text{ m ; on prend } l = 80 \text{ cm}$$

d. Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « qu » uniformément répartie.

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

e. Les charges supportées par les poutrelles des planchers RDC → 5^{ème} étage

Charge d'exploitation : $Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/m}$

Charges permanente : $G = 5.969 \times 0.65 = 3.88 \text{ KN/m}$

f. Calcul des efforts internes (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

NB : La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file et, c'est le cas le plus défavorable (vis-à-vis de l'effort tranchant).

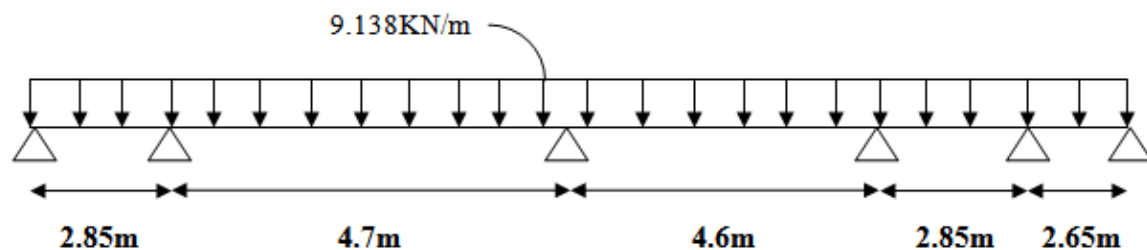


Figure III.3 : Schéma statique de la poutrelle 1 à l'ELU

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$$Q = 4 \leq \max [2G; 5 \text{ KN /ml}] = 11.938 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{7.07}{5.21} = 1.35 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

g. Principe de la méthode des trois moments

Cette méthode sera exposée dans le calcul des escaliers :

Pour le calcul des planchers RDC jusqu'au 5^{ème} étage

$$Q_u = 1.35 \times 3.88 + 1.5 \times 2.6 = 9.138 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 3.88 + 2.6 = 6.48 \text{ KN/ml}$$

Après calculs ; les résultats sont représentés dans le tableau III.1 (efforts tranchants ; moments sur appuis et en travées) sachant que la méthode des trois moments nous donne des valeurs surestimées (moments aux appuis) donc on les a réduit de 1/3.

La méthode des trois moments nous a donnée **l'effort tranchant max** :

Appuis	Li [m]	Li+1 [m]	qi=qi+1 [KN/m]	$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -[\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}]$	M ^{nt} sur appuis [KN.m]	M ^{nt} corrigés (appuis) [KN.m]	Travée	X [m]	M ^{nt} en travée [KN.m]	Effort tranchant [KN] $\frac{q_u\ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$
0	0	2.85	9.138	5.7M ₀ +2.85M ₁ = -52.884	-2.8047	-1.8698	/	/	/	/
1	2.85	4.7	9.138	2.85 M ₀ +15.1M ₁ +4.7M ₂ = -290.068	-12.9464	-8.631	0-1	1.425	4.026	X=0m T=10.65
										X=2.85m T=-15.393
2	4.7	4.6	9.138	4.7M ₁ +18.6M ₂ +4.6M ₃ = -459.548	-18.4222	-12.281	1-2	2.090	14.669	X=0m T=20.698
										X=4.7m T=-22.251
3	4.6	2.85	9.138	4.6M ₂ +14.9M ₃ +2.85M ₄ = -275.248	-12.1841	-8.123	2-3	2.215	13.858	X=0m T=21.921
										X=4.6m T=-20.114
4	2.85	2.65	9.138	2.85M ₃ +11M ₄ +2.65M ₅ = -86.093	-3.1448	-2.097	3-4	1.524	4.332	X=0m T=15.136
										X=2.85m T=-10.907
5	2.65	0	9.138	2.65M ₄ +5.3M ₅ = -42.514	-6.3304	-4.220	4-5	1.556	4.029	X=0m T=11.307
										X=2.65m T=-12.909

Tableau III.1 : Méthode des trois moments à l'ELU pour la travée 1

❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU pour la travée 1 :

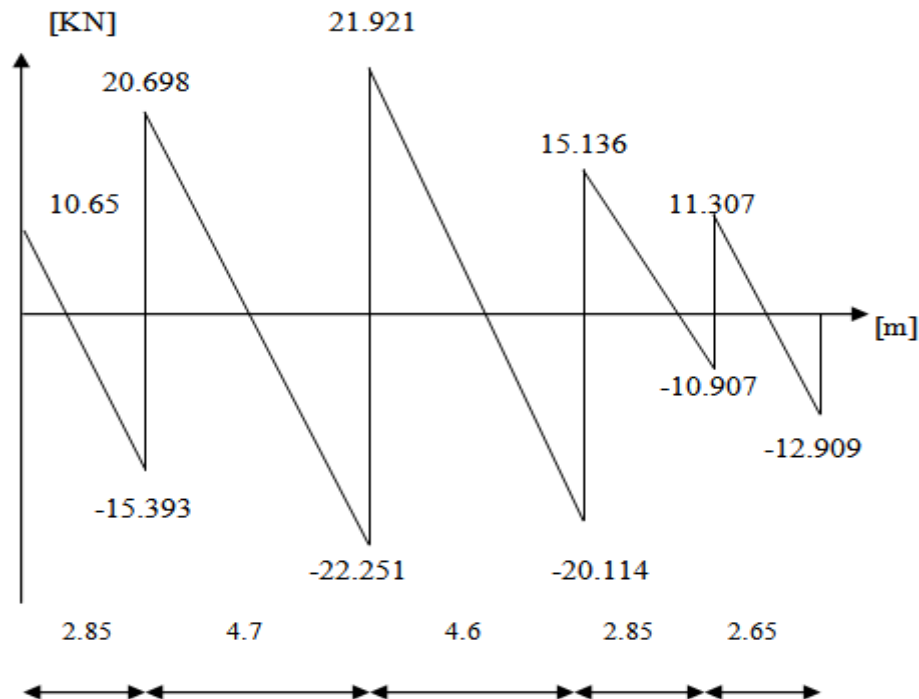


Figure III.4 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU pour la travée 1 à l'ELU

L'effort tranchant max = 22.251 KN

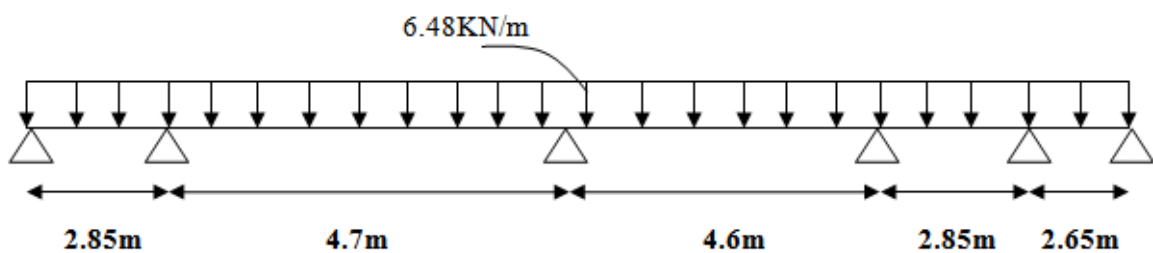


Figure III.5 : Schéma statique de la travée 1 à l'ELS

Pour le calcul à l'ELS il suffit de multiplier les valeurs déjà obtenues à l'ELU par le coefficient : $\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.48}{9.138} = 0.709$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau III.2 :

Appuis	Li [m]	Li+1 [m]	qi=qi+1 [KN/m]	$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -[\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}]$	M ^{nt} sur appuis [KN.m]	M ^{nt} corrigés (appuis) [KN.m]	Travée	X [m]	M ^{nt} en travée [KN.m]	Effort tranchant [KN] $\frac{q_u\ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$
0	0	2.85	9.138	5.7M ₀ +2.85M ₁ = -37.5	-1.9961	-1.331	/	/	/	/
1	2.85	4.7	9.138	2.85 M ₀ +15.1M ₁ +4.7M ₂ = -205.695	-9.1663	-6.111	0-1	1.425	2.859	X=0m T=7.557
										X=2.85m T=-10.911
2	4.7	4.6	9.138	4.7M ₁ +18.6M ₂ +4.6M ₃ = -325.878	-13.1052	-8.7368	1-2	2.091	10.3961	X=0m T=14.670
										X=4.7m T=-15.786
3	4.6	2.85	9.138	4.6M ₂ +14.9M ₃ +2.85M ₄ = -195.186	-8.4867	-5.6578	2-3	2.214	9.860	X=0m T=15.5733
										X=4.6m T=-14.235
4	2.85	2.65	9.138	2.85M ₃ +11M ₄ +2.65M ₅ = -67.649	-2.9648	-1.974	3-4	1.528	2.860	X=0m T=10.526
										X=2.85m T=-7.942
5	2.65	0	9.138	2.65M ₄ +5.3M ₅ = -30.148	-4.0640	-2.729	4-5	1.524	3.150	X=0m T=8.302
										X=2.65m T=-8.87

Tableau III.2 : Méthode des trois moments à l'ELS pour la travée 1

❖ Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS pour la travée 1 :

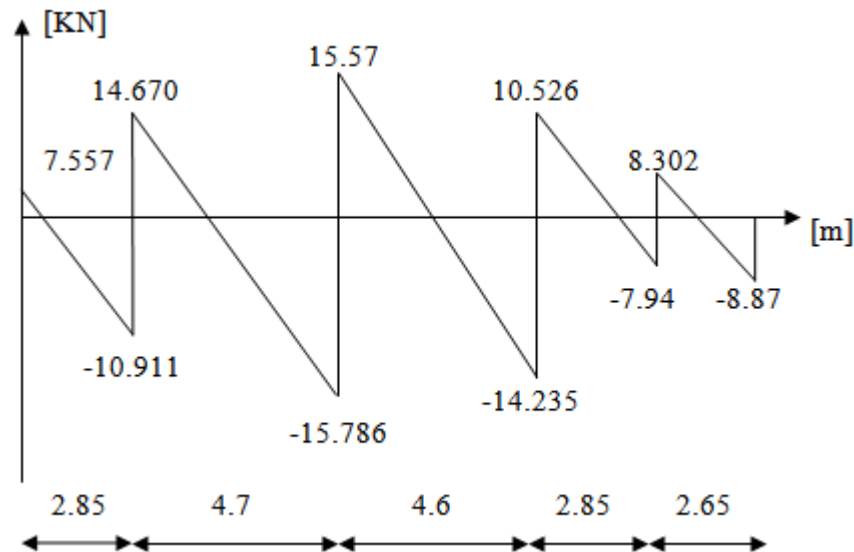


Figure III.6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS pour la poutrelle 1

$$T^{\max} = 15.779 \text{ KN}$$

h. Calcul avec la méthode forfaitaire

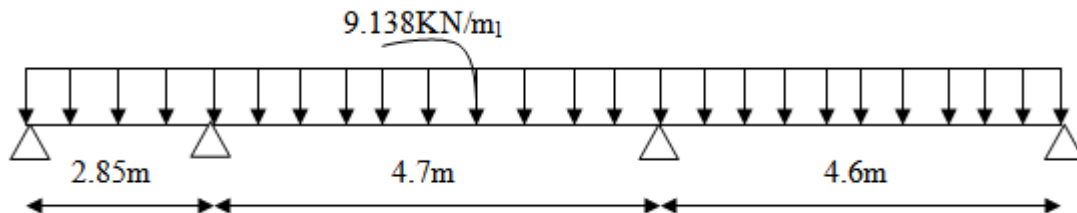


Figure III.7 : Schéma statique pour la poutrelle 2 à l'ELU

Calcul à l'ELU : $q_u = 9.138 \text{ KN/m}$; $Q = 4 \text{ KN/m}$; $G = 5.969 \text{ KN/m}$

i. Méthode forfaitaire

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation doit être au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q = 4 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.938 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{285}{470} = 0.6 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{470}{460} = 1.02 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ Conclusion

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

j. Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

k. Exposé de la méthode

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée considérée.
 $M_0 = q l^2 / 8$: dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.3 M_0$ pour les appuis de rive.
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{4}{4 + 5.969} = 0.4012 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.04012	1.12034	0.560	0.660

Tableau III.3 : Coefficients de calcul pour la travée de rive et intermédiaire

1. Calcul des moments isostatique

➤ En travée

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A – B	B – C	C – D
L(m)	2.85	4.7	4.60
M ₀	9.278	25.232	24.170

Tableau III.4 : Moments isostatiques en travées

➤ En appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M _{appui}	2.783	12.616	12.616	7.251

Tableau III.5 : Moments isostatiques en appuis

➤ En travée

Après avoir effectué les calculs (avec la méthode forfaitaire déjà exposée ci dessus) les résultats sont représentés dans le tableau ci dessous :

Travée	AB	BC	CD
M [KN.m]	6.03	16.653	17.147

Tableau III.6 : Moments en travée avec méthode forfaitaire

Donc pour le calcul du ferrailage et des vérifications on retiendra les valeurs suivantes:

$$M^{\text{amax}} = 12.616 \text{ KN.m}$$

$$M^{\text{tmax}} = 17.147 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Calcul des efforts internes à l'ELS

$$Q_s = 3.88 + 2.6 = 6.48 \text{ KN}$$

➤ Travée 2

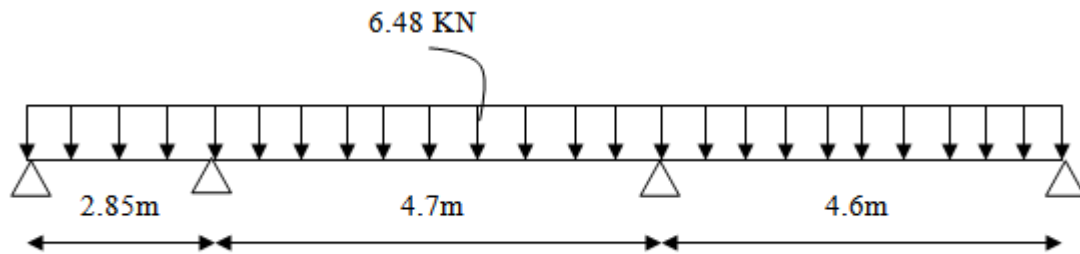


Figure III.8 : Schéma statique pour la poutrelle 2 à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u).

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.48}{9.138} = 0.709$$

En multipliant les résultats obtenus à l'ELU par 0.709 on obtient :

$$M^{\text{tmax}} = 12.159 \text{ KN.m ;}$$

$$M^{\text{a max}} = 8.95 \text{ KN.m ;}$$

$$T^{\text{max}} = 15.78 \text{ KN.}$$

❖ Diagrammes des moments fléchissants pour la travée 2 des planchers à l'ELU :

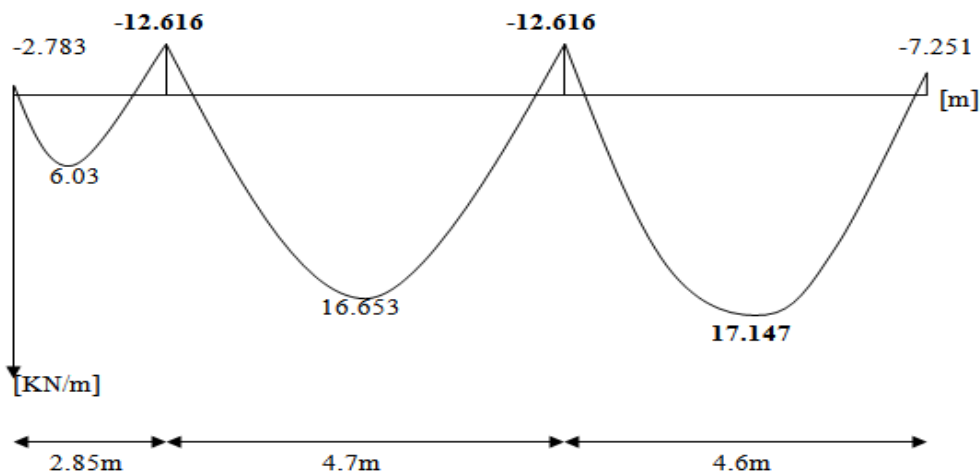


Figure III.9 : Diagrammes des moments fléchissants pour la poutrelle 2 des planchers à l'ELU

❖ Diagrammes des moments fléchissants pour la travée 2 des planchers à l'ELS :

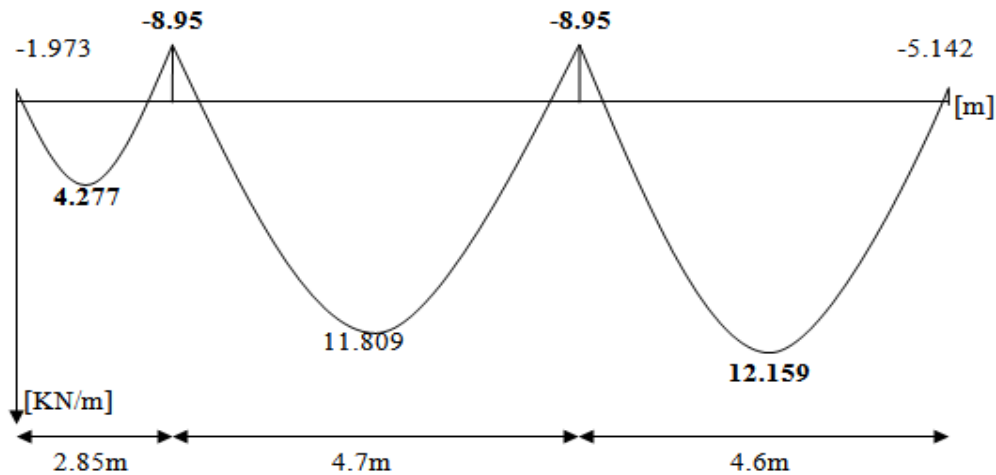


Figure III.10 : Diagrammes des moments fléchissants pour la poutrelle 2 des planchers à l'ELS

III.2.6. Ferrailage à l'ELU

a. Armatures longitudinales

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

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 17,5 \text{ cm}$

➤ En travées

$M_t^{\max} = 24,397 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 17,147 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow L' \text{ axe neutre est dans la table de compression}$;

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

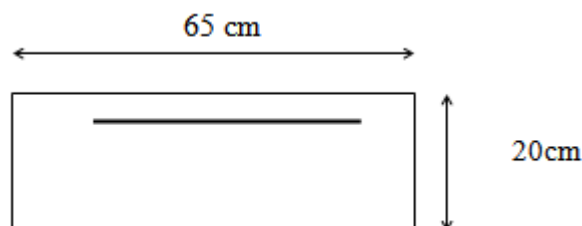


Figure III.11 : Section de la poutrelle

Ferraillage en travée et aux appuis à l'ELU :

	Mu [KN.m]	μ_b	β	A [cm ²]	A adoptée	A [cm ²]
Sur appuis	12.616	0.242	0.859	2.41	2HA14	3.08
En travée	17.147	0.06	0.969	2.91	3HA14	4.62

Tableau III.7 : Ferraillage de la poutrelle à l'ELU

b. Armatures transversales (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57cm$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

➤ Espacement des armatures (Art. A.)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm)$$

$$S_t \leq \min(15.75cm, 40cm) = 15.75cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

III.2.7. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{en travée})$$

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{aux appuis})$$

	A min [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Condition
En travée	1.37	4.62	Vérifiée
Aux appuis	0.25	3.08	Vérifiée

Tableau III.8 : Condition de non fragilité en travée et en appuis

b. Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissures peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} \text{MPa ;}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa ; } V_u = 22.251 \text{ KN ; } \tau_u = \frac{22.251 \times 10^3}{120 \times 175} = 1.059 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art. A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi$$

appuis;

$$\tau_{se} = \frac{22.251 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times (4 \times 3.14 \times 12)} = 0.937 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.937 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

travée;

$$\tau_{se} = \frac{22.251 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times (4 \times 3.14 \times 10)} = 1.125 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d. Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \Rightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 17 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

➤ **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 17.5 \times 12 = 126 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 22.251 \text{ KN} < \bar{V}_u = 126 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left(22.251 + \frac{8.945}{0,9 \times 17.5} \right) = 0.0656$$

$\Rightarrow$ condition vérifiée.

f. Appuis intermédiaires (Art. A.5.1.321/BAEL 91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.175 \times 22.251 = 3.50 \text{ KN.m}$$

$M_u = 12.616 > 3.50 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

g. Section d'armatures inférieures sur appuis (Art. A5.1.313.BAEL 91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u = \frac{1.15}{400} \times 22.251 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

h. Contrainte minimale de compression sur appui (A 5.1.322.BAEL91)

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{22.251 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 175} = 1.18 \text{ MPa ; doit être } \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b} = 21.67 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.8. Vérifications à l'ELS**a. État limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91)**b. Etat limite de résistance à la compression du béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}, \quad K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ leurs valeurs sont prises dans les tableaux :}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

Après calcul, les résultats sont représentés dans le tableau ci dessous :

	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	2.15	0.819	12.62	187.688	CV	14.87	CV
Appuis	1.49	0.8395	16.158	193.906	CV	12	CV

Tableau III.9 : Etat limite de résistance à la compression de béton en appuis et en travée

c. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0,0425 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

d. Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9,4 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} \quad : \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée.}$$

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

➤ Aire de la section homogénéisée

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 4,52$$

$$B_0 = 519,8 \text{ cm}^2$$

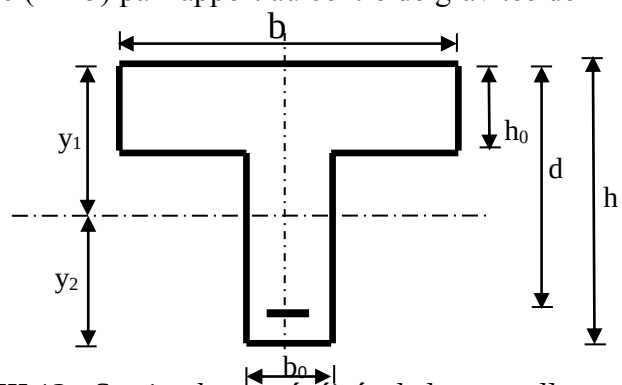


Figure III.12 : Section homogénéisée de la poutrelle

➤ **Calcul de V_1 et V_2**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 17.5 = 4010.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4010.5}{519.8} = 7.72 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.72 = 12.28 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.72^3 + 12.28^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.72 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.52 (12.28 - 2)^2$$

$$I_0 = 22951.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{12 \times 17.5} = 0.022$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.022} = 0.747$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.777 ; 0 \} = 0.777$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 22951.54}{1 + 0.747 \times 0.777} = 159746.68 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

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

$$f = \frac{12.159 \times 4.70^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 159746.68 \times 10^{-8}} = 0.0016 \text{ m} < \bar{f} = 9.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Remarque**

La terrasse sera ferrailée comme les planchers s.sol $\Rightarrow 5^{\text{ème}}$ (cela a été vérifié après calcul de la flèche du plancher terrasse qui a été vérifié avec les sections d'armatures similaires à celles des planchers s.sol $\Rightarrow 5^{\text{ème}}$).

III.3. Les escaliers

III.3.1. Pré dimensionnement

a. Schéma statique de l'escalier droit

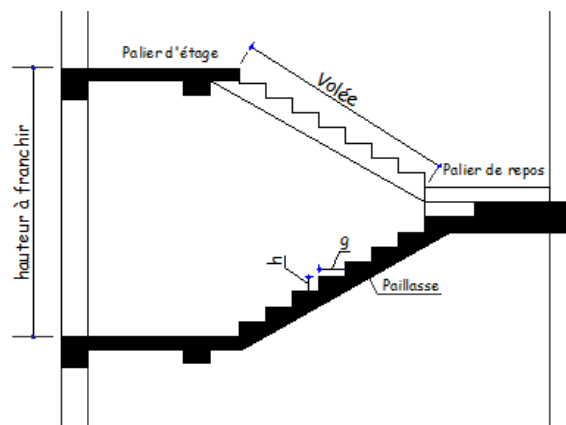


Figure III.13 : Schéma statique de l'escalier droit

- Soit **h** la hauteur de la marche qui est égale à 20 cm ;
- Nombre de contre marches $n = \frac{200}{20} = 10$.
- Nombre de marches $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches.

b. Vérification de la loi de BLONDEL

- Le giron **g** :

On a $59 \leq g + 2h \leq 66 \Rightarrow 59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h \Rightarrow 19 \leq g \leq 26$.
 $\Rightarrow$ On prend $g = 25$ cm.

➤ Dimensionnement de la paillasse :

- La longueur de la paillasse est :

$$L_1 = 1 \text{ m.}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{200}{330} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 31^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{330}{L'} \Rightarrow L' = \frac{330}{\cos \alpha} = 384.98 = 385 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } L_0 = L_1 + L' = 100 + 385 = 485 \text{ cm.}$$

➤ Pour l'épaisseur de la paillasse :

$$\text{On a } \frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{485}{30} \leq ep \leq \frac{485}{20} \Rightarrow 16.16 \leq ep \leq 24.25$$

On prend $ep = 20 \text{ cm}$.

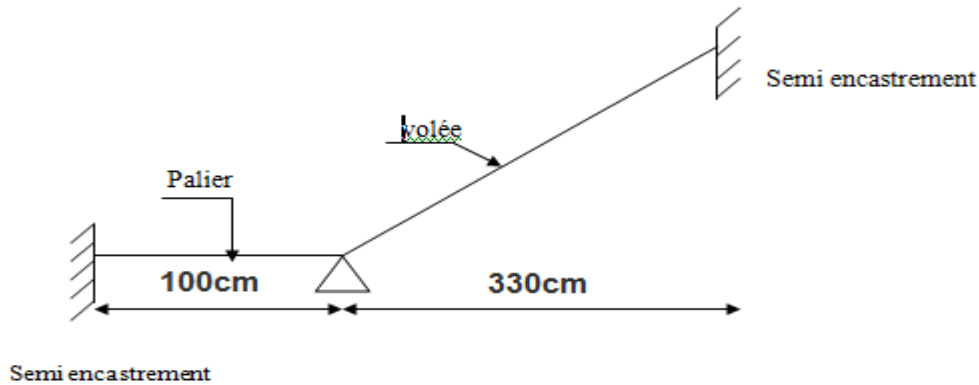


Figure III.14 : Schéma de l'escalier droit

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

a. Charges permanentes

➤ Palier

	Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Epaisseur [m]	Charges [KN/m ²]
01	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.2	5
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ	/	/	/	6.53

Tableau III.10 : Charges permanentes revenant au palier

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Volée

	Eléments	Poids volumique [KN/m ³]	Epaisseur [m]	Charges [KN/m ²]
01	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marche	25	20/2=10	2.5
05	Paillasse	25	0.2	5
06	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ	/	/	/	9.03

Tableau III.11 : Charges permanentes revenant à la volée

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

b. Combinaisons de charges

- **Palier** : à l'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 2.5 = 12.655 \frac{\text{KN}}{\text{m}_1}$
à l'ELS : $G+Q = 6.53 + 2.5 = 9.03 \text{ KN/m}_1$
- **Volée** : à l'ELU $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.03 + 1.5 \times 2.5 = 15.94 \frac{\text{KN}}{\text{m}_1}$
à l'ELS : $G+Q = 9.03 + 2.5 = 11.53 \text{ KN/m}_1$
- Calcul des efforts internes à l'ELU :

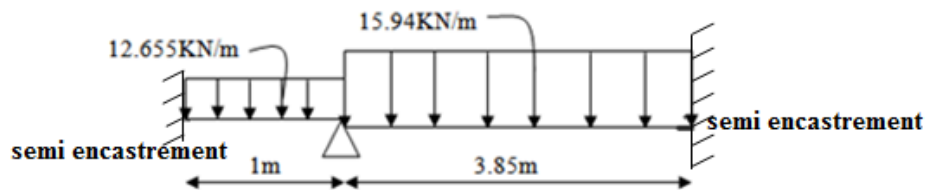


Figure III.15 : Schéma statique de la volée et du palier pour le calcul à l'ELU

La résolution se fera par la méthode des trois moments :

NB : La méthode des trois moments a déjà été exposée précédemment (calcul des planchers) Pour la combinaison de charge à l'ELU :

$$q_i = 12.655 \text{ KN/m}_1 \quad q_{i+1} = 15.94 \text{ KN/m}_1$$

c. les moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	q_i (KN)	q_{i+1} (KN)	$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -[\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}]$	M_i [KN.m]
0	0	1	0	12.655	$2M_0 + M_1 = -3.164$	-6.3415
1	1	3.85	12.655	15.94	$M_0 + 9.74M_1 + 3.85M_2 = -230.574$	-15.8469
2	3.85	0	15.94	0	$M_1 + 7.7M_2 = -227.411$	-21.6104

Tableau III.12 : Les moments aux appuis à l'ELU

NB : La résolution du système d'équation s'est faite avec le logiciel MATLAB.

➤ Remarque

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

d. Calcul des moments en travées

Travée	L [m]	q_u [KN/m]	M_i	M_{i+1}	X [m]	M_t
0-1	1.00	12.655	-4.228	-10.5646	0.5	-5.814
1-2	3.85	15.940	-10.5646	-14.407	1.862	17.079

Tableau III.13 : Les moments en travée à l'ELU

e. Calcul des efforts tranchants et réactions d'appuis

Travée	$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$ [KN]	Réactions d'appuis (Td-Tg) [KN]
0-1	$X=0 \text{ m} \Rightarrow V_u = 0$ $X=1 \text{ m} \Rightarrow V_u = -12.664$	R0=12.644 R1 = 42.35 R2 =31.68
1-2	$X=0 \text{ m} \Rightarrow V_u=29.686$ $X=3.85 \text{ m} \Rightarrow V_u= -31.68$	

Tableau III.14 : Les efforts tranchants et les réactions d'appuis

❖ Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants:

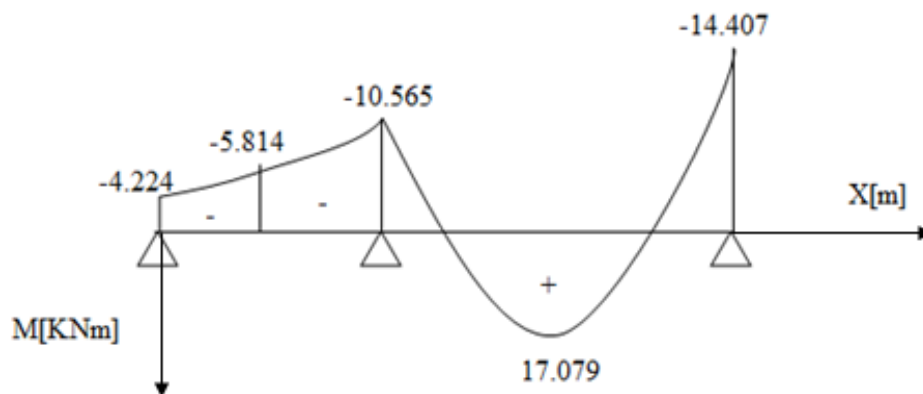


Figure III.16 : Diagrammes des moments fléchissants

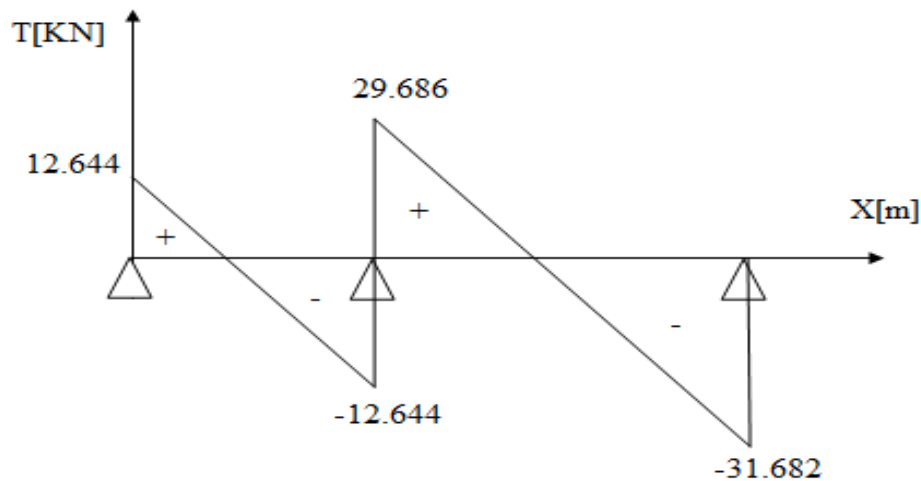


Figure III.17 : Diagramme des efforts tranchants

III.3.3. Calcul à l'ELS

a. pour la combinaison de charge à l'ELU

$$q_i = 9.03 \text{ KN/m}$$

$$q_{i+1} = 11.53 \text{ KN/m}$$

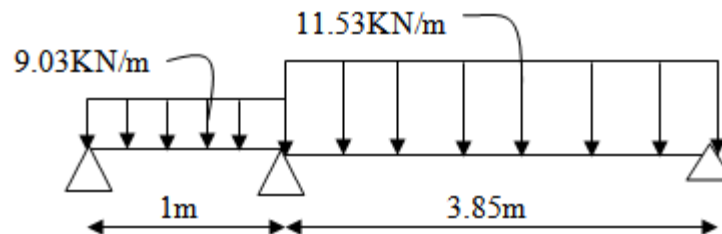


Figure III.18 : Schéma statique de la volée et du palier pour le calcul à l'ELS

b. Moments sur appuis

Appuis	L_i [m]	L_{i+1} [m]	q_i [KN]	q_{i+1} [KN]	$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} =$ $-\left[\frac{q_i\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right]$	M_i [KN.m]
0	0	1	0	9.03	$2M_0 + M_1 = -2.258$	4.5869
1	1	3.85	9.03	11.53	$M_0 + 9.74M_1 + 3.85M_2 = -166.75$	-11.4586
2	3.85	0	11.53	0	$M_1 + 7.7M_2 = -164.49$	-15.6330

Tableau III.15 : Moments sur appuis à l'ELS

NB : La résolution du système d'équation s'est faite avec le logiciel MATLAB

c. Calcul des moments en travées

Travée	L [m]	qu [KN/m]	M _i [KN.m]	M _{i+1} [KN.m]	X [m]	M _t [KN.m]
0-1	1.00	9.03	3.058	-7.639	0.5	-1.162
1-2	3.85	11.53	-7.639	-10.422	1.683	12.170

Tableau III.16 : Moments en travée

d. Calcul des efforts tranchants et des réactions d'appuis

Travée	$V_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i} \cdot [KN]$	Réactions d'appuis (Td-Tg) [KN]
0-1	X=0 m $\Rightarrow V_u = 0$ X=1 m $\Rightarrow V_u = -9.0961$	R0=9.0961 R1 = 30.5681 R2 =22.91
1-2	X=0 m $\Rightarrow V_u = 21.472$ X=3.85 m $\Rightarrow V_u = -22.918$	

Tableau III.17 : Efforts tranchants et réaction d'appuis

❖ Diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS :

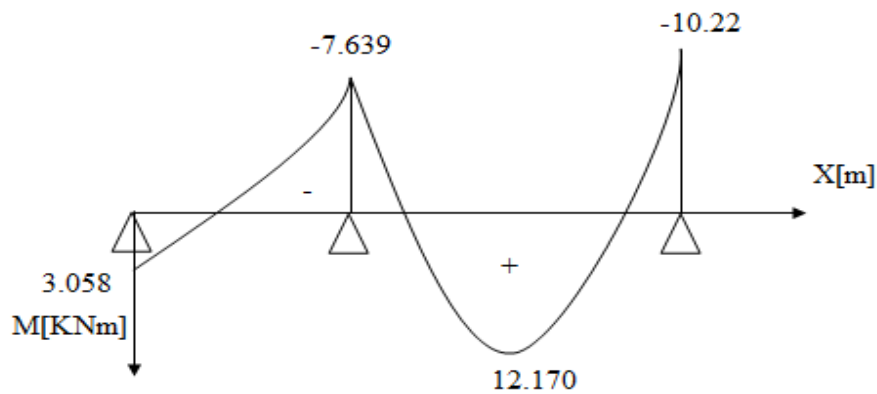


Figure III.19 : Diagrammes des moments fléchissants à l'ELS

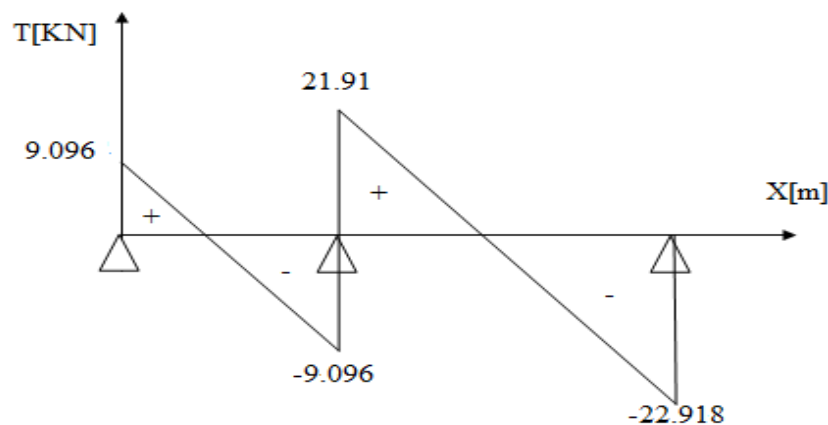


Figure III.20 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

III.3.4. Calcul des armatures à l'ELU

a. Armatures principales et armatures de répartitions

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant :

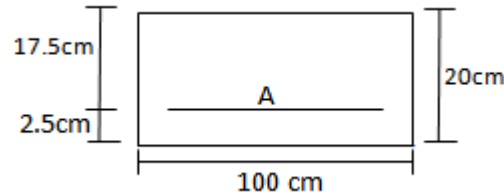


Figure III.21 : Schéma statique d'une Marche

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 2.5 \text{ cm}$; $d = h - c = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$.

➤ Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad A_p = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_0}{4}$$

Les résultats après calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

	M_u [KN.m]	μ_b	β	A. principales [cm ²]	S. Adoptée [cm ²]	St [cm]	A.Réparti- -tion [cm ²]	S. Adoptée [cm ²]	St [cm]
Appuis 0	4.228	0.0097	0.9955	0.697	4HA8 2.01	25	0.283	4HA8 2.01	25
Appuis 1	10.5646	0.024	0.988	1.759	4HA8 2.01	25	0.525	4HA8 2.01	25
Appuis 2	14.407	0.0331	0.9845	2.40	4HA10 3.14	25	0.850	4HA8 2.01	25
Travée 0-1	5.814	0.013	0.9935	0.960	4HA8 1.13	25	0.283	4HA8 2.01	25
Travée 1-2	17.079	0.039	0.9805	2.86	4HA12 4.52	25	1.13	4HA8 2.01	25

Tableau III.18 : Ferrailage en appuis et en travée

III.3.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17.5 \times 2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$A_0 = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

$\Rightarrow$ On prend $A_0 = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 4HA10 = 3.14 cm²

$A_1 = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

$\Rightarrow$ On prend $A_1 = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 4HA10 = 3.14 cm²

$A_2 = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$A_{0-1} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition non vérifiée

$\Rightarrow$ On prend $A_0 = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On prend 4HA10 = 3.14 cm²

$A_{1-2} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b. Espacement des barres

➤ Armatures principales

$S_{\text{tmx}} \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = \min \{40; 25\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Armatures de répartitions

$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{60; 33\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c. Vérification de l'effort tranchant

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \{0.13f_{c28}; 5\} \text{MPa} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31.682 \times 10}{100 \times 17.5} = 0.181 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec :

τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant est égale à 31.682 KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n.\pi.\varnothing = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56$ cm.

d : hauteur utile est égale à 17.5 cm

$$\tau_{se} = \frac{31.682}{0.9 \times 17.5 \times 12.56} = 0.16 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée .

e. Ancrage des armatures

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\tau_{su} = 0.16 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

f. Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s** .

$0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend la longueur de scellement égale à 15 cm.

g. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.682 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.181 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

g. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

➤ Influence sur le béton

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 175 = 157.5$ mm).

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 157.5 \times 1000 \times 25 = 1051312.5 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31.682 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers** (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.682 \times 10^3 - \frac{14.407 \times 10^3}{157.5} \right)$$

$$A_a \geq 90.82 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2.86 \text{ cm}^2 > 0.9082 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.6. Vérifications à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Aux Appuis**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
Appuis 0	0.124	0.9416	70.644	85.52	CV	1.21	CV
Appuis 1	0.124	0.9416	70.644	213.634	CV	3.02	CV
Appuis 2	0.179	0.9310	57.64	203.72	CV	3.53	CV
Travée 0-1	0.124	0.9416	70.644	32.5	CV	0.46	CV
Travée 1-2	0.258	0.9193	46.95	167.362	CV	3.56	CV

Tableau III.19 : Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

b. Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier au préalable sont :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{485} = 0.04 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4850}{500} = 9.7mm$$

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

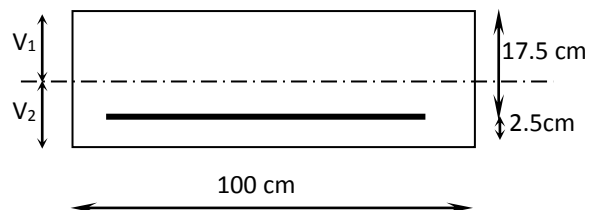
$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 4.52 \times 17.5) = 21186.5 cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4.52) = 2067.8 cm^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21186.5}{2067.8} = 10.246 cm ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.246 = 9.754 cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.246)^3 + (9.754^3)) + 15 \times 4.52 \times (9.754 - 2.5)^2$$

$$I = 70355.37 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 17.5} = 0.0026$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0026 \times ((2 + 3))} = 8.077$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3.231$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 167.362 + 2.1} = 0.043$$

➤ **Calcul de l'inertie fictive I_f**

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 70355.37}{1 + 3.231 \times 0.043} = 67950.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 67950.36 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{12.17 \times 10^6 \times 4850^2}{10 \times 10819 \times 67950.36 \times 10^4} = 3.89 \text{ mm} < 9.7 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7. Calcul de la poutre palière

a. Pré- dimensionnement de la poutre

➤ **La hauteur**

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

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm.}$$

$$h_t = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Largeur**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

La section adoptée pour la poutre : (25×30)

Le poids revenant à la poutre palière :

$$G_p = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.875 \text{ KN/m.}$$

➤ **Combinaison des charges**

$$R_u = 42.35 \text{ KN} \quad (\text{réaction du palier à l'ELU})$$

$$q_u = 1.35 G_p + R_u = 1.35 \times 1.875 + 42.35 = 44.88 \text{ KN}$$

III.3.8. Ferrailage de la poutre

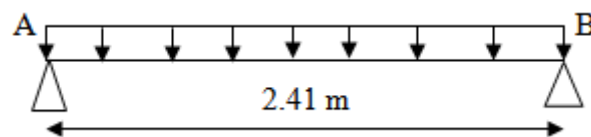


Figure III.22 : Schéma statique de la poutre palière

Les résultats sont représentés dans le tableau ci dessous :

	Réactions d'appuis [KN]	Moments corrigés [KN.m]	Effort tranchant [KN]
Appuis A	54.08	-9.774	54.08
Appuis B	54.08	-9.774	54.08
Travée A-B	/	27.693	/

Tableau III.20 : Les moments et efforts tranchants sur appuis et en travée

❖ Diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants ;

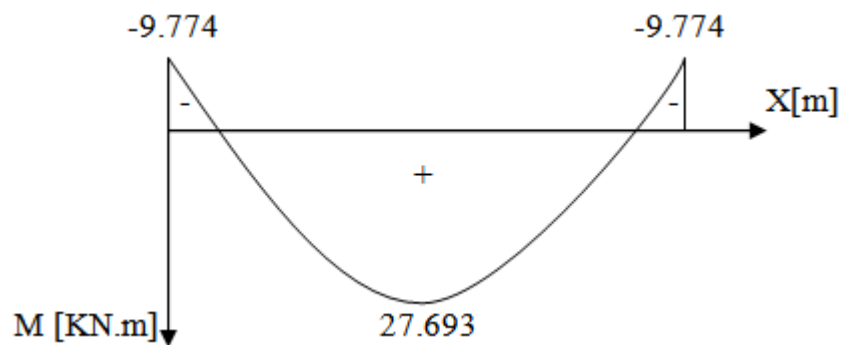


Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

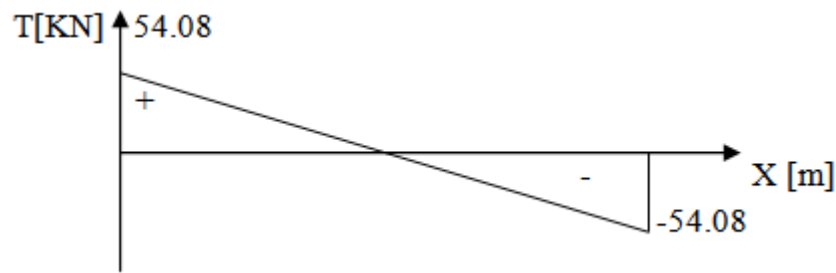


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

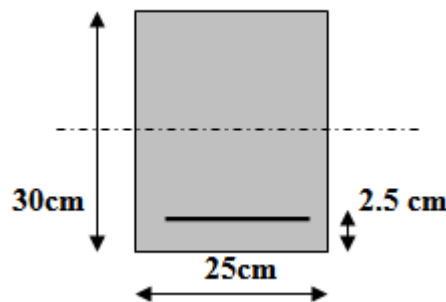


Figure III.25 : Section de la poutre palière

➤ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art A227.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{st\ tot} = 3HA10 + 3HA12 = 5.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st\ tot} > 0.005bh = 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.9. Les vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.830 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.830 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.36 > 0.830 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

	Mu [KN.m]	μ_b	β	At [cm ²]	S. Adoptée [cm ²]	St [cm]
Appuis A	9.774	0.036	0.982	1.04	3HA10 2.36	7
Appuis B	9.774	0.036	0.982	1.04	3HA10 2.36	7
Travée A-B	27.693	0.103	0.9455	3.06	3HA12 3.39	6

Tableau III.21 : Condition de non fragilité

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{54.08 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.787 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (BAEL 99. Art A.5-1-313)

➤ Influence sur le béton

$$T_U = 54.08 \text{ KN}$$

$$\frac{2 T_U^{max}}{b \times a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$T_U^{max} \frac{0.8 \times b \times a \times f_{cj}}{2 \times \gamma_b}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27.5 = 24.75 \text{ cm}$$

$$T_U^{max} = 0.267 \times 250 \times 25 \times 24.75$$

$$T_U^{max} = 413.01 \text{ KN}$$

$$T_U = 54.08 < T_U^{max} = 413.01 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur l'acier

$$A > \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(54.08 \times 10^3 - \frac{9.774 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 41.9 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2.36 > 0.419 \text{ cm}$$

d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis (Art A.6.1, 3 / BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 3 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{54.08 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 94.2} = 2.319 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$.

Soit un crochet de **15cm**.

f. Calcul des armatures transversales

➤ Diamètre armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91)

$$\varphi_t < \min\left\{\phi_1; \frac{H}{35}; \frac{b}{10}\right\} = \min\left\{12; \frac{300}{35}; \frac{250}{10}\right\}$$

$$\varphi_t = \min\{8.5; 25; 12\} = 8.5 \text{ mm}$$

Soit: $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ Nous adopterons des cadres et des étriers en $\emptyset 8$ Donc : $A_t = 2.01 \text{ mm}$

➤ Espacement des armatures transversales (Art A.5, 22/BAEL91)

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \{24.75; 40 \text{ cm}\}$$

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

III.3.10. Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_1\right\} = \min\{7.5; 12\}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ Zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

a. Quantité d'armatures transversales minimale RPA

$$A_{min} = 0.003 S_t b \Rightarrow A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.25 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Pourcentage minimum des armatures transversales: (Art 5.1, 22/BAEL91)

$$A_{min} > \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

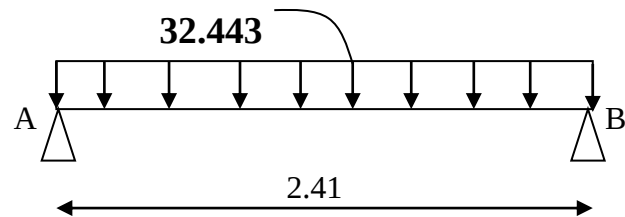
$$A_{adopté} > A_{min}$$

c. Vérification a L'ELS

$$G = 1.875 \text{ KN/ml} \quad R_s = 30.09 \text{ KN}$$

$$q_s = G + R_s = 1.875 + 30.09$$

$$q_s = 32.443 \text{ KN/ml}$$



Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

	Réactions d'appuis [KN]	Moments corrigés [KN.m]	Effort tranchant [KN]
Appuis A	39.09	-7.065	39.09
Appuis B	39.09	-7.065	39.09
Travée A-B	/	20.018	/

Tableau III.22 : Réactions d'appuis, moments corrigés, effort tranchant à l'ELS

❖ Diagramme des moments fléchissants et efforts tranchants :



Figure III.26 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

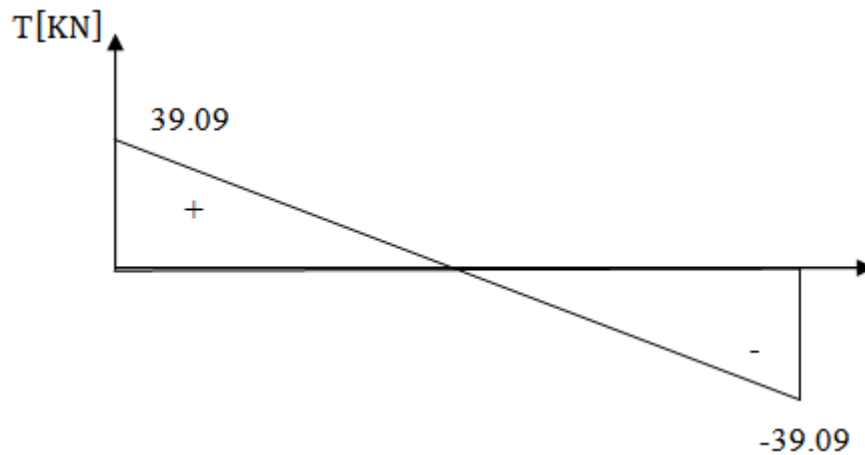


Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.3.11. Vérification a L'ELS

a. Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

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

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d}$$

	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
Appuis A	0.343	0.9088	40	119.78	CV	2.99	CV
Appuis B	0.343	0.9088	40	119.78	CV	2.99	CV
Travée A-B	0.493	0.8451	19.23	251.41	CV	13.07	CV

Tableau III.23 : Etat limite de compression de béton

b. Vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{241} = 0.1245 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1245 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{20.018}{10 \times 23.55} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 27.5} = 0.0049 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Calcul du Porte à faux

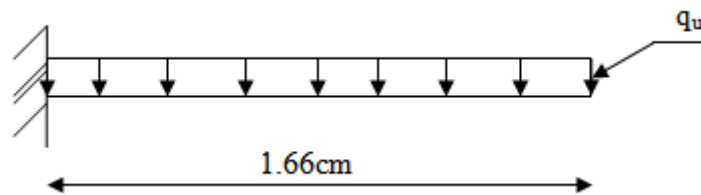


Figure III.28 : Schéma statique du port à faux

$$G = 6.53 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

III.4.1. Combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.53 + 1.5 \times 3.5 = 14.0655 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.53 + 3.5 = 10.03 \text{ KN/ml}$$

III.4.2. Calcul à l'ELU et à l'ELS

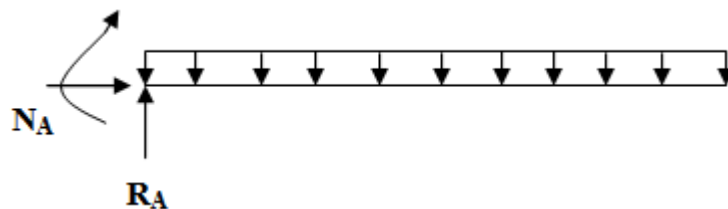


Figure III.29 : Schéma statique du pote à faux à l'ELU et l'ELS

		Réaction d'appuis	Moment fléchissant	Effort tranchant
ELU	Appuis A	23.349	0	23.34
	Console	/	-19.379	0
ELS	Appuis A	16.65	0	16.65
	Console	/	-13.819	0

Tableau III.24 : Réactions d'appuis, moments fléchissants et efforts tranchants du port à faux à l'ELU et l'ELS

❖ Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS et l'ELU :

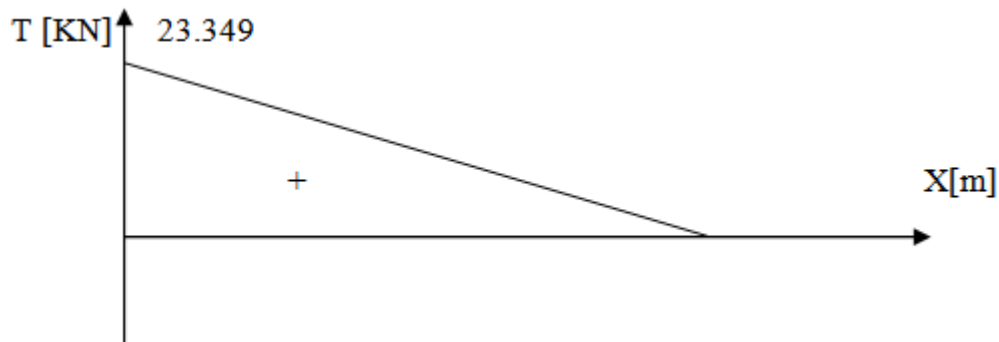


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

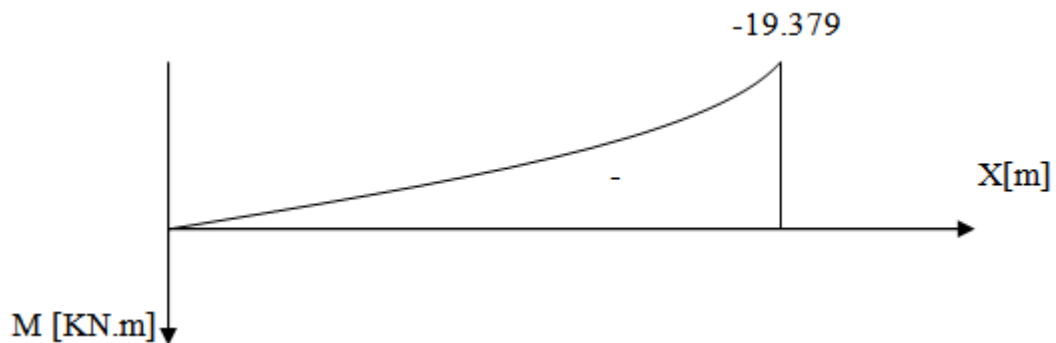


Figure III.31 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

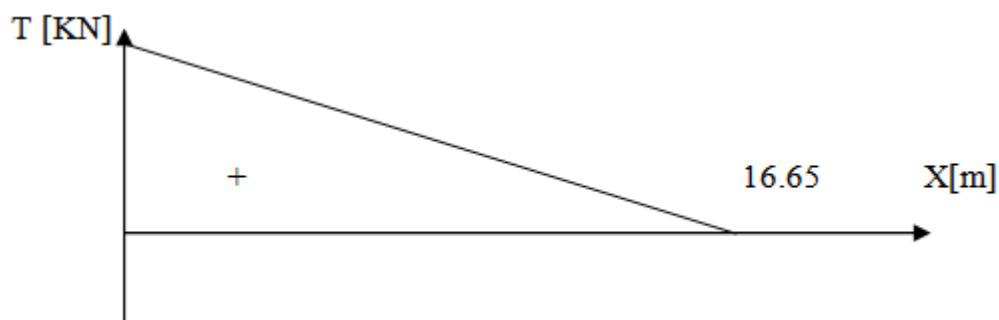


Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

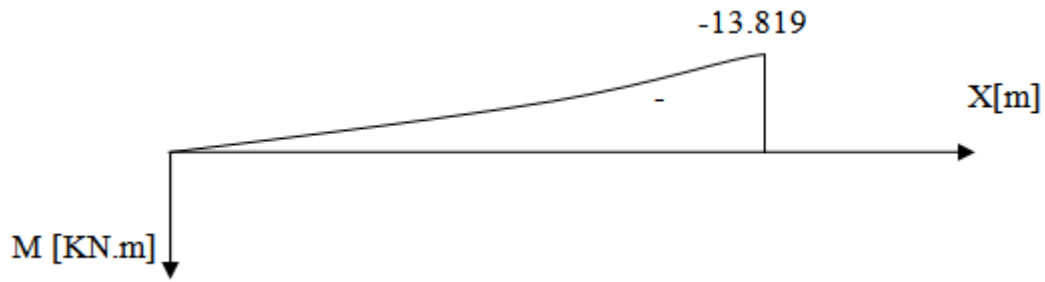


Figure III.33 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

III.4.3. Calcul des armatures

a. Armatures longitudinales

Mt [KN.m]	μ	β	Ast [cm ²]	A adoptée [cm ²]	St [cm]
19.379	0.0445	0.977	3.26	4HA14 = 4.52	25

Tableau III.25 : Armatures longitudinales du port à faux

b. Armatures transversales

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²**

III.4.4. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL99 /Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \quad A_r > A_{\min}$$

b. Vérification du cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{23.349 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 14 = 175.84 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.349 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 175.84} = 0.843 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

d. Longueur de scellement (BAEL 91/Art A.6.1, 221)**➤ Armatures longitudinales**

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$l_c = 0.4 \times l_s \quad (\text{art A.6.1.253 BAEL 99}).$$

$$l_c = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm.}$$

$$l_c = 20 \text{ cm.}$$

e. Espacement des barres**➤ Armatures longitudinales**

$$S_T \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{40; 25\} = 25\text{cm}$$

$$S_T = 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversales

$$S_T \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{60; 33\} = 33\text{cm}$$

$$S_T = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5. Vérification à L'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers (Art A.4.5.2/BAEL 99)

➤ Contraintes dans le béton et dans l'acier

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

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K\sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
Travée	0.258	0.9192	0.021	190.06	CV	3.99	CV

Tableau III.26 : Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers

b. Vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{1.66} = 0.1205 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1205 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{13.819}{10 \times 13.819} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 17.5} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5. Etude de la salle machine

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($v=1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de 4.14 m^2 (1.8×2.3) m^2 , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III.5.1. Calcul de la dalle pleine du local

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. La dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,8$ m et $L_y = 2.3$ m.

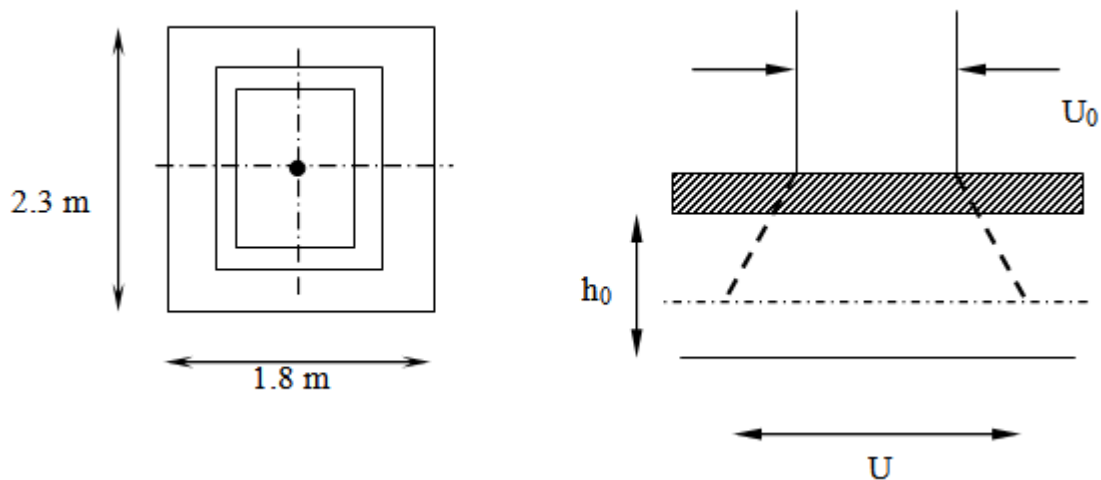


Figure III.34 : Schéma staquede la dalle salle machine

a. Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{230}{30} = 7.67 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour **$e_p = 15$ cm**

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

$\nu = 1$ pour le béton

h_0 : épaisseur de la dalle

$e = 5$ cm, épaisseur du revêtement

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

b. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

$$M_x = q(M_1 + \nu M_2)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson.

$M_y = q(M_2 + \nu M_1)$ M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,30} = 0,78$$

$\Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

Après interpolation double :

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,30} = 0,46 \quad ; \quad M_1 = 0,09961, M_2 = 0,0714$$

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,09916 = 12,048 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,0714 = 8,675 \text{ KNm}$$

c. Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,78 \Rightarrow 0,4 \leq 0,78 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 0,15 \times 1 \times 25 + 0,05 \times 1 \times 22 = 4,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,0475 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0587 \times 8.0475 \times (1.8)^2 = 1.531 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.559 \times 1.531 = 0.856 \text{ KN.m}$$

d. superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.048 + 1.531 = 13.579 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.675 + 0.856 = 9.531 \text{ KN.m}$$

➤ Remarque

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III.5.2. Ferrailage

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Zone	Sens	Mu [KN.m]	μ_b	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A [cm ²]	S _t [cm ²]
Sur appuis	X-X	4.0737	0.016	0.992	0.91	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.8593	0.012	0.994	0,64	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	11.542	0.048	0.975	2.62	3.14	4HA10	25
	Y-Y	8.101	0.034	0.983	1.82	3.14	4HA10	25

Tableau III.27 : Ferrailage de la dalle salle machine

III.5.3. Vérification à L'ELU

a. Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \times h} \geq \rho_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰}$ le rapport du volume des aciers à celui du béton. (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq \rho_0 \frac{1}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) b h = 0.5 \times 100 \times 15 \times 0.0008 \times 3 - \frac{1.8}{2.3} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 3.14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

b. Diamètre minimal des barres (Art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

c. Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$q_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,25 + 1,25) = 5,00 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 57 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 5,00 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

d. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{2v_0 + 2u_0}$$

$$P = 121.5 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ t}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ t}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.4. Vérification à l'ELS

a. les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS} :$$

$$M_{x1} = 90 (0.09916 + 0,2 \times 0.0714) \Rightarrow M_{x1} = 10.210 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.0714 + 0,2 \times 0.09916) \Rightarrow M_{y1} = 8.211 \text{ KN.m}$$

b. Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G+Q = 4.85+1 \Rightarrow q_s = 5.84 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 10.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,065 \times 5.85 \times (1,8)^2 = 1.232 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,683 \times 1.232 = 0.8415 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments

$$M_x = 10.210 + 1.232 = 11.442 \text{ KN m}$$

$$M_y = 8.211 + 0.8415 = 9.0525 \text{ KN m}$$

➤ Remarque

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

$$\text{Aux appuis : } M^{\max} = 0,3 \times 11.442 = 3.4326 \text{ KN m}$$

$$\text{En travées : } M^{\max} = 0,85 \times 10.3472 = 9.726 \text{ KN m}$$

d. Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$
Travée	0.24	0.921	48.29	258.7	CV	5.36	CV
Appuis	0.155	0.9366	62.43	140.266	CV	2.26	CV

Tableau III.28 : Vérification de l'état de contrainte dans le béton et les aciers

e. Etat limite de déformation (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.3} = 0.065 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{2.3} = 0.0652 > \frac{9.726 \times 8}{10 \times 95.85 \times 2.3^2} = 0.0153 \Rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.6. La poutre de chaînage**III.6.1. Définition**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferrailage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

III.6.2. Pré-dimensionnement**a. La hauteur**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16.6 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

Avec : L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ On opte pour : $h_t = 30 \text{ cm}$.

b. La largeur

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}.$$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chaînage est de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.6.3. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids propre de la poutre :

$$G = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$$

- Poids du plancher :

$$G = 5,969 \times 0,65/2 = 1,94 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids total

$$G = 1,875 + 1,94 = 3,815 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharges d'exploitation

$$Q = 4 \times 0,65/2 = 1,3 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison de charges :

$$\text{➤ A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,815 + 1,5 \times 1,3 = 7,18 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{➤ A l'ELS : } q_s = G + Q = 3,815 + 1,3 = 5,115 \text{ KN/ml.}$$

III.6.4. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

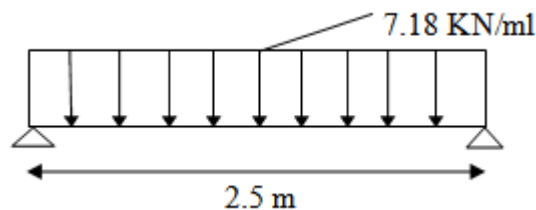


Figure III.35 : Schéma statique de la poutre de chaînage chargée à l'ELU

a. Calcul des efforts

➤ Calcul des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 \times \frac{7,18 \times 2,5^2}{8} = 4,77 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times \frac{7,18 \times 2,5^2}{8} = -1,68 \text{ KN.m}$$

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times L / 2 = 7,18 \times 2,5 / 2 = 8,975 \text{ KN}$$

❖ Diagramme de l'effort tranchant:

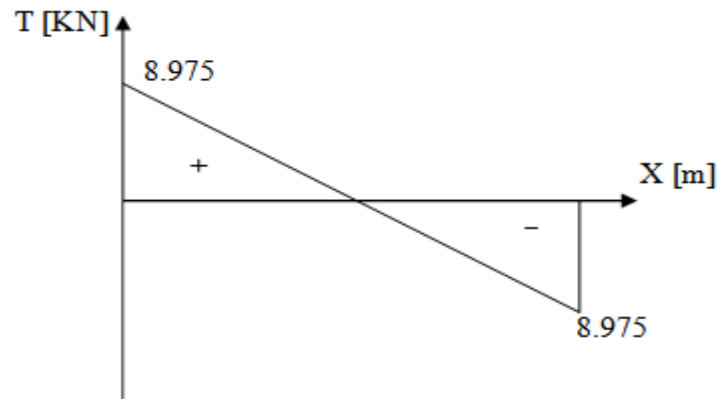


Figure III.36 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

❖ Diagramme du moment fléchissant:

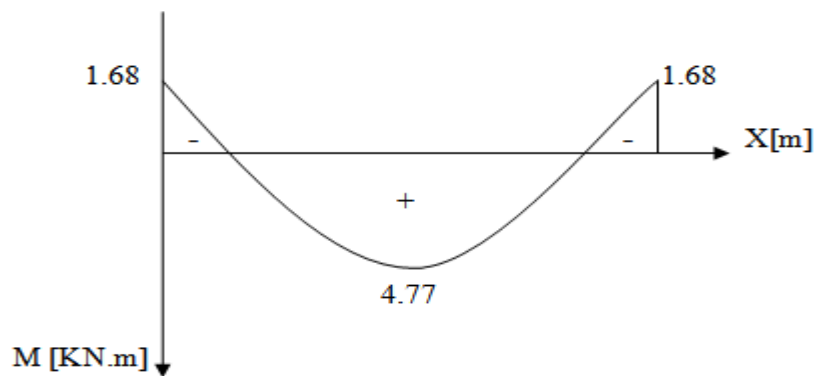


Figure III.37 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

III.6.5. Ferrailage

a. Armatures principales

$d = 27.5$ cm, $b = 25$ cm, $c = 2.5$ cm, $h = 30$ cm.

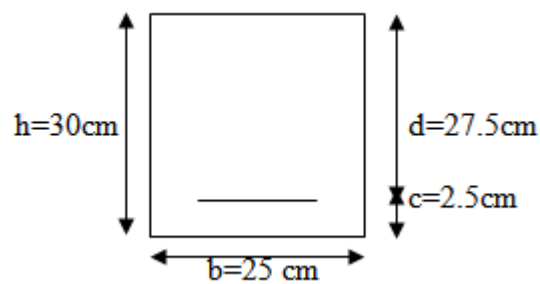


Figure III.38 : Section droite de la poutre de chaînage

	Mt [KN.m]	μ	β	Ast [cm ²]	A adoptée [cm ²]
Travée	4.77	0.018	0.991	0.503	3HA8=1.51
Appuis	1.68	0.006	0.997	0.176	3HA8=1.51

Tableau III.29 : Ferrailage de la poutre de chaînage

III.6.6. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité

$$A \geq A_{\min} = \frac{23 \times f_{c28} \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0.83 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 0.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.83 \text{ cm}^2 \\ \text{En travées : } A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.83 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{8.975 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.13 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 99. Art A.5-1-313)

➤ Influence sur le béton

$$T_U = 8.975 \text{ KN}$$

$$\frac{2 T_U^{max}}{b \times a} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$T_U^{max} \frac{0.8 \times b \times a \times f_{cj}}{2 \times \gamma_b}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27.5 = 24.75 \text{ cm}$$

$$T_U^{max} = 0.267 \times 250 \times 25 \times 24.75$$

$$T_U^{max} = 413.01 \text{ KN}$$

$$T_U = 8.975 < T_U^{max} = 413.01 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur l'acier ;**

$$A > \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(8.975 \times 10^3 - \frac{1.68 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 6.29 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0.85 > 0.069 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres aux appuis (Art A.6.1,3 / BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 3 \times 0.6 = 5.652 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{8.975 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 56.52} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1,22 / BAEL91)**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 21.16 \text{ cm}$$

$$L_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Diamètre armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91)**

$$\varphi_t < \min \left\{ \varnothing_1 ; \frac{H}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 8 ; \frac{300}{35} ; \frac{250}{10} \right\}$$

$$\varphi_t = \min \{ 8.5 ; 25 ; 8 \} = 8 \text{ mm}$$

Soit: $\varphi_t = 6$ Nous adopterons des cadres et des étriers en $\varnothing 6$

➤ **Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)**• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1 \right\} = \min \{ 7.5 ; 7.5 \}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

• **Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale RPA**

$$A_{min} = 0.003 S_t b$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25$$

$$A_{min} = 1.25 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1, 22 / BAEL91)**

$$A_{min} > \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} > A_{min}$$

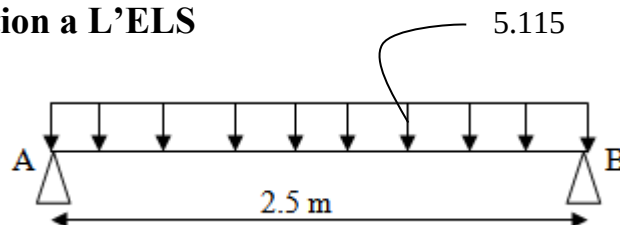
III.6.7. Vérification a L'ELS

Figure III.39 : Schéma statique de la poutre de chaînage chargée à l'ELS

	R. appuis [KN]	Moments corrigés [KN.m]	Efforts tranchants [KN]	Qs [KN]
Appuis	RA=RB= 6.39	-1.17	TA=TB=6.39	5.115
Travée	/	3.39	/	5.115

Tableau III.30 : Réactions d'appuis, moments statiques, efforts tranchants de la poutre de chaînage

❖ Diagramme des moments et efforts tranchants :

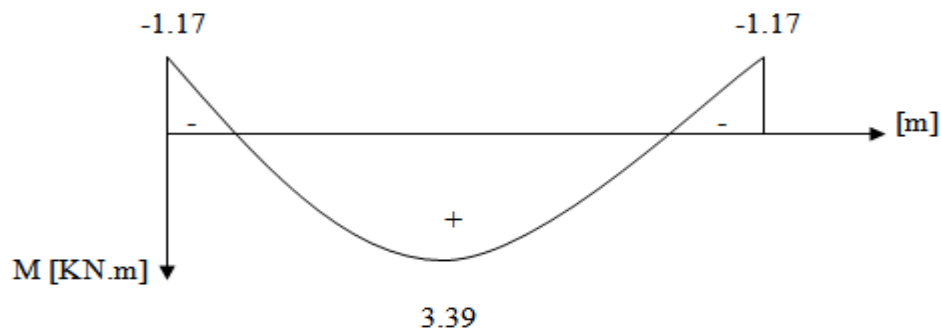


Figure III.40 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

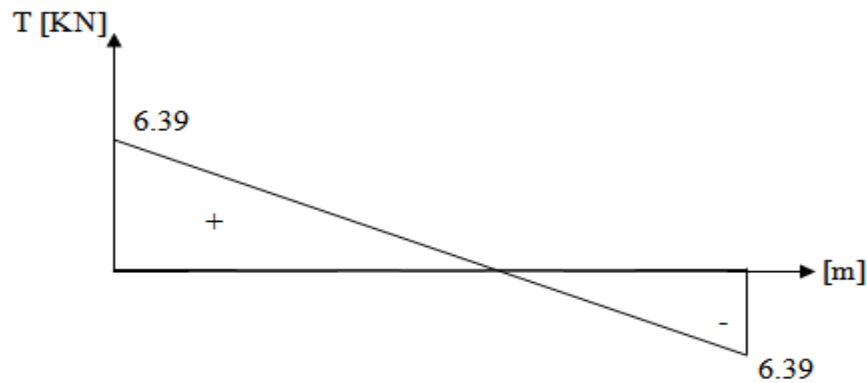


Figure III.41 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

a. Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

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

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_s}$
Travée	0.219	0.9248	50.79	88.28	1.74	CV	CV
Appuis	0.124	0.9416	70.72	53.16	0.76	CV	CV

Tableau III.31 : Verification de l'état limite de compression dans le béton et l'acier

b. Vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.12 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{3.39}{10 \times 3.99} = 0.0849 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1.51}{25 \times 27.5} = 0.00219 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7. L'acrotère

III.7.1. introduction

L'acrotère est un élément en béton armé de 10 cm d'épaisseur et d'une hauteur variable, c'est un système isostatique, il sera calculé comme une console encastré au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort latéral (P) du à la main courante, engendrant un moment de renversement (M_r) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composé pour une bonde de 1m de longueur.

a. Chargement

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05)/2] \times 25$

$$G = 1.69 \text{ KN/m}_l$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}_l$

b. Calcul des sollicitations

L'effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 1.69 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H = 0.6 \text{ m}$.

Combinaisons de charges à l'état limite ultime :

$$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

Combinaison de charges à l'état limite de service :

$$N_S = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m}$$

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

III.7.2. Ferrailage de l'acrotère

a. Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée.

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

$$h = 10 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm}.$$

Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.28} = 0.39\text{m} = 39 \text{ cm.}$$

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

$$e_u = 39\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.94 \text{ KN.m.}$$

➤ Moment réduit

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.94 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

c. Armatures fictives

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.993$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.94 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.4 \text{ cm}^2$$

d. Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_t = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.4 - \frac{2.28}{34.8} = 0.334 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

$$\text{Donc } A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

e. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{s\text{adopt}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

III.7.3. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL99 /Art A.4.2.1)

Par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant M_s et N_s

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.69} = 35.5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left(\frac{35.5 - 0.445 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} \right)$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 < A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification au cisaillement (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \right\} \text{ [MPa]}$$

Avec ($\gamma_b = 1.5$ et $V_u = 1.5 \text{ Q} = 1.5 \text{ [KN]}$)

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25 ; 4 \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification d'adhérence des barres (BAEL99/ ArtA 6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 7.54} = 0.316 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1.5$: pour des barres de haute adhérence.

$$\tau_{se}=0.316 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée ; il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

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

$$\tau_{su}=0.6 \psi_s^2 f_{tj}=0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet : $l_c = 0.8 l_s = 25 \text{ cm}$.

e. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm}.$$

III.7.4. vérification à l'ELS

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

$$N_s = 1.69 \text{ KN}.$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.69} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

a. Étape fictive

$$M_{fs} = N_s \left[e_s + \left(\frac{h}{s} - c \right) \right] = 1.69 \left[0.35 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.62 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des barres hautes adhérence.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\text{Min} \{266.66; 201.6\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\overline{\mu}_s = 0.01622$$

$$\overline{M}_{fs} = \overline{\mu}_s \times b \times d^2 \times \sigma_{st}$$

$$\overline{M}_{fs} = 0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63 \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{fs} = 16.02 \text{ KN.m} > M_f = 0.62 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée.

Armatures réelles en flexion composée :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.769 - \frac{1.69 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.685 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{tadp} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

c. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A = 0.2$ (Groupe 1B; zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

Alors: $F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.69 = 1.08 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml}$

$F_p > Q \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

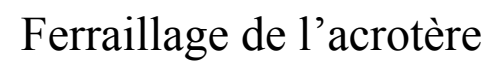
Condition non vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal inférieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est utile

Donc : le moment de renversement dû à l'effort du séisme sera :

$$M = F_p \times H \quad \text{avec : } H = 0,6\text{m}$$

$$M = 1.08 \times 0,6 = 0.648 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant : $T = 1.08 \times 1\text{ml} = 1.08 \text{ KN}$



Chapitre IV

Modélisation de la structure

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1. Introduction

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

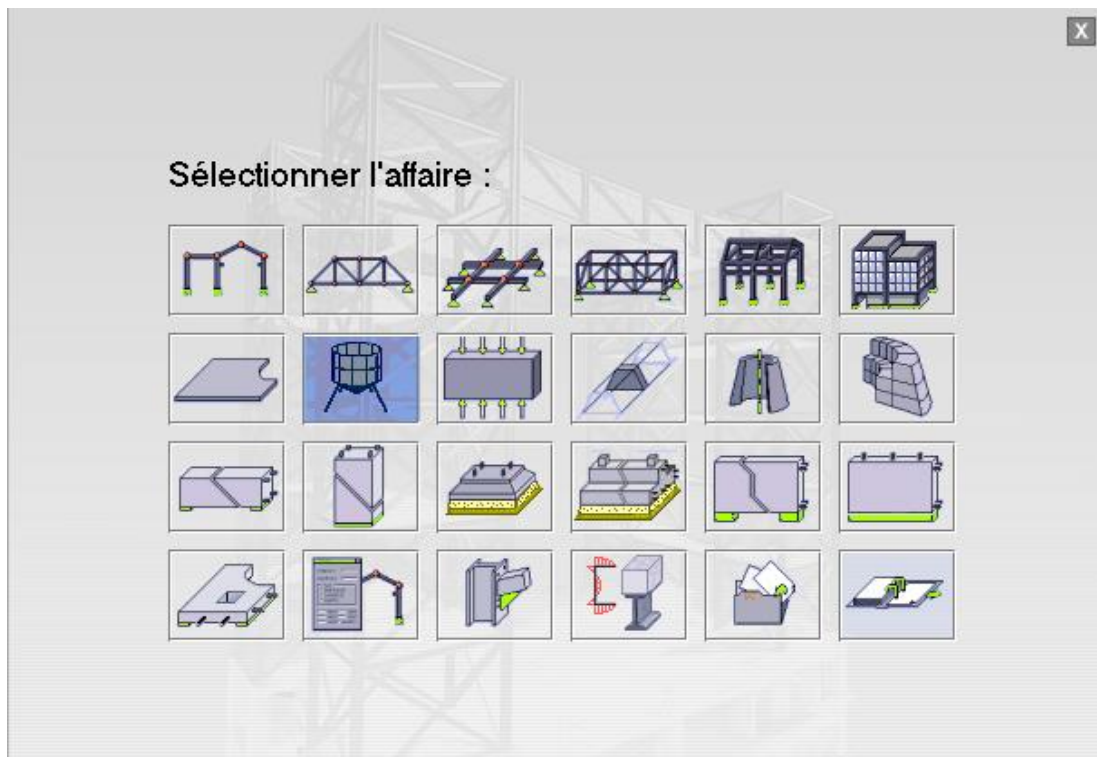
IV.2. Présentation du logiciel ROBOT

Robot est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

IV.3. Etapes de modélisation

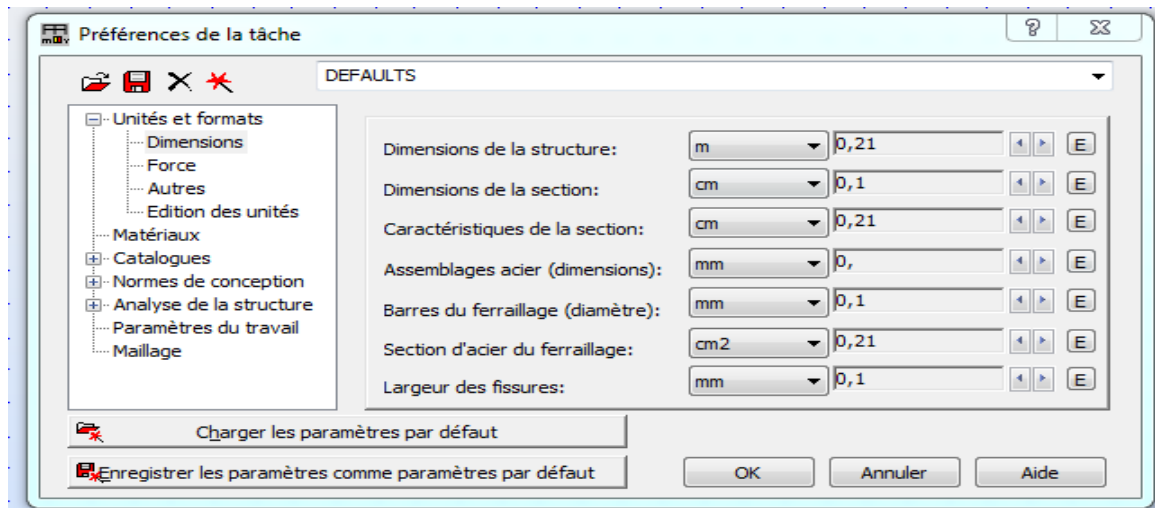
- **Lancement du Programme Robot**
- **Choix du type de la structure**

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier. Dans notre cas on choisira le type « étude d'une coque ».



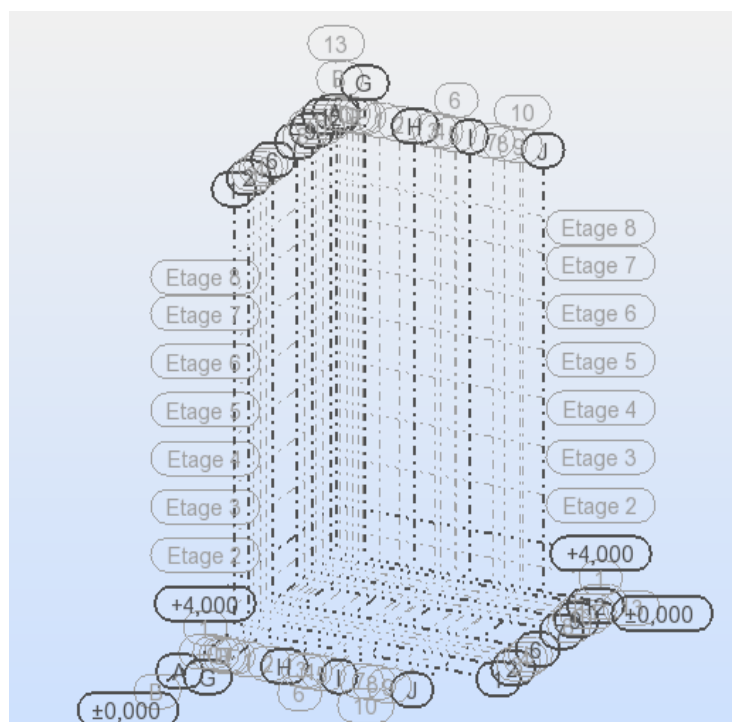
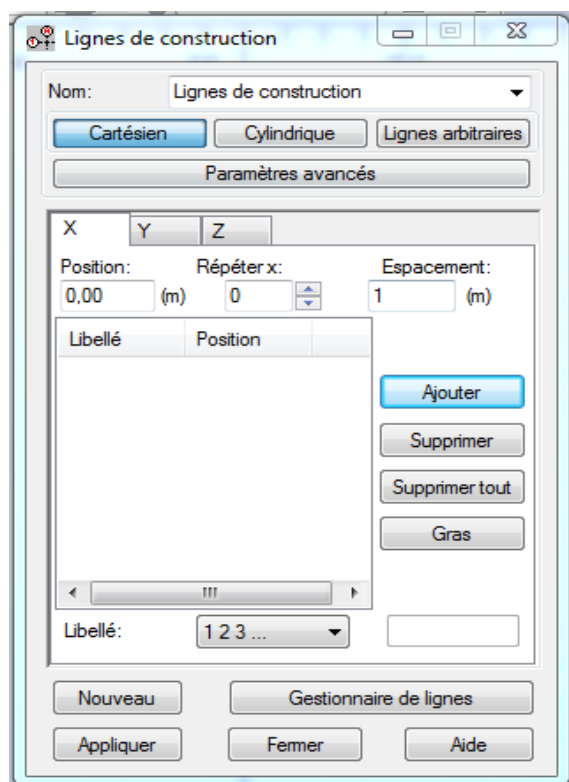
- **Configuration des préférences de l'affaire**

Pour la modélisation d'une structure sur le logiciel **Robot** on commence par « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



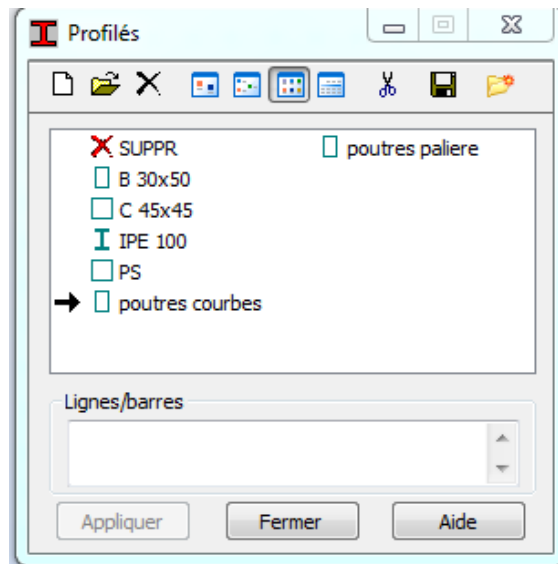
- **Ligne de construction**

Pour commencer la modélisation de notre structure on doit d'abord créer des lignes de construction, dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône  et on aura cette boîte de dialogue qui nous permettra de créer ces derniers.

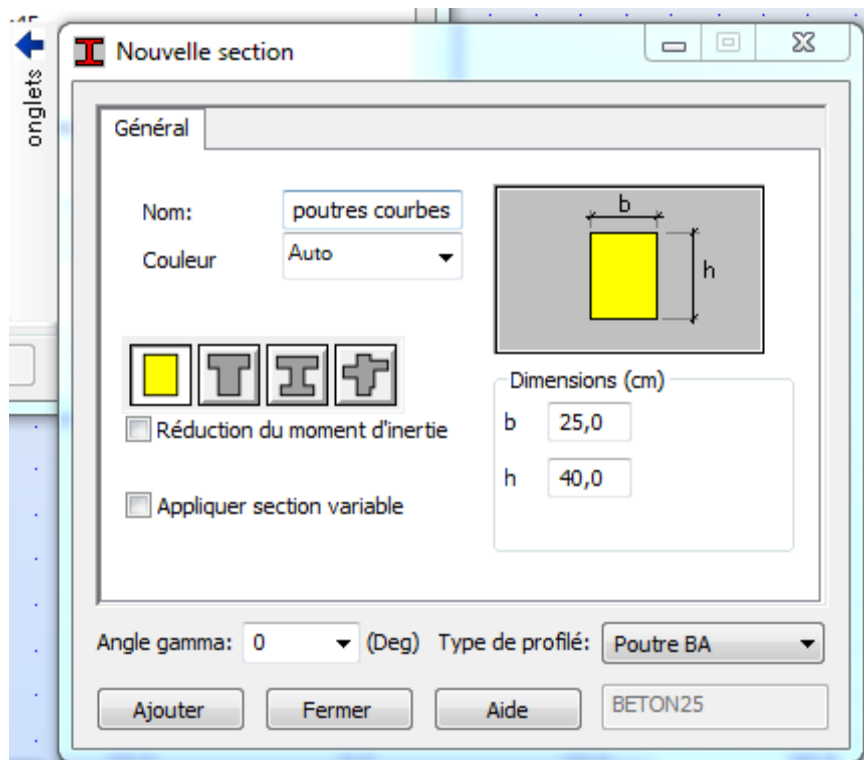


- **Définition des sections poteaux et poutres (Profilés des barres)**

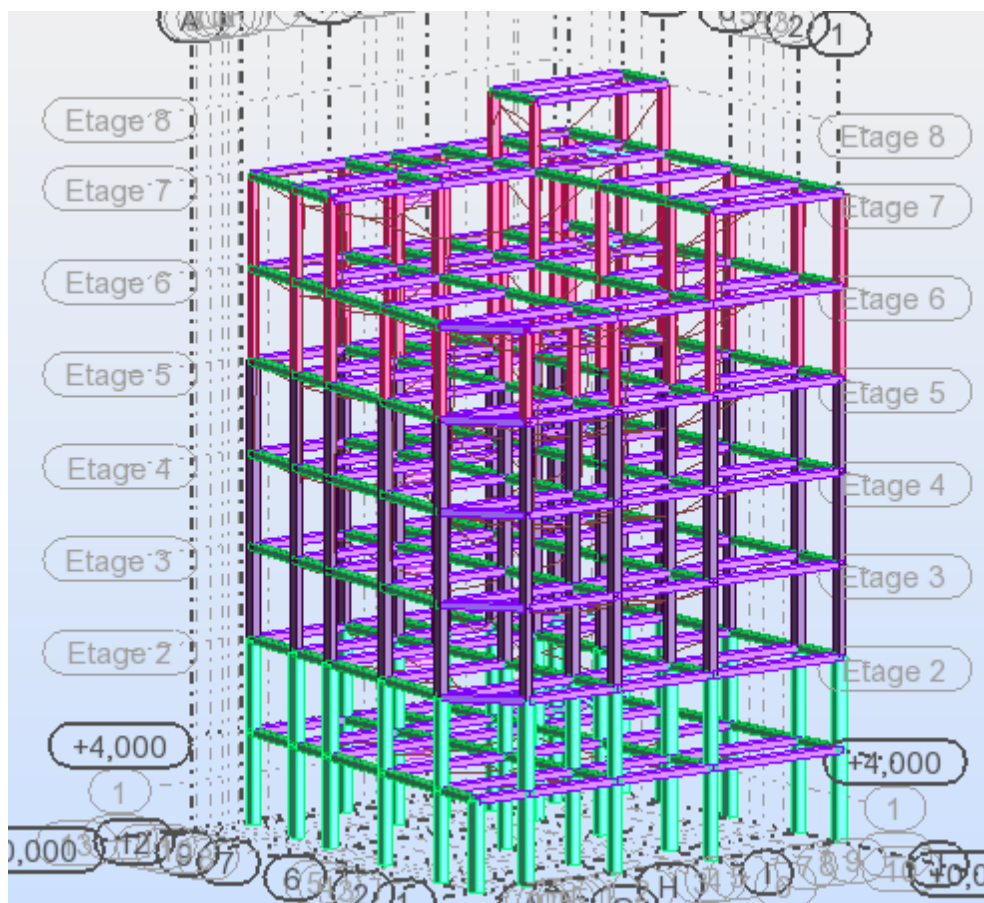
Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments barre qui existent dans la structure en cliquant sur l'icône . Et on aura la boîte de dialogue suivante.



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé »  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.



- **Affectation des sections (création des barres)**

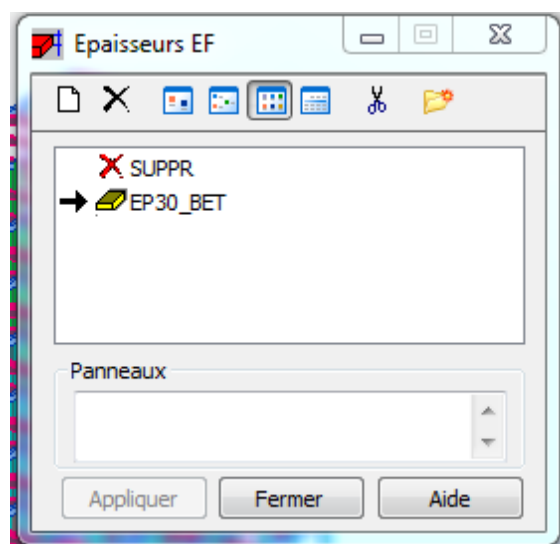


- **Création des panneaux**

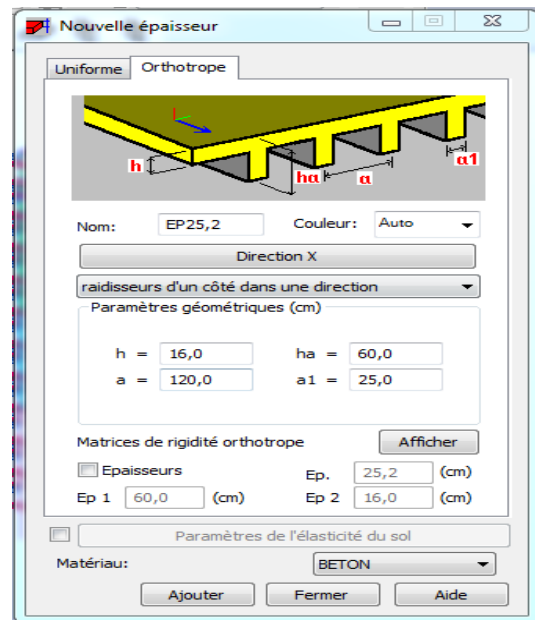
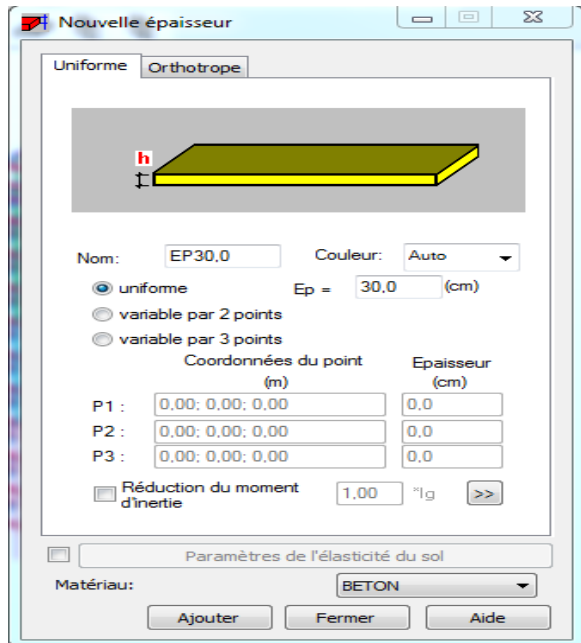
Cette étape nous permet de définir les différentes sections des éléments panneau qui existent

dans la structure on cliquant sur l'icône. 

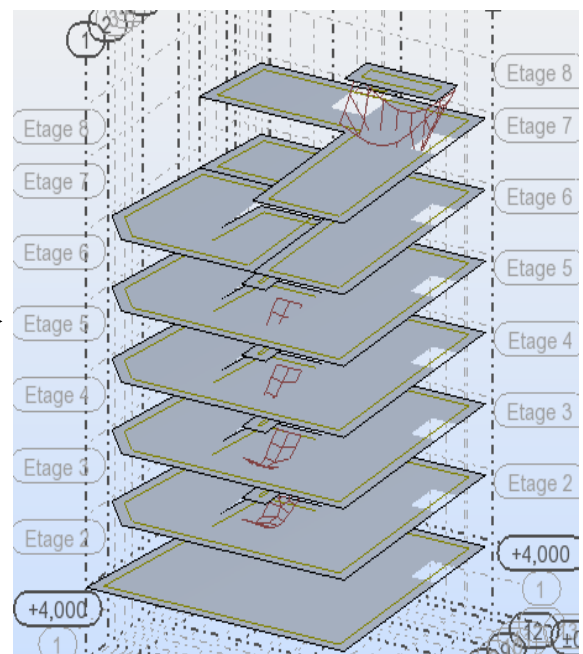
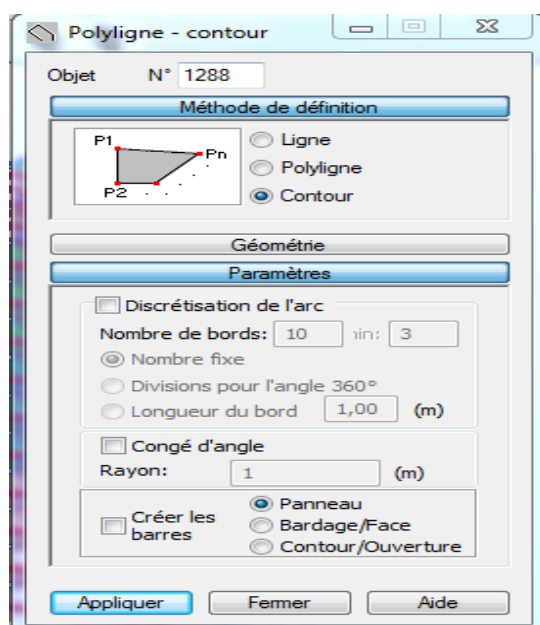
Et on aura la boîte de dialogue suivante.



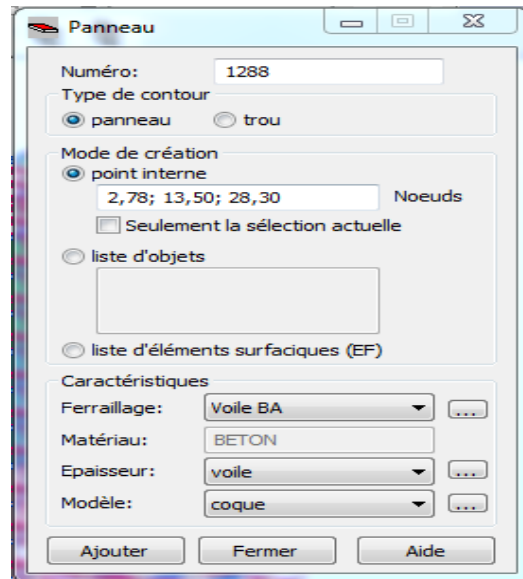
Puis on clique sur « Définir nouvelle épaisseur »  et on choisit le type et la géométrie de notre panneau, en introduisant les dimensions de nos éléments.



Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.



Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour crée pour le voile.

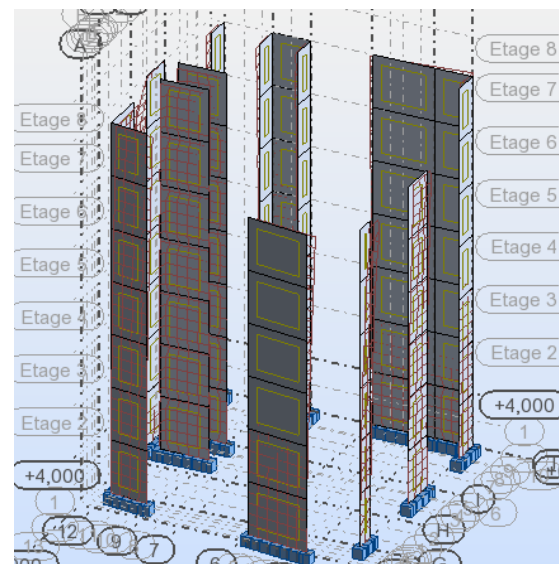
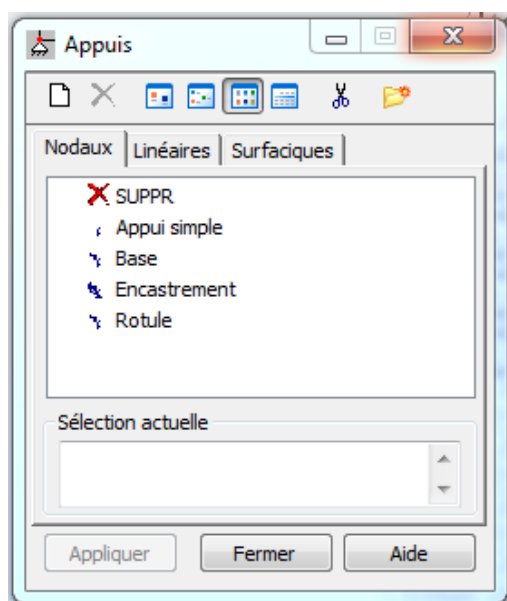


- **Encastrement de la structure**

Afficher la structure en vue XY, niveau 0,00

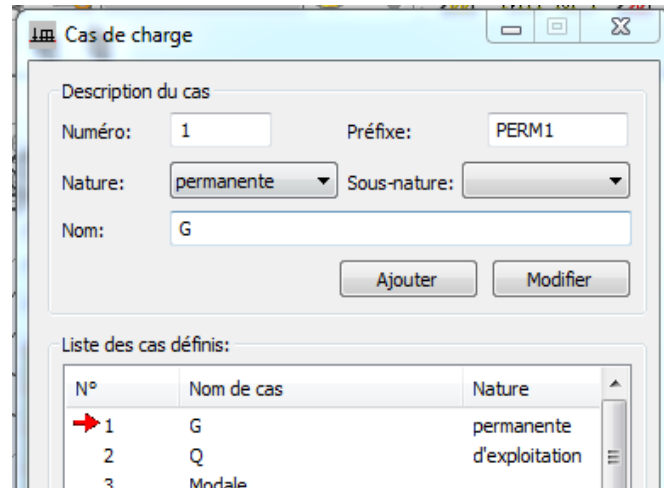
Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis en cliquant sur l'icône  Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

Pour encastrer la base des voiles on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur « **Encastrement** ».



• Définition des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône .

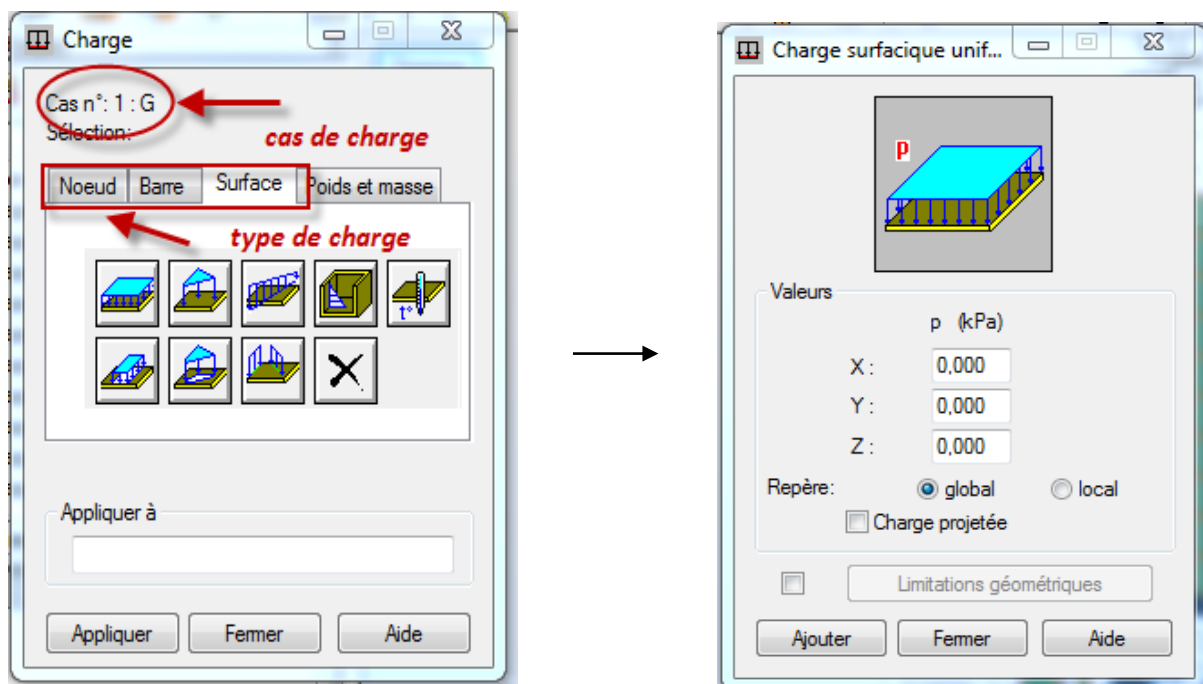


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge ;
- Le Nom du cas de charge ;
- Cliquez sur le bouton Ajouter.

• Chargement de la structure

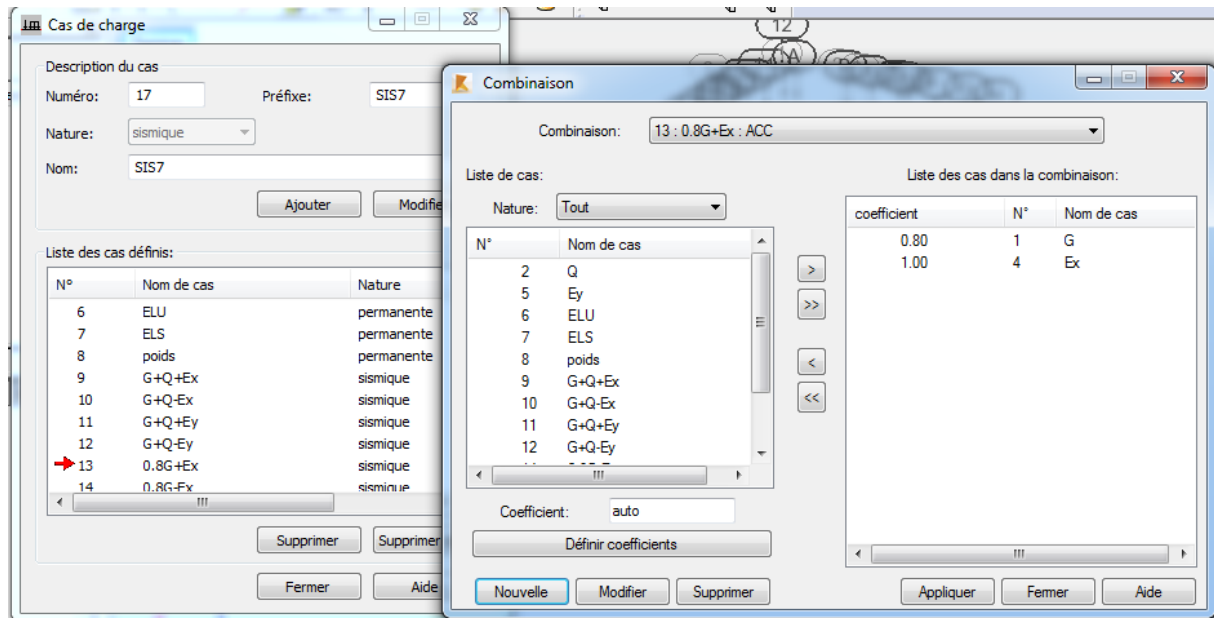
Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation), puis on clique sur l'icône .



Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation **Q** puis on charge la structure.

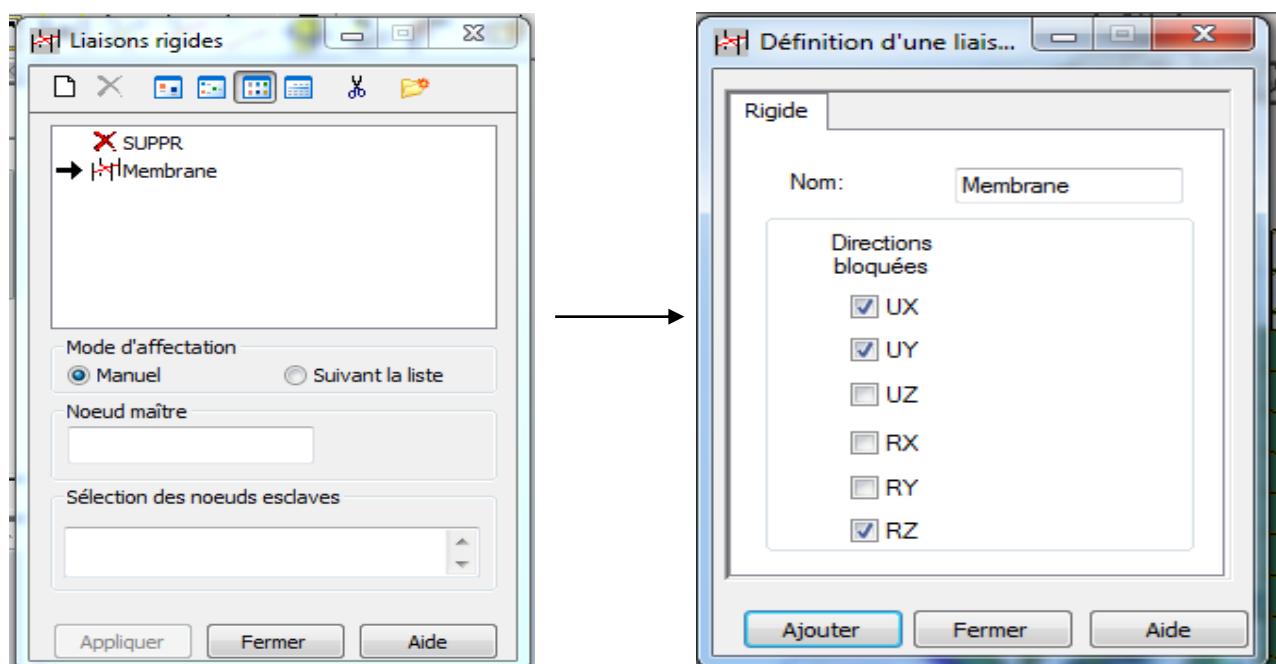
- **Définition des combinaisons des charges**

Par la même façon que la définition des cas de charge sauf que dans cette étape on change la nature de la combinaison de la charge.



- **Liaisons rigides**

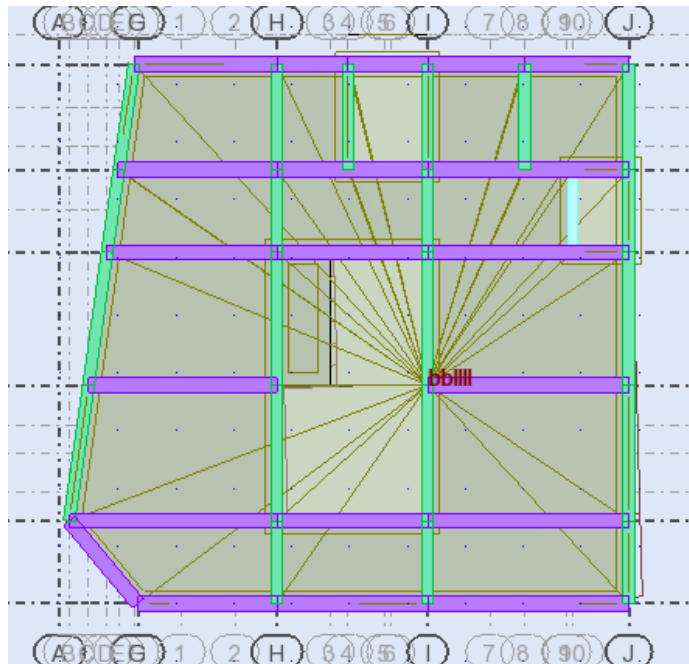
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « **structure** » on clique sur « **caractéristiques additionnelles** », puis sur « **liaisons rigides** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :



Enfin en coche la case **RZ** et on clique sur « **Ajouter** ». Ensuite on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans le tableau précédant.

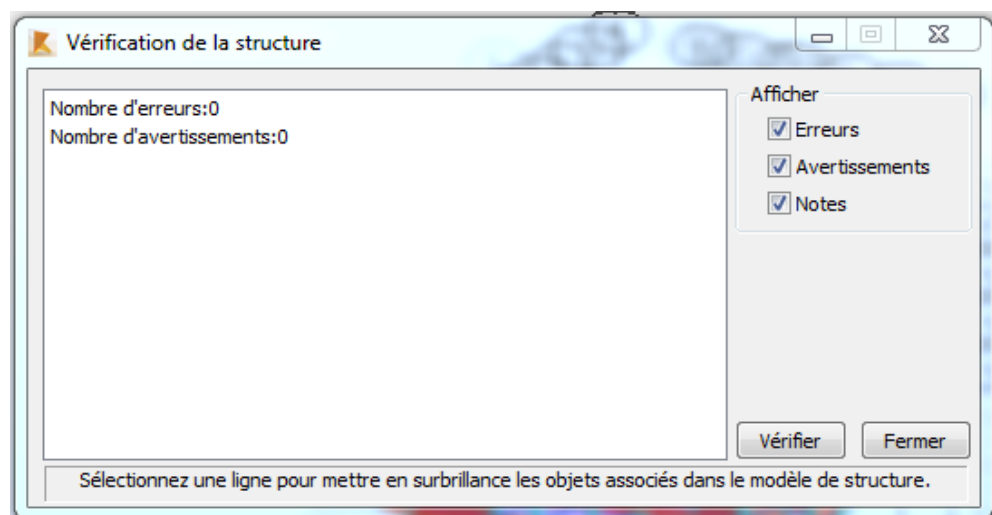
On finit par sélectionner la structure et on clique sur « **appliquer** ».

On répète cette opération pour tous les planchers de la structure.

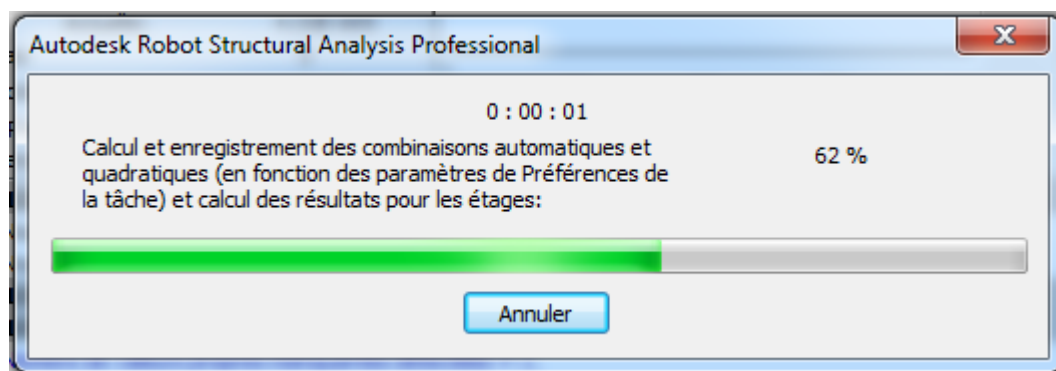
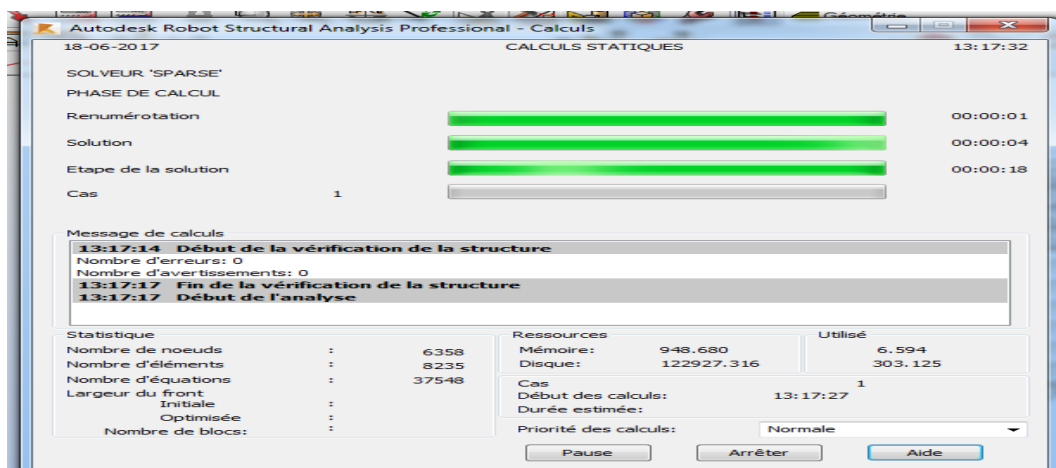
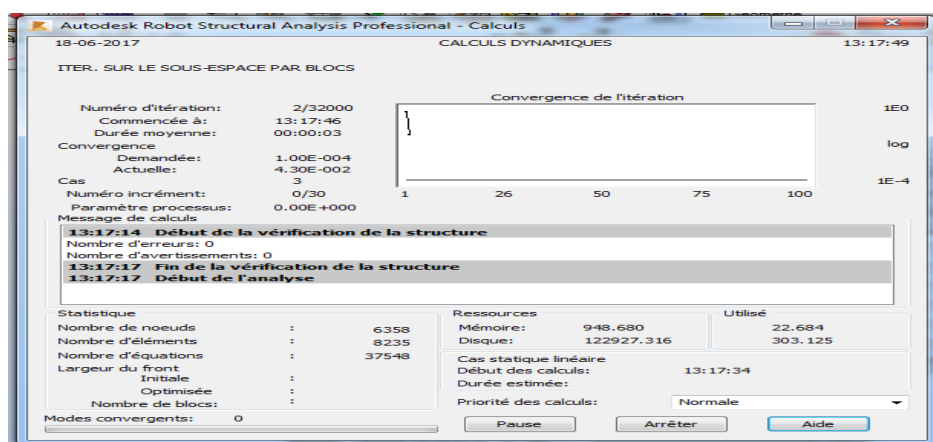
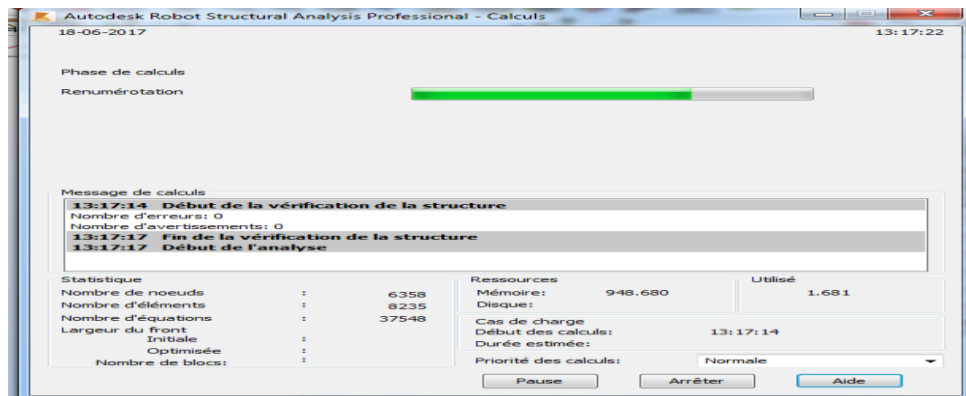


- **Calcul de la structure**

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône .



- Le calcul :



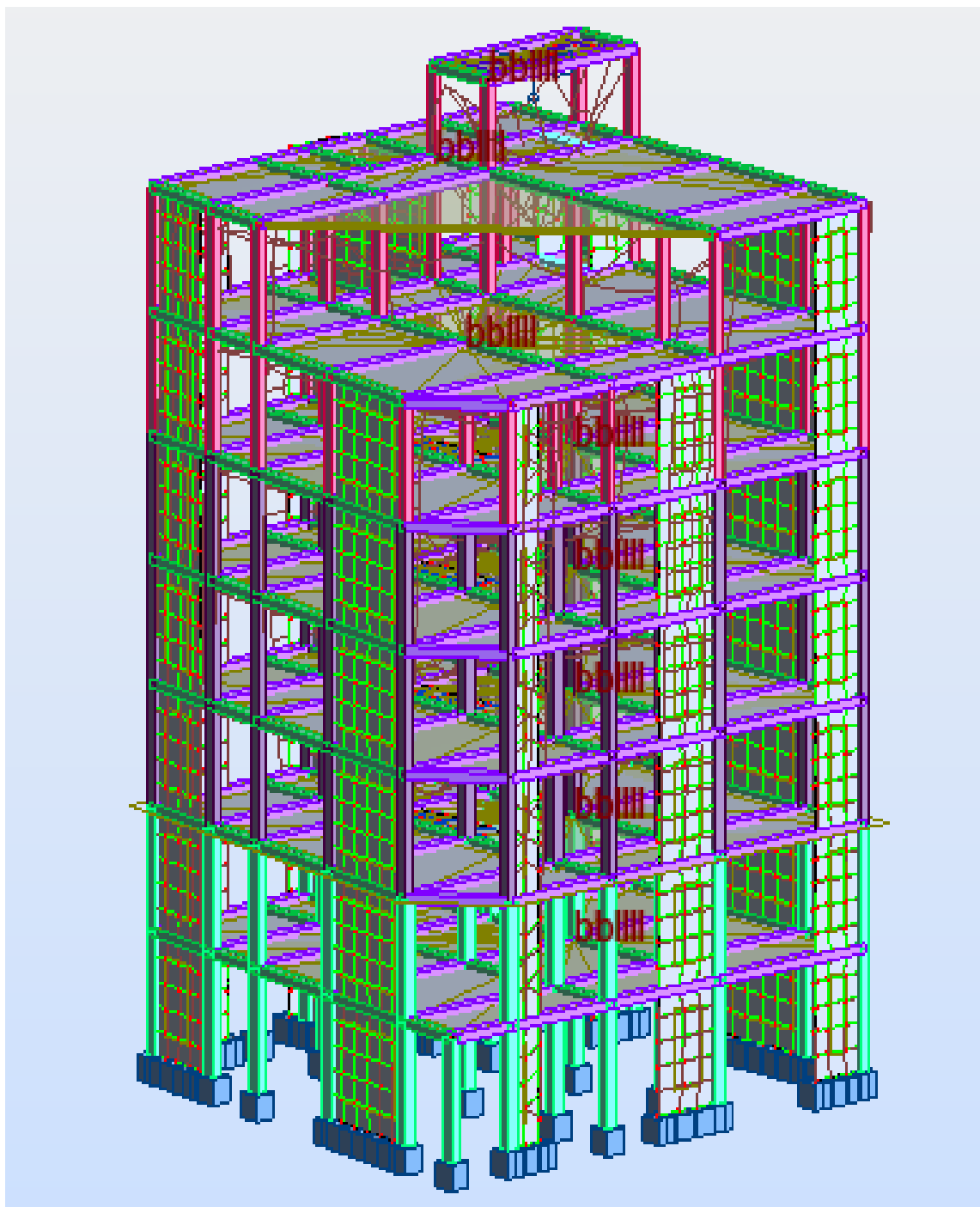


Figure IV.19 : Vue en 3d de la structure étudiée

IV.4. Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat

Méthode dynamique modale spectrale

1) Principe de la méthode

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage

Notre ouvrage est un bâtiment à usage **commercial** avec une hauteur totale de :

H = 28m < 48 m, qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe d'usage 2**.

3) Classification du site (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de **$\sigma_{sol} = 2.00$ bars**.

IV.5. Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT 2010, ainsi que l'exploitation de ces résultats.

Chapitre V

Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 modifié 2003

V.1. Introduction

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier la stabilité de cette dernière en basant sur des normes et des conditions pour assurer au premier lieu la sécurité des usagers.

V.2. Justification du système de contreventement

L'exploitation des résultats de la modélisation de la structure nous indique que les charges sismiques reprises par les portiques et les voiles sont :

Charges sismiques reprises par les portiques :

Sens xx : 49.71 %

Sens yy : 17.86 %

Charges sismiques reprises par les voiles :

Sens xx : 50.29 %

Sens yy : 82.14 %

Les Charges sismiques reprises par les portiques dans le sens xx sont de 49.71% ce qui est considérable et on ne peut pas le négliger, donc notre structure est mixte suivant ce sens.

Contrairement au sens Y-Y les voiles reprennent la Quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc notre structure est contreventée par voile suivant Y-Y.

V.3. Vérification de la période

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

On a : $h_N = 28$ m

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $CT = 0.05$.

On aura : $T = 0,05 \times 28^{\frac{3}{4}}$

$T = 0.61$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques.

$T_{\text{robot}} = 0.6 \text{ sec} < 0.61 \text{ sec} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (kN).

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (**A**) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II}_A \\ \text{Groupe 1B} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.20$$

b) Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (**R**) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement mixte dont **R** = 5.

c) Facteur de qualité Q : $Q=1 + \sum_1^6 p_q$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003).

Critère	Observé (oui ou non)	(P _q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0.05
2. Redondance en plan	NON	0.05
3. Régularité en plan	NON	0.05
4. Régularité en élévation	NON	0.05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0

Tableau V.1 : Facteur de qualité Q_x pour notre structure

On aura donc : **Q_x** = 1+ (0.05+0.05+0.05+0.05+0+0) = 1.2

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0.05
2. Redondance en plan.	NON	0.05
3. Régularité en plan.	NON	0.05
4. Régularité en élévation.	OUI	0.05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

Tableau V.2 : Facteur de qualité Q_y pour notre structure

On aura donc $Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1.2$

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3.0} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (47.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3** $\Rightarrow T_2 = 0,50$ s.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

(**ξ %**) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (42.RPA99/2003).

$\xi = 7\%$ $\Rightarrow$ Construction auto stable.

$\xi = 10\%$ $\Rightarrow$ Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7 \Rightarrow \text{OK}$

T : Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003).

Avec : $T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$

Les périodes données par robot (2010) sont :

$$\begin{aligned} T_{1\text{Robot}} &= 0.6 & 1^{\text{ère}} \text{ mode translation.} \\ T_{2\text{Robot}} &= 0.38 & 2^{\text{ème}} \text{ mode translation.} \\ T_{3\text{Robot}} &= 0.28 & 3^{\text{ème}} \text{ mode rotation.} \end{aligned}$$

$$T_{\text{Robot}} < 1.3 T_{\text{calculé}} = (1.3 \times 0.61) = \mathbf{0.793 \text{ sec}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la valeur de D :**

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow 2.5 \eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$T=0.61 \text{ sec} > T_2=0.50 \Rightarrow 2.5 \left[\eta \right] \frac{T_2}{T}^{\frac{2}{3}} = 2.5 \eta \left[\frac{0.50}{0.61} \right]^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.66} \\ \Rightarrow \mathbf{D=1.66.}$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003)**

La résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

Avec : **W = 31575.726 KN**

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.66 \times 1.2}{5} \times 13728.291 = 1093.87 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.2 \times 1.66 \times 1.2}{5} \times 13728.291 = 1093.87 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Sens xx : } 80\%V_{sx} &= 1145.55 < V_{dx\text{Robot}} = 1147.064 \text{ KN} \\ \text{Sens yy : } 80\%V_{sy} &= 1145.55 < V_{dy\text{Robot}} = 1153.288 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_X$

Suivant le sens y-y On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\%L_Y$

Avec :

C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

e_{x0} et e_{y0} : Excentricités accidentelles.

e_{x1} et e_{y1} : Excentricités théoriques.

Cas/Etage	Nom	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
6/ 1	Etage 1	11,427 9,274 3,	10,562 9,596 2,	0,866	0,322	0,983	0,983
6/ 2	Etage 2	11,042 9,373 7,	10,579 9,602 6,	0,463	0,228	0,966	0,983
6/ 3	Etage 3	11,042 9,373 1	10,575 9,595 1	0,467	0,222	0,966	0,983
6/ 4	Etage 4	11,042 9,373 1	10,575 9,595 1	0,467	0,222	0,966	0,983
6/ 5	Etage 5	11,042 9,373 1	10,575 9,595 1	0,467	0,222	0,966	0,983
6/ 6	Etage 6	10,718 9,483 2	10,571 9,590 2	0,147	0,107	0,966	0,983
6/ 7	Etage 7	13,067 11,569	10,462 10,923	2,606	0,645	0,901	0,983
6/ 8	Etage 8	16,175 13,575	16,175 13,575	0,000	0,000	0,348	0,143

Tableau V.3 : Vérification de l'excentricité

V.6. Pourcentage de la participation de la masse modale

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (**Art 4.3.4 RPA99/version 2003**).

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 112	0,05	95,10	89,99	69,41	0,01	0,00	0,14
5/ 113	0,05	95,10	89,99	69,47	0,00	0,00	0,06
5/ 114	0,05	95,10	90,00	69,47	0,00	0,01	0,00
5/ 115	0,05	95,14	90,29	69,52	0,04	0,29	0,05
5/ 116	0,05	95,14	90,52	69,87	0,00	0,23	0,35
5/ 117	0,05	95,26	90,58	69,93	0,12	0,07	0,06
5/ 118	0,05	95,30	90,62	71,50	0,04	0,04	1,57
5/ 119	0,05	95,30	90,63	72,20	0,00	0,01	0,70
5/ 120	0,05	95,34	90,69	72,25	0,04	0,05	0,05
6/ 1	0,60	67,66	2,16	0,15	67,66	2,16	0,15
6/ 2	0,38	70,36	58,54	0,37	2,70	56,38	0,23
6/ 3	0,28	70,38	67,79	0,50	0,02	9,25	0,13
6/ 4	0,16	85,07	68,27	1,27	14,68	0,48	0,76
6/ 5	0,14	85,12	68,28	11,28	0,05	0,01	10,01

Tableau V.4 : Pourcentages de participations des masses modales

D'après le tableau (V.4) ; nous pouvons voir que le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 67.66%, et aussi une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 56.38%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.7. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

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

$$\delta_K = K\delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement **R = 5**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après (**art 5.10. RPA99/2003**) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Etage	R	δ_{KX} [cm]	δ_{KY} [cm]	Δ_{KX} [cm]	Δ_{KY} [cm]	1%h [cm]
SS	5	$5 \times 0.1 = 0.5$	$5 \times 0.1 = 0.5$	/	/	4
RDC	5	$5 \times 0.3 = 1.5$	$5 \times 0.2 = 1$	1	0.5	4
1	5	$5 \times 0.5 = 2.5$	$5 \times 0.4 = 2$	1	1	4
2	5	$5 \times 0.8 = 4$	$5 \times 0.5 = 2.5$	1,5	0.5	4
3	5	$5 \times 1 = 5$	$5 \times 0.7 = 3.5$	1	1	4
4	5	$5 \times 1.3 = 6.5$	$5 \times 0.7 = 3.5$	0.5	0	4
5	5	$5 \times 1.6 = 8$	$5 \times 0.8 = 4$	1.5	0,5	4

Tableau V.5 : Déplacement latéral inter étage

➤ Conclusion

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

• Déplacement maximal

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

On a : $\delta x = 1,5$ et $\delta y = 1$ < $f = \frac{2800}{500} = 5.6 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

V.8. Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003)

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b \times f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison : $G + Q \pm E$.

B_c : est l'aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de S-S au RDC (45×45) cm²

$$N_d = 1809.937 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1809.937 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,3 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

⇒ Condition vérifiée.

Pour les poteaux de 1^{er} au 3^{eme} étages (40×40) cm²

$$N_d = 1161.778 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1161.778 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,29 < 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

⇒ Condition vérifiée.

Pour les poteaux de 4^{eme} Terrasse (35×35) cm²

$$N_d = 401.111 \text{ KN}$$

$$v = \frac{401.111 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,13 < 0,30 \text{ de la condition du RPA}$$

⇒ Condition vérifiée.

V.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9 RPA99 version 2003)

Les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Niveau	P [KN]	Sens X X				Sens Y Y			
		Δ_k	V_k	h_k	θ_x	Δ_k	V_k	h_k	θ_y
SS	1951.164	0.001	750.443	4	0,0006	0.001	1028.466	4	0,0004
RDC	1948.990	0.003	677.665	4	0,002	0.002	943.987	4	0,001
1	2086.875	0.005	598.887	4	0,004	0.004	848.529	4	0,002
2	1807.628	0.008	510.153	4	0,007	0.005	736.748	4	0,003
3	1947.263	0.01	413.308	4	0,01	0.007	680.528	4	0,005
4	2451.175	0.013	318.404	4	0,02	0.007	450.599	4	0,009
5	1391.572	0.016	302.786	4	0,018	0.008	229.007	4	0,01
6	130.826	0.014	35.877	3	0,017	0.006	31.728	3	0,008

Tableau V.6 : Tableau justificatif vis-à-vis de l'effet P-Δ

➤ Conclusion

La condition est satisfaite à tous les niveaux, donc les effets peuvent être négligés dans notre cas de bâtiment.

Chapitre VI

Ferraillage des poteaux

Chapitre VI : Ferraillage des poteaux

VI.1. Ferraillage des poteaux

VI.1.1. Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 modifié 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 modifié 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

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

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI.1.2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003

A) Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- a) Le pourcentage minimal d'armatures en zone nodale sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45 × 45) : $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40 × 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35 × 35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
 - b) Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45 × 45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35 × 35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$
 - c) Le pourcentage maximal en zone courante sera $3\% \times b \times h$ (en zone II_a)
 - Poteaux (45 × 45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,03 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35 × 35) : $A_{\max} = 0,03 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimum est de **12 cm**.
 - La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$ en zone II_a.

- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en **zone II_a**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

B) Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

H_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0.7 h_e \quad \Rightarrow \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0.7 \times h_e$$

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

➤ Dans la zone nodale

$$t \leq \min(10\phi; 15\text{cm}). \quad \text{Soit : } S_t = 12 \text{ (zone II}_a\text{)}$$

➤ Dans la zone courante

$$t' \leq 15\phi$$

$$t' = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 18 \text{ cm}$$

L'écartement (t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale **$S_t = 12 \text{ cm}$** .

En zone courante **$S_t = 18 \text{ cm}$** .

➤ La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t \min} = 0,3\% S_t \times b$
- Si: $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{t \min} = 0,8\% S_t \times b$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ au minimum.

VI.1.3. Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU

A) Calcul du centre de pression

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

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

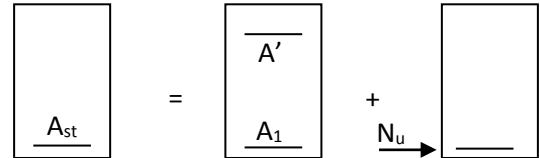
Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

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

M_f : Moment fictif = N_u / σ_{st}



➤ Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Si : } \mu \leq \mu_1 = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

Et $c = c' = 4 \text{ cm}$.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A' ; A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent :

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

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en [MPa] et } M \text{ en [N.m]}$$

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

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

VI.1.4. Résultats du calcul en flexion composée

Le calcul des sections d'armatures est résumé dans le tableau ci-dessous :

Zone	N _u [KN]		M _u [KN.m]		Section [cm ²]	Obs.	Obs.	A _s ' [cm ²]	A _s [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	Choix des barres
SS/RDC	N _{max}	2519.189	M _{cor}	-6.337	45 × 45	SEC	SSA	0	0	16.2	18.73	4HA20 + 4HA14
	N _{min}	129.66	M _{cor}	- 15.443		SEC	SSA	0	0	16.2		
	N _{cor}	1287.248	M _{max}	64.296		SEC	SSA	0	0	16.2		
1/3	N _{max}	1605.706	M _{cor}	- 17.945	40 × 40	SEC	SSA	1.5	0	12.8	12,61	8HA16
	N _{min}	100.402	M _{cor}	39.44		SPC	SSA	1.72	0	12.8		
	N _{cor}	642.726	M _{max}	- 69.132		SEC	SSA	0	0	12.8		
4/TER	N _{max}	543.633	M _{cor}	-8.291	35 × 35	SEC	SSA	0	0	9.8	10,68	8HA14
	N _{min}	16.842	M _{cor}	- 30.448		SPC	SSA	2.625	0	9.8		

	N _{cor}	238.967	M _{max}	57.738		SPC	SSA	2.45	0	9.8		
--	------------------	---------	------------------	--------	--	-----	-----	------	---	-----	--	--

Tableau VI.1 : Calcul des armatures pour les poteaux

VI.1.5. Vérifications à l'ELU**A) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 20 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

- Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les **HA20** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

B) Les armatures longitudinales**➤ En zone de recouvrement (ZR)**

Poteau (45×45) : $A_{\max} = 121.5 \text{ cm}^2 > 18.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 96 \text{ cm}^2 > 12.61 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poteau (35×35) : $A_{\max} = 73.5 \text{ cm}^2 > 10.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ En zone courante (ZC)

Poteau (45×45) : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 > 18.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 64 \text{ cm}^2 > 12.61 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Poteau (35×35) : $A_{\max} = 49 \text{ cm}^2 > 10.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

C) Vérification de la quantité d'armatures transversales

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 400 = 21,55$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 400 = 24,25$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 400 = 27,71$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% \text{ St} \times b$$

➤ **En zone nodale (St = 10 cm)**

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ **En zone courante (St = 10cm)**

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : A_t^{\min} = 0,3\% \times \text{St} \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

D) Vérification au cisaillement des armatures transversales (Article 7.4-22 du RPA 99)

$$A_t = \frac{t_p V_u}{h_1 f_e}$$

$\rho = 2,5$ car l'élancement géométrique dans la direction considérée ≥ 5

- **Poteaux (45×45) :** $T_u^{\max} = 57.761 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 57.761}{45 \times 400} = 0,120 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (40×40) :** $T_u^{\max} = 51.177 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 51.177}{40 \times 400} = 0,199 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux (35×35) :** $T_u^{\max} = 63.386 \text{ KN}$

$$\frac{15 \times 2,5 \times 63.386}{35 \times 400} = 0,169 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

E) Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{ll} \rho_b = 0.075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_b = 0.04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a: $\rho_b = 0.075$

$$\tau_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (45×45)cm²** : $T_u^{\max}=57.761 \text{ KN}$
 $\tau_b = \frac{57.761 \times 10^3}{450 \times 410} = 0,313 \text{ MPa} < \tau_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- **Poteaux (40×40)cm²** : $T_u^{\max}=51.177 \text{ KN}$
 $\tau_b = \frac{51.177 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,355 \text{ MPa} < \tau_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- **Poteaux (35×35)cm²** : $T_u^{\max}=63.386 \text{ KN}$
 $\tau_b = \frac{63.386 \times 10^3}{350 \times 310} = 0,584 \text{ MPa} < \tau_{bu} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VI.1.6. Vérification à l'ELS

➤ État limite de compression du béton

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

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

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

Avec :

M_{ser} : Le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

➤ Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

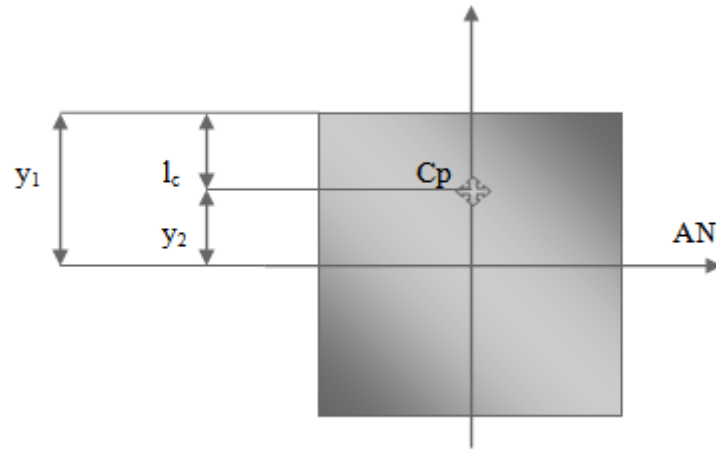


Figure VI.1 : Position de l'axe neutre d'une section partiellement comprimée

Avec : y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

➤ **Remarque**

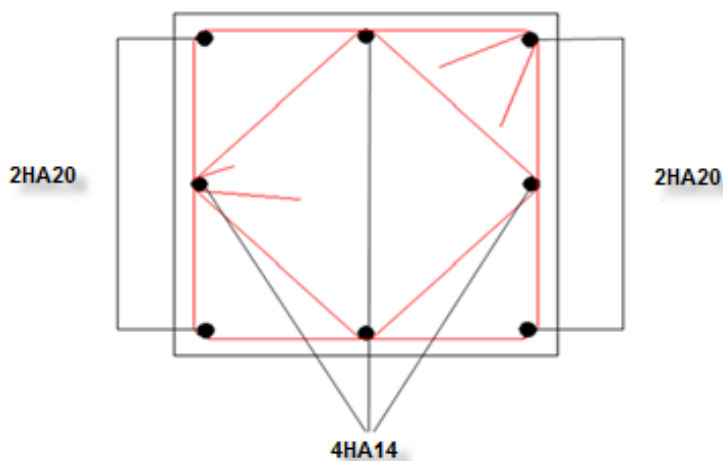
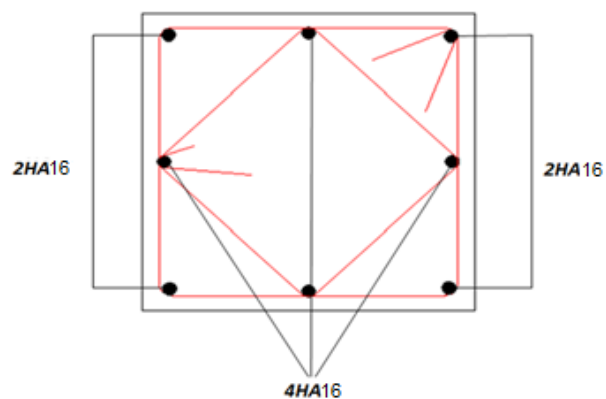
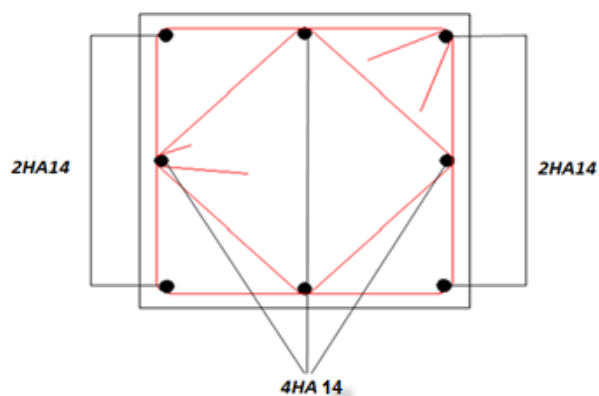
Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Ns [kN]		Ms [kN.m]		Section [cm ²]	e _s [m]	h/6 [m]	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Obs
RDC/3	N _{max}	1783.054	M _{cor}	-4.461	45 × 45	0,0025	0.075	σ̄ _{sup} = 6.03	15	Vérifiées
	N _{min}	4.744	M _{cor}	-2.869		0.60	0.075	3.005	15	
	N _{cor}	913.395	M _{max}	45.407		0.0497	0.075	σ̄ _{sup} = 10.03	15	

4/6	N _{max}	1138.651	M _{cor}	12.586	40 × 40	0.011	0.066	$\bar{\sigma}_{sup}=3.36$	15	
	N _{min}	9.451	M _{cor}	8.412		0.89	0.066	10.8	15	
	N _{cor}	460.228	M _{max}	48.885		0.106	0.066	11.84	15	
7/9	N _{max}	392.057	M _{cor}	5.896	35 × 35	0.015	0.058	$\bar{\sigma}_{sup}=2.86$	15	
	N _{min}	26.777	M _{cor}	9.594		0.35	0.058	1.79	15	
	N _{cor}	173.916	M _{max}	41.39		0.238	0.058	0.14	15	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans les poteaux

**Poteaux (45x45) SS/ RDC****Poteaux (40x40) 1^{er}/3^{eme}**

Poteaux (35x35) 4^{ème}/ Terrasse

Ferraillage des poteaux

Chapitre VII

Ferraillage des poutres

Chapitre VII : Ferraillage des poutres

VII.1. Introduction

Les poutres seront ferraillées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow (\text{à l'ELU})$
- $G + Q \rightarrow (\text{à l'ELS})$
- $G + Q \pm E (\text{ACC}) \rightarrow (\text{RPA 99 Version 2003})$
- $0,8G \pm E (\text{ACC}) \rightarrow (\text{RPA 99 Version 2003})$

VII.2. Recommandation du RPA99 version 2003

VII.2.1. Armatures longitudinales (Article 7.5.2-1 du RPA 99 version 2003)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0,5 % de la section du béton :
 - ✓ Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **En zone courante : 4 % (b×h)**
 - ✓ Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
 - **En zone de recouvrement : 6 % (b×h)**
 - ✓ Poutres principales : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II_a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VII.2.2. Armatures transversales (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :
 - ✓ $S_t^{\max} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right)$ en zone nodale et en travées si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - ✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

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

VII.3. Calcul du moment réduit limite « μ_l »

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fe400} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

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

- 1^{er} cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée (**SSA**).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{sc} = 0$.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

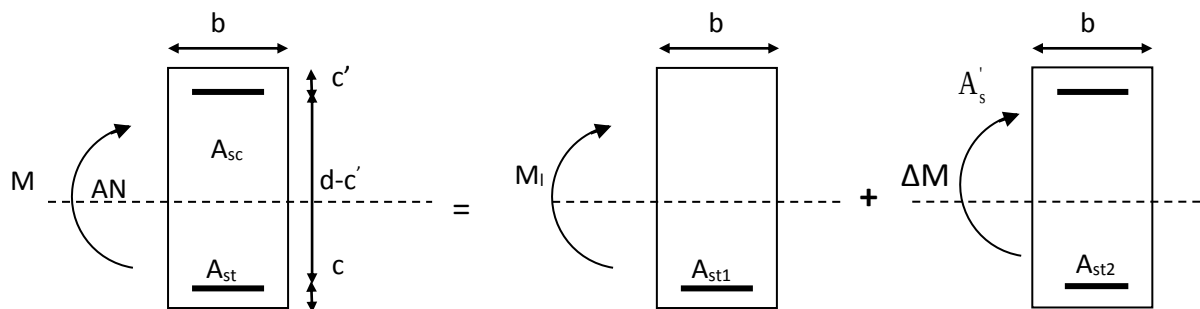


Figure VII.1 : Disposition des armatures SDA

A_{st} : La section inférieure tendue ou la moins comprimée (selon le cas).

A_{sc} : La section supérieure la plus comprimée.

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

Avec : M_U : moment sollicitant.

M_l : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

- Finalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A'_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \end{array} \right.$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU						
Zone	ETAGE	M _{max} [KN.m]	Obs.	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferraillage
SS/RDC	RDC	-12.861	SSA	0.808	4.52	4HA12
	1	-53.336	SSA	3.41		
1/3	4	-13.477	SSA	0.845	3.39	3HA12
	5	-16.176	SSA	1.02		
	6	-16.304	SSA	1.03		
4/terrasse	7	-6.291	SSA	0.39	3.39	3HA12
	8	-15.817	SSA	0.995		

Tableau VII.1 : Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU

Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU						
Zone	ETAGE	M _{max} [KN.m]	Obs.	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferraillage
SS/RDC	RDC	203.926	SSA	14.06	14.2	4HA16 + 4HA14
	1	135.726	SSA	9.12		
1/3	4	147.641	SSA	9.86	10.65	3HA16 + 3HA14
	5	136.382	SSA	9.04		
	6	143.930	SSA	9.61		
4/terrasse	7	144.217	SSA	9.58	10.65	3HA16 + 3HA14
	8	87.563	SSA	5.67		

Tableau VII.2 : Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU

Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU						
Zone	ETAGE	M _{max} [KN.m]	Obs.	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferraillage
RDC/3	RDC	-55.776	SSA	4.71	8.01	3HA14 + 3HA12 (chapeaux)
	1	-82.922	SSA	7.21		
4/6	4	-92.150	SSA	8.11	9.42	3HA16 + 3HA12 (chapeaux)
	5	-98.678	SSA	8.75		
	6	-89.098	SSA	7.81		
7/9	7	-76.692	SSA	6.62	6.88	3HA14 + 2HA12 (chapeaux)
	8	-64.019	SSA	5.45		

Tableau VII.3 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU

Ferraillage des poutres secondaires en travées à l'ELU						
Zone	ETAGE	M _{max} [KN.m]	Obs.	A _s calculée [cm ²]	A _s adoptée [cm ²]	Ferraillage
RDC/3	RDC	36.709	SSA	3.04	6.02	3HA16
	1	50.554	SSA	4.24		
4/6	4	59.037	SSA	4.9	6.02	3HA16
	5	63.445	SSA	5.4		
	6	65.037	SSA	5.54		
7/9	7	53.978	SSA	4.56	4.62	3HA14
	8	41.55	SSA	3.45		

Tableau VII.4 : Ferraillage des poutres secondaires en travées à l'ELU

VII.4. Vérifications du BAEL 91 (ELU)

a) Vérification de la condition de non fragilité (Article A.4.2-1 du BAEL 91)

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

- Poutres principales (30×50)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 1.67 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires (30×40)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant

➤ Vérification de la contrainte tangentielle (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{453.207 \times 10^3}{400 \times 460} = 2.46 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{335.937 \times 10^3}{300 \times 360} = 3.11 \text{ MPa}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 2.46 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

- Poutres secondaires : $\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - (M_u/0.9d) > 0$; on doit prolonger au delà de la zone de l'appui.

Une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - (M_u/0.9d)$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

- **Poutres principales :** $T_u - (M_u/0.9d) = 453.207 - (203.926 / 0.9 \times 0.46) = -39.36 < 0$
- **Poutres secondaires :** $T_u - (M_u/0.9d) = 102.3 - (36.709 / 0.9 \times 0.36) = -10.999 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 460 \times 25}{1.5} = 828 \text{ kN} \quad , \quad T_u = 453.207 \text{ kN} < \bar{T}_u = 1104 \text{ kN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 360 \times 25}{1.5} = 648 \text{ kN} \quad , \quad T_u = 102.3 \text{ kN} < \bar{T}_u = 648 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec : } U_i : \text{Le périmètre des aciers.}$$

- | | |
|---|---|
| - Poutres principales : $\tau_{se} = 2.9 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$ | } La contrainte d'adhérence est vérifiée. |
| - Poutres secondaires : $\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$ | |

f) Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 67.04 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 48.28 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 55.17 \text{ cm.}$

Les règles de l'Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminant par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 26.82 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.312 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 16$: $l_a = 22.068 \text{ cm.}$

• Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' » est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

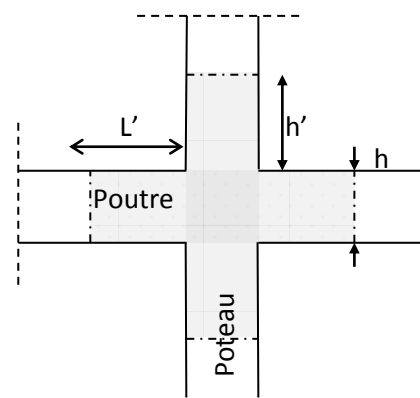


Figure VII.2 : Délimitation de la zone nodale

a) Coupe suivant la poutre principale (30×50) cm^2 :

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

- Poteau (45×45) cm² : h' = max (67 ; 45 ; 45 ; 60) = 67 cm.
- Poteau (40×40) cm² : h' = max (67 ; 40 ; 40 ; 60) = 67 cm.
- Poteau (35×35) cm² : h' = max (67 ; 35 ; 45 ; 60) = 67 cm.

b) Coupe suivant la poutre secondaire (30× 40) cm² :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- Poteau (45×45) cm² : h' = max (67 ; 45 ; 45 ; 60) = 67 cm.
- Poteau (40×40) cm² : h' = max (67 ; 40 ; 40 ; 60) = 67 cm.
- Poteau (35×35) cm² : h' = max (67 ; 35 ; 45 ; 60) = 67 cm.

VII.5. Vérifications du RPA 99 (version 2003)

a) Le diamètre des armatures transversales est :

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

- Poutres principales : $\Phi_t \leq \min (14.28, 12; 30) = 12 \text{ mm}$.
- Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min (11.43, 12; 30) = 11.43 \text{ mm}$.

Soit : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

On opte pour un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

b) Calcul des espacements

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_L; 30 \right\}$$

- Poutres principales = $\min \left\{ \frac{50}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right\}$ $S_t = 12.5 \text{ cm}$
- Poutres secondaires = $\min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2, 30 \right\}$ $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales : $S_t = 25 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Remarque**

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

c) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 : \text{poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 : \text{poutres secondaires.}$$

VII.6. Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

a) Etat limite d'ouverture des fissures

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

b) Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers) ;

A : armatures adoptées à l'ELU ;

$$K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ sont tirés des tableaux en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}.$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV	Ms [KN.m]	As [cm ²]	ρ	β	K ₁	σ_{st} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	Obs
SS/RDC	-37.974	4.52	0,25	0,92	47.5	217.907	4.59	15	348	Vérifiée
1 ^{er} /3 ^{ème}	-4.064	3.39	0,18	0,931	57.46	27.993	0.489	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /T	-6.326	3.39	0,18	0,931	57.46	43.573	0.76	15	348	Vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres principales

NIV	Ms [KN.m]	As [cm ²]	ρ	β	K ₁	σ_{st} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	Obs
SS/RDC	134.94	14.2	0.77	0.874	24.68	236.36	9.58	15	348	Vérifiée
1 ^{er} /3 ^{ème}	104.075	10.65	0.688	0.880	26.67	203.08	7.61	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /T	103.432	10.65	0.688	0.880	26.67	201.83	7.57	15	348	Vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres principales

NIV	Ms [KN.m]	As [cm ²]	ρ	β	K ₁	σ_{st} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	Obs
SS/RDC	-27.837	8.01	0.74	0.8765	26.67	110.14	4.13	15	348	Vérifiée
1 ^{er} /6 ^{ème}	-52.221	9.42	0.88	0.867	22.59	172.61	7.64	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /T	-52.712	6.88	0.64	0.882	27.37	241.3	8.82	15	348	Vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton sur appuis des poutres secondaires

NIV	Ms [KN.m]	As [cm ²]	ρ	β	K ₁	σ_{st} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{st} [Mpa]	Obs
SS/RDC	22.552	6.03	0.427	0.900	35.00	150.66	4.3	15	348	Vérifiée
1 ^{er} /3 ^{ème}	26.664	6.03	0.57	0.888	29.64	135.40	4.57	15	348	Vérifiée
4 ^{ème} /T	20.276	4.62	0.427	0.900	35.00	135.46	3.87	15	348	Vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées des poutres secondaires

Chapitre VIII

Ferraillage des voiles

Chapitre VIII : Ferraillage des voiles

VIII.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée 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.

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

Zone I : SS/RDC.

Zone II : 1^{ème}/3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème}/ Terrasse.

VIII.2. Combinaisons d'actions

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

$$\longrightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VIII.3. Exposé de la méthode

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V=V'=\frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \quad (\text{Art 7.7.4.RPA99})$$

Avec : L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : Hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus.

1) Armatures verticales

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

a) Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur de voile.

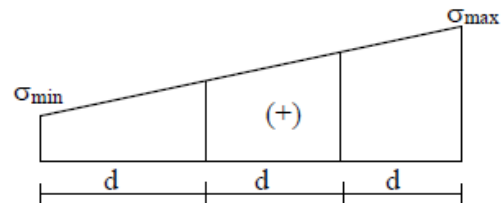
La section d'armature est calculée comme suit :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : A_{v1}, A_{v2} : Section d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{cases}$$



b) Section entièrement tendue (S.E.T)

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2\text{‰})} \text{ avec : } \sigma_s(2\text{‰}) = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\text{‰}B \right\}$$

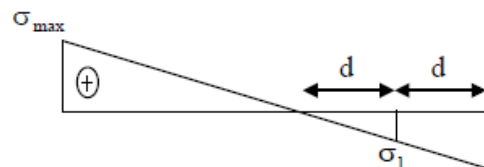
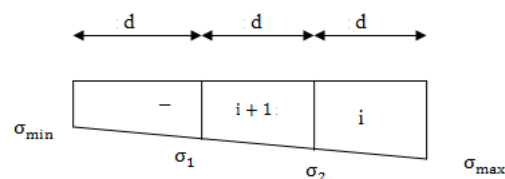
c) Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t}$$

➤ Pourcentage d'armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2\text{‰})}$$



Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

VIII.4. Exigence du RPA 2003 (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
Globalement dans la section du voile 0,15% B.

En zone courantes 0,10 % B.

a) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ . La section d'armature est donnée comme suit :

Selon le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile $A_H = 0.15 \% B$.

En zone courante $A_H = 0.10 \% B$.

Selon le BAEL 91 modifiée 99 : $A_H \geq \frac{A_v}{4}$

Avec : B : Section du béton.

A_v : Section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Armatures transversales

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

c) Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec : } V = 1,4T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

d) Armatures du potelet

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/version 2003).

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.

➤ **Espacement constructive:**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :

$$St \leq \min 1.5 e; 30 \text{ cm} \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99/2003}).$$

Avec : e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

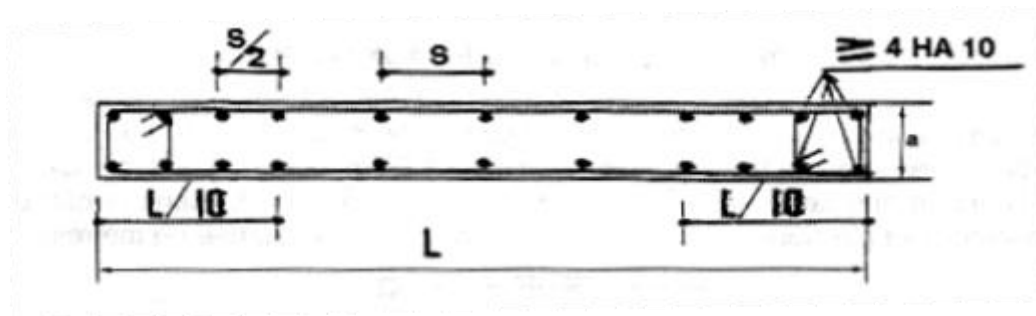


Figure VIII.1 : Disposition des armatures verticales du voile

➤ **Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003)**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

➤ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$: $\Phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}.$

VIII.5. Vérifications à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$N_s = G + Q \text{ (Effort normale de service).}$$

B : Section du béton.

A = Av : Section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

Selon le RPA 99/ version 2003 :

$$\tau_b = \frac{T_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile (d = 0,9h).

h : hauteur total de la section brute.

Selon le BAEL 91/modifiée99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

1) Vérifications du taux d'armatures

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} = \max \left(0,002B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,23B \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $B_t = d \cdot e_p$

2) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right)$$

3) Armatures transversales (Art 7.7.4.3 RPA 99/2003)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré.

$$\text{Diamètre maximal : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

a) Vérification des contraintes

D'après le BAEL91/modifié99 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable}).$$

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

Selon le RPA 99 modifié en 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{d.e} = 2,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

VIII.6. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage du voile **VL1 de la zone (I) (RDC/3)** :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.95 \text{ m}, \quad e = 0.2 \text{ m}, \quad B = 0.39 \text{ m}^2$$

Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{\max} = -2921 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4588 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 0 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L = 1.95 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{L_t}{3}\right) = 0.65 \text{ m}$$

a) Calcul des armatures

1) Armatures verticales

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 2609.29 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d.e = 718.94 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{1027,021}{34,8} = 29.26 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1017.62 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{413}{34,8} = 36.65 \text{ cm}^2$$

Section d'acier/nappe/bande

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 29.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 29.92 \text{ cm}^2$$

2) Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 2.65 \text{ cm}^2$$

3) Armatures totale

$$\text{Bande 1 : } A_1 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{2.65}{4} + 29.92 \text{ cm}^2 = 30.58 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 10\text{HA}14 = 30.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{2.65}{4} + 29.92 \text{ cm}^2 = 30.58 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 10\text{HA}14 = 30.78 \text{ cm}^2$$

b) Vérifications du taux d'armatures

Le pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$\left. \begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0,002B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,23B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \\ A_{\min} &= \max(2.6 \text{ cm}^2; 6.82 \text{ cm}^2; 4.7) \end{aligned} \right\} \Rightarrow A_{\min} = 6.82 \text{ cm}^2$$

Avec : $B_t = d \cdot e_p$

1) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right) = \max \left(\frac{30.78}{4}; 5.85 \right) = 7.695 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales (Art 7.7.4.3 RPA 99/2003)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle en HA8 au mètre carré.

$$\text{Diamètre maximal : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Espacement : $S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des contraintes

D'après le BAEL91/modifié99

$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (La fissuration est préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{68.83 \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 650} = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 99 modifié en 2003

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{d.e} = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec : e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

d) Vérification à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = 0.84 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003 :

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003 :

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.2 \times 1.95 = 7.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA/ml} = 7.8 \text{ cm}^2/ml.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times e \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 4 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,23.d.e.f_{t28}}{f_e} ; 0,005.d.e \right\} = 3.46 \text{ cm}^2$$

		Voiles longitudinaux		
		VL4+VL5+VL6		
		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L [m]	1,95	1,95	1,95
	he [m]	4,00	4,00	4,00
	ep [m]	0,20	0,20	0,20
	B [m ²]	0,39	0,39	0,39
	I [m ⁴]	0,124	0,124	0,124
	V [m]	0,98	0,98	0,98
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f_{t28} [MPa]	2,10	2,10	2,10
	f_e [MPa]	400	400	400
	σ_{st} [MPa]	347,8	347,8	347,8
	σ_{max} [KN/m ²]	2921,00	1616,00	325,00
	σ_{min} [KN/m ²]	4588,00	2411,00	981,00
	T [KN]	68,83	30,13	39,71
Calcul des sollicitations	N_{ser} [KN]	412,05	331,48	159,51
	Nature de la section	SET	SET	SET
	L_t [m]	1,95	1,95	1,95
	d [m]	0,65	0,65	0,65
	L_{t-d} [m]	1,30	1,30	1,30
	σ_1 [KN/m ²]	2609,28	1093,72	385,33
	N_{u1} [KN]	718,94	176,13	46,17
	N_{u2} [KN]	1017,62	213,28	75,14
	N_{u3} [KN]	1274,85	298,90	113,86
Calcul des armatures	A_{min} [cm ²]	$B_t \cdot f_{t28} / f_e$ [1]	6,83	13,65
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	2,60	5,20
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28} / f_e$ [3]	1,57	3,14
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	6,83	13,65
	A_{v1} [cm ²]	N_{u1} / σ_{st} [5]	29,26	6,13
		max ([4] ; [5])	29,26	13,65
	A_{v2} [cm ²]	N_{u2} / σ_{st} [6]	36,65	8,59
		max ([4] ; [6])	36,65	13,65
	A_{vj} [cm ²]		2,65	1,16
	Bande1	A_1 [cm ²]	29,92	13,94
		Choix des barres/nappe	10HA14	5HA14
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	30,78	15,40
	Bande2	A_2 [cm ²]	29,92	13,94
		Choix des barres/nappe	10HA14	5HA14
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	37,7	15,40
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	22,92	10,39
		BAEL91	17,12	7,70
		choix/nappe/ml	6HA16	5HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ_b (max) = 5 MPa	0,27	0,12
		BAEL91: τ (max) = 3,26 MPa	0,20	0,09
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	0,84	0,76

			Voile longitudinal		
			VL1		
			Zone I	Zone II	Zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		2,15	2,15	2,15
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,43	0,43	0,43
	I [m ⁴]		0,166	0,166	0,166
	V [m]		1,08	1,08	1,08
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f _e [MPa]		400	400	400
	σ _{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ _{max} [KN/m ²]		1604,00	819,00	224,00
	σ _{min} [KN/m ²]		6200,00	3062,00	785,00
	T [KN]		97,77	70,66	25,45
	N _{ser} [KN]		182,70	153,31	71,39
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _t [m]		2,15	2,15	2,15
	d [m]		0,72	0,72	0,72
	L _{t-d} [m]		1,43	1,43	1,43
	σ ₁ [KN/m ²]		3810,05	1128,60	291,19
	N _{u1} [KN]		776,01	139,58	36,92
	N _{u2} [KN]		1638,32	242,65	62,61
	N _{u3} [KN]		1980,88	381,21	98,00
Calcul des armatures.	A _{min} [cm ²]	B _t .f _{t28} /f _e [1]	7,53	15,05	15,05
		0,002.B _t [2]	2,87	5,73	5,73
		0,23*B*f _{t28} /f _e [3]	1,73	3,46	3,46
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	7,53	15,05	15,05
	A _{v1} [cm ²]	N _{u1} /σ _{st} [5]	47,10	6,98	1,80
		max ([4] ; [5])	47,10	15,05	15,05
	A _{v2} [cm ²]	N _{u2} /σ _{st} [6]	56,95	10,96	2,82
		max ([4] ; [6])	56,95	15,05	15,05
	A _{vj} [cm ²]		3,76	2,72	0,98
	Bande1	A ₁ [cm ²]	48,04	15,73	15,29
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA12	7HA12
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	50,26	15,84	15,84
	Bande2	A ₂ [cm ²]	48,04	15,73	15,29
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA12	7HA12
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	58,9	15,84	15,84
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	32,98	12,09	11,85
		BAEL91	33,88	7,92	7,92
		choix/nappe/ml	11HA14	6HA12	6HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b (max) = 5 PMa	0,35	0,26	0,09
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,25	0,18	0,07
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0,31	0,32	0,15

			Voiles longitudinaux		
			VL2+VL7		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		2,75	2,75	2,75
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,55	0,55	0,55
	I [m ⁴]		0,347	0,347	0,347
	V [m]		1,38	1,38	1,38
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f _e [MPa]		400	400	400
	σ _{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ _{max} [KN/m ²]		3926,00	2127,00	444,00
	σ _{min} [KN/m ²]		5908,00	2888,00	716,00
	T [KN]		136,91	90,12	63,37
	N _{ser} [KN]		446,62	361,38	144,93
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _t [m]		2,75	2,75	2,75
	d [m]		0,92	0,92	0,92
	L _{t-d} [m]		1,83	1,83	1,83
	σ ₁ [KN/m ²]		2748,97	1027,12	252,12
	N _{u1} [KN]		1223,74	289,13	63,81
	N _{u2} [KN]		1511,93	282,46	69,33
	N _{u3} [KN]		2091,09	453,04	111,86
Calcul des armatures.	A _{min} [cm ²]	B _t .f _{t28} /f _e [1]	9,63	19,25	19,25
		0,002.B _t [2]	3,67	7,33	7,33
		0.23*B*f _{t28} /f _e [3]	2,21	4,43	4,43
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	9,63	19,25	19,25
	A _{v1} [cm ²]	N _{u1} /σ _{st} [5]	43,47	8,12	1,99
		max ([4] ; [5])	43,47	19,25	19,25
	A _{v2} [cm ²]	N _{u2} /σ _{st} [6]	60,12	13,02	3,22
		max ([4] ; [6])	60,12	19,25	19,25
	A _{vj} [cm ²]		5,27	3,47	2,44
	Bande1	A ₁ [cm ²]	44,79	20,12	19,86
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA14	7HA14
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	50,26	21,56	21,56
	Bande2	A ₂ [cm ²]	44,79	20,12	19,86
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA14	7HA14
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	62,84	21,56	21,56
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	36,06	15,57	15,48
		BAEL91	33,88	10,78	10,78
		choix/nappe/ml	6HA20	7HA12	7HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b (max) = 5 PMa	0,39	0,25	0,18
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,28	0,18	0,13
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0,62	0,59	0,24

			Voile longitudinal		
			VL3		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		1,5	1,5	1,5
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,30	0,30	0,30
	I [m⁴]		0,056	0,056	0,056
	V [m]		0,75	0,75	0,75
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f_{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f_e [MPa]		400	400	400
	σ_{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ_{max} [KN/m²]		1888,00	1254,00	487,00
	σ_{min} [KN/m²]		4125,00	2238,00	792,00
	T [KN]		27,88	19,89	18,08
	N_{ser} [KN]		130,94	115,42	34,74
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L_t [m]		1,50	1,50	1,50
	d [m]		0,50	0,50	0,50
	L_{t-d} [m]		1,00	1,00	1,00
	σ_1 [KN/m²]		2750,00	1164,00	426,33
	N_{u1} [KN]		463,80	120,90	45,67
	N_{u2} [KN]		825,00	174,60	63,95
	N_{u3} [KN]		962,50	228,30	82,23
Calcul des armatures.	A_{min} [cm²]	$B_t \cdot f_{t28} / f_e$ [1]	5,25	10,50	10,50
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	2,00	4,00	4,00
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28} / f_e$ [3]	1,21	2,42	2,42
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5,25	10,50	10,50
	A_{v1} [cm²]	N_{u1} / σ_{st} [5]	23,72	5,02	1,84
		max ([4] ; [5])	23,72	10,50	10,50
	A_{v2} [cm²]	N_{u2} / σ_{st} [6]	27,67	6,56	2,36
		max ([4] ; [6])	27,67	10,50	10,50
	A_{vj} [cm²]		1,07	0,77	0,70
	Bande1	A_1 [cm²]	23,99	10,69	10,67
		Choix des barres/nappe	6HA16	4HA14	4HA14
		Sections adoptées/2nappes [cm²]	24,12	12,32	12,32
	Bande2	A_2 [cm²]	23,99	10,69	10,67
		Choix des barres/nappe	6HA16	4HA14	4HA14
		sections adoptées/2nappes [cm²]	28,14	12,32	12,32
	armatures horizontales [cm²]	RPA99	17,36	7,80	7,75
		BAEL91	33,88	6,16	6,16
		choix/nappe/ml	12HA14	4HA12	4HA12
	armatures transversales/m²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ_b (max) = 5 MPa	0,14	0,10	0,09
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,10	0,07	0,07
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	0,35	0,34	0,10

			Voile longitudinal		
			VL8		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		3,48	3,48	3,48
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,70	0,70	0,70
	I [m ⁴]		0,702	0,702	0,702
	V [m]		1,74	1,74	1,74
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f _e [MPa]		400	400	400
	σ _{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ _{max} [KN/m ²]		2715,00	1611,00	342,00
	σ _{min} [KN/m ²]		4930,00	2231,00	491,00
	T [KN]		262,15	246,12	109,93
Calcul des sollicitations.	N _{ser} [KN]		155,56	115,42	83,41
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _t [m]		3,48	3,48	3,48
	d [m]		1,16	1,16	1,16
	L _{t-d} [m]		2,32	2,32	2,32
	σ ₁ [KN/m ²]		2256,84	669,60	147,94
	N _{u1} [KN]		1153,47	264,55	56,83
	N _{u2} [KN]		1570,76	233,02	51,48
	N _{u3} [KN]		2190,93	414,14	91,28
Calcul des armatures.	A _{min} [cm ²]	B _t .f _{t28} /f _e [1]	12,18	24,36	24,36
		0,002.B _t [2]	4,64	9,28	9,28
		0.23*B*f _{t28} /f _e [3]	2,80	5,60	5,60
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	12,18	24,36	24,36
	A _{v1} [cm ²]	N _{u1} /σ _{st} [5]	45,16	6,70	1,48
		max ([4] ; [5])	45,16	24,36	24,36
	A _{v2} [cm ²]	N _{u2} /σ _{st} [6]	62,99	11,91	2,62
		max ([4] ; [6])	62,99	24,36	24,36
	A _{vj} [cm ²]		10,09	9,48	4,23
	Bande1	A ₁ [cm ²]	47,68	26,73	25,42
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA16	7HA16
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	50,26	28,14	28,14
	Bande2	A ₂ [cm ²]	47,68	26,73	25,42
		Choix des barres/nappe	8HA20	7HA16	7HA16
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	68,72	28,14	28,14
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	40,43	21,10	20,42
		BAEL91	33,88	14,07	14,07
		choix/nappe/ml	7HA20	5HA14	5HA14
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b (max) = 5 MPa	0,59	0,55	0,25
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,42	0,39	0,18
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0,18	0,15	0,11

			Voiles transversaux		
			VT1+VT3		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		2,85	2,85	2,85
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,57	0,57	0,57
	I [m⁴]		0,386	0,386	0,386
	V [m]		1,43	1,43	1,43
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f_{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f_e [MPa]		400	400	400
	σ_{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ_{max} [KN/m²]		1943,00	1294,00	581,00
	σ_{min} [KN/m²]		2563,00	1667,00	644,00
	T [KN]		558,18	472,74	250,40
	N_{ser} [KN]		2079,74	1352,42	733,14
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L_t [m]		2,85	2,85	2,85
	d [m]		0,95	0,95	0,95
	L_{t-d} [m]		1,90	1,90	1,90
	σ_1 [KN/m²]		1095,09	578,37	224,86
	N_{u1} [KN]		577,24	177,88	76,56
	N_{u2} [KN]		624,20	164,84	64,09
	N_{u3} [KN]		903,10	268,26	103,90
	A_{min} [cm²]	$B_t \cdot f_{t28} / f_e$ [1]	9,98	19,95	19,95
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	3,80	7,60	7,60
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28} / f_e$ [3]	2,29	4,59	4,59
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	9,98	19,95	19,95
Calcul des armatures.	A_{v1} [cm²]	N_{u1} / σ_{st} [5]	17,95	4,74	1,84
		max ([4] ; [5])	17,95	19,95	19,95
	A_{v2} [cm²]	N_{u2} / σ_{st} [6]	25,96	7,71	2,99
		max ([4] ; [6])	25,96	19,95	19,95
	A_{vj} [cm²]		21,49	18,20	9,64
	Bande1	A_1 [cm²]	23,32	24,50	22,36
		Choix des barres/nappe	6HA16	8HA14	6HA16
		Sections adoptées/2nappes [cm²]	24,12	24,64	24,12
	Bande2	A_2 [cm²]	23,32	24,50	22,36
		Choix des barres/nappe	6HA16	8HA14	6HA16
		sections adoptées/2nappes [cm²]	23,32	24,64	24,36
	armatures horizontales [cm²]	RPA99	23,97	18,05	16,96
		BAEL91	14,07	12,32	12,12
		choix/nappe/ml	8HA14	6HA14	8HA14
	armatures transversales/m²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ_b (max) = 5 MPa	1,52	1,29	0,68
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,09	0,92	0,49
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15$ MPa	3,18	2,10	1,14

			Voiles transversaux		
			VT2+VT7		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		4,7	4,7	4,7
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,94	0,94	0,94
	I [m ⁴]		1,730	1,730	1,730
	V [m]		2,35	2,35	2,35
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f _e [MPa]		400	400	400
	σ _{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ _{max} [KN/m ²]		3458,00	2364,00	472,00
	σ _{min} [KN/m ²]		3196,00	2298,00	771,00
	T [KN]		229,45	214,13	121,15
	N _{ser} [KN]		993,69	748,94	326,64
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _t [m]		4,70	4,70	4,70
	d [m]		1,57	1,57	1,57
	L _{t-d} [m]		3,13	3,13	3,13
	σ _i [KN/m ²]		561,08	480,98	200,09
	N _{u1} [KN]		1259,31	445,71	105,29
	N _{u2} [KN]		527,41	226,06	94,04
	N _{u3} [KN]		1353,02	510,73	183,49
	A _{min} [cm ²]	B _t .f _{t28} /f _e [1]	16,45	32,90	32,90
		0,002.B _t [2]	6,27	12,53	12,53
		0.23*B*f _{t28} /f _e [3]	3,78	7,57	7,57
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	16,45	32,90	32,90
	A _{v1} [cm ²]	N _{u1} /σ _{st} [5]	15,16	6,50	2,70
		max ([4] ; [5])	16,45	32,90	32,90
	A _{v2} [cm ²]	N _{u2} /σ _{st} [6]	38,90	14,68	5,28
		max ([4] ; [6])	38,90	32,90	32,90
	A _{vj} [cm ²]		8,83	8,24	4,66
	Bande1	A ₁ [cm ²]	18,66	34,96	34,07
		Choix des barres/nappe	7HA14	9HA16	9HA16
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	21,56	36,20	36,20
	Bande2	A ₂ [cm ²]	18,66	34,96	34,07
		Choix des barres/nappe	7HA14	9HA16	9HA16
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	21,56	24,64	36,20
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	45,08	30,75	28,50
		BAEL91	16,02	15,21	18,10
		choix/nappe/ml	12HA16	10HA14	10HA14
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b (max) = 5 PMa	0,38	0,35	0,20
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,27	0,25	0,14
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0,96	0,73	0,31

			Voile transversal		
			VT4+VT5		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		3,65	3,65	3,65
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m ²]		0,73	0,73	0,73
	I [m ⁴]		0,810	0,810	0,810
	V [m]		1,83	1,83	1,83
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f _e [MPa]		400	400	400
	σ _{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ _{max} [KN/m ²]		2606,00	1739,00	688,00
	σ _{min} [KN/m ²]		2664,00	1840,00	646,00
	T [KN]		104,55	98,57	57,81
	N _{ser} [KN]		594,01	702,91	344,26
	Nature de la section		SET	SET	SET
	L _t [m]		3,65	3,65	3,65
	d [m]		1,22	1,22	1,22
	L _{t-d} [m]		2,43	2,43	2,43
	σ ₁ [KN/m ²]		752,64	510,11	174,49
	N _{u1} [KN]		817,27	273,64	104,94
	N _{u2} [KN]		549,43	186,19	63,69
	N _{u3} [KN]		1014,52	347,99	121,06
Calcul des sollicitations.	A _{min} [cm ²]	B _t .f _{t28} /f _e [1]	12,78	25,55	25,55
		0,002.B _t [2]	4,87	9,73	9,73
		0.23*B*f _{t28} /f _e [3]	2,94	5,88	5,88
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	12,78	25,55	25,55
	A _{v1} [cm ²]	N _{u1} /σ _{st} [5]	15,80	5,35	1,83
		max ([4] ; [5])	15,80	25,55	25,55
	A _{v2} [cm ²]	N _{u2} /σ _{st} [6]	29,17	10,00	3,48
		max ([4] ; [6])	29,17	25,55	25,55
	A _{vj} [cm ²]		4,02	3,79	2,23
	Bande1	A ₁ [cm ²]	16,80	26,50	26,11
		Choix des barres/nappe	6HA14	7HA16	7HA16
		Sections adoptées/2nappes [cm ²]	18,48	28,14	28,14
	Bande2	A ₂ [cm ²]	16,80	26,50	26,11
		Choix des barres/nappe	6HA14	7HA16	7HA16
		sections adoptées/2nappes [cm ²]	43,98	28,14	28,14
	armatures horizontales [cm ²]	RPA99	28,59	21,78	21,73
		BAEL91	15,62	14,07	14,07
		choix/nappe/ml	13HA12	10HA12	10HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b (max) = 5 PMa	0,22	0,21	0,12
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,16	0,15	0,09
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	0,72	0,86	0,42

			Voiles transversal		
			VT6		
			zone I	zone II	zone III
caractéristiques géométriques	L [m]		2,89	2,89	2,89
	he [m]		4,00	4,00	4,00
	ep [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,58	0,58	0,58
	I [m⁴]		0,402	0,402	0,402
	V [m]		1,45	1,45	1,45
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f_{t28} [MPa]		2,10	2,10	2,10
	f_e [MPa]		400	400	400
	σ_{st} [MPa]		347,8	347,8	347,8
	σ_{max} [KN/m²]		1160,00	855,00	350,00
	σ_{min} [KN/m²]		3710,00	2056,00	527,00
	T [KN]		97,82	80,96	111,93
	N_{ser} [KN]		202,39	178,46	110,22
Calcul des sollicitations.	Nature de la section		SET	SET	SET
	L_t [m]		2,89	2,89	2,89
	d [m]		0,96	0,96	0,96
	L_{t-d} [m]		1,93	1,93	1,93
	σ_1 [KN/m²]		2101,38	696,18	180,11
	N_{u1} [KN]		628,36	149,43	51,07
	N_{u2} [KN]		1214,60	201,20	52,05
	N_{u3} [KN]		1524,53	332,19	85,47
Calcul des armatures.	A_{min} [cm²]	$B_t \cdot f_{t28}/f_e$ [1]	10,12	20,23	20,23
		$0,002 \cdot B_t$ [2]	3,85	7,71	7,71
		$0,23 \cdot B \cdot f_{t28}/f_e$ [3]	2,33	4,65	4,65
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	10,12	20,23	20,23
	A_{v1} [cm²]	N_{u1}/σ_{st} [5]	34,92	5,78	1,50
		max ([4] ; [5])	34,92	20,23	20,23
	A_{v2} [cm²]	N_{u2}/σ_{st} [6]	43,83	9,55	2,46
		max ([4] ; [6])	43,83	20,23	20,23
	A_{vj} [cm²]		3,77	3,12	4,31
	Bande1	A_1 [cm²]	35,86	21,01	21,31
		Choix des barres/nappe	9HA16	7HA14	7HA14
		Sections adoptées/2nappes [cm²]	36,2	21,56	21,56
	Bande2	A_2 [cm²]	35,86	21,01	21,31
		Choix des barres/nappe	9HA16	7HA14	7HA14
		sections adoptées/2nappes [cm²]	50,26	21,56	21,56
	armatures horizontales [cm²]	RPA99	29,23	16,47	16,59
		BAEL91	21,62	10,78	10,78
		choix/nappe/ml	13HA12	8HA12	8HA12
	armatures transversales/m²		4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ_b (max) = 5 MPa	0,26	0,22	0,30
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,19	0,16	0,22
	ELS	σ_{bc} (max) = 15 MPa	0,29	0,28	0,17

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centre.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.

- **Fondations profondes** : (pieux, puits).

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

IX.2. Etude géotechnique du sol

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à 2 bars.

IX.3. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.4. Dimensionnement

IX.4.1. Les semelles filantes

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Le voile	L [m]	N _s [KN]	B [m]	S=L×B [m ²]
VT1	2.85	416.162	0.73	2.08
VT2	4.7	993.690	1.057	4.97
VT3	2.85	558.176	0.98	2.79
VT4	3.65	876.607	1.2	3.38
VT5	3.65	677.827	0.93	3.39
VT6	2.89	202.391	0.35	1.01
VT7	4.7	681.420	0.70	3.29
				20.91

Tableau IX.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)

Le voile	L [m]	N _s [KN]	B [m]	S=L×B [m ²]
VL1	2.15	182.697	0.42	0.903
VL2	2.75	446.617	0.81	2.23
VL3	1.5	130.935	0.44	0.66
VL4	1.95	334.551	0.86	1.29
VL5	1.95	412.052	1.06	2.067
VL6	1.95	226.354	0.58	1.13
VL7	2.75	44.051	0.08	0.22
VL8	3.48	155.561	0.22	0.77
				9.27

Tableau IX.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 30.18 m²**.

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

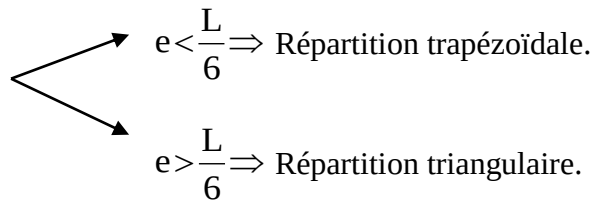
➤ Hypothèse de calcul

Une semelle est 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 leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ Etapes de calcul

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Poteaux	N_s [KN]	e_i [m]	$N_s \times e_i$ [KN.m]	M_i [KN.m]
1	337.65	9.325	3148.57	21.885
2	1049.525	5.735	6019.03	-3.771
3	1564.382	2.885	4513.24	35.44
4	1783.054	-1.775	-3164.92	9.263
5	1218.393	-6.475	-7892.63	-32.867
6	395.512	-9.325	-3688.15	-21.108
	$\sum N_s = 6348.52$		$\sum N_s \times e_i = -1064.86$	$\sum M_i = 8.842$

Tableau IX.3 : Résultantes des forces des semelles filantes sous poteaux

On a :

$$e = -0.17 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.65}{6} = 3.11 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6348.52}{18.65} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 321.79 \text{ KN} / m_l$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6348.52}{18.65} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 331.09 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6348.52}{18.65} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 359.02 \text{ kN/m}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{\max}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{359.02}{200} = 1.8 \text{ m} \text{ on prend } B = 2 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2 \times 18.65 = 37.3 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

Avec n : nombre des portiques.

$$S_{\text{port}} = 18.65 \times 4 \times 2 + 3.65 \times 2 \times 2 = 163.8 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_{\text{port}} + S_v$$

$$S_t = 163.8 + 30.18 = 193.98 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 366.47 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{193.98}{366.47} = 0,53$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 50%.

➤ **Conclusion**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.4.2. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

A) Pré dimensionnement du radier

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

➤ Selon la condition forfaitaire

a) Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0.82 \leq h \leq 1.32$$

h : épaisseur du radier ;

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 110 \text{ cm}$.

b) Sous poteaux

✓ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{6.59}{20} = 32.95 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 40 \text{ cm}$.

✓ Nervure

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{659}{10} = 65.9 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad h_n = 70 \text{ cm}$$

➤ Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ Mpa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale différé $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$;

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :
$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6.59\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.508 \text{ m}$$

On prend : $h_{\text{ner}} = 1.1 \text{ m}$

✓ **Largeur de la nervure**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,64 \leq b_n \leq 1.12 \Rightarrow \text{On prend : } b_n = 70 \text{ cm.}$$

➤ Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$h_{\text{ner}} = 110 \text{ cm.}$$

$$h_{\text{dalle}} = 40 \text{ cm.}$$

$$b_n = 70 \text{ cm.}$$

B) Détermination des efforts

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

➤ Remarque

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{\text{deb}} = 55 \text{ cm.}$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 366.47 + 41.50 = 407.97 \text{ m}^2.$

a) Combinaisons d'actions

$G = 12122.446 \text{ KN}$ (Les résultats ROBOT 2015).

$Q = 8029.223 \text{ KN}$ (les résultats ROBOT 2015).

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 28409.14 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 20151.67 \text{ KN}$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{L'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{28409.14}{1.33 \times 200} = 106.8 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{20151.67}{200} = 100.8 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}; S_{\text{rad}}) = 106.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} > S_{\text{nrad}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des efforts à la base du radier

P_{rad} = Poids de la dalle flottante + Poids du TVO + Poids de la nervure + poids du tablier.

✓ Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times \rho_b \times e_p$$

$$P_{\text{df}} = (106.8 - 60.235) \times 25 \times 0.4 = 495.65 \text{ KN}$$

✓ Poids du TVO

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (106.8 - 60.235) \times (1.1 - 0.4) \times 20 = 651.91 \text{ KN}$$

✓ Poids des nervures

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0.7 \times (1.1 - 0.4) \times [(3 \times 19.65) + (19.8) + (2 \times 3.65)] \times 25 = 1505.875 \text{ KN}$$

✓ Poids du tablier

$$P_{\text{tab}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{tab}} = 106.8 \times 0.40 \times 25 = 1068 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{rad}} = P_{\text{df}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{tab}}$$

$$G_{\text{rad}} = 2653.435 \text{ KN.}$$

✓ Poids total de l'ouvrage

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 12122.446 + 2653.435 = 14775.881 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{sup}} + Q_{\text{rad}} = 8029.223 + (1.5 \times 407.97) = 8641.178 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 32909.21 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 23417.059 \text{ KN.}$$

IX.4.3. Vérification à L'ELU

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1.1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = 146.186 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{146.186 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts tranchant (T_0) dus aux charges verticales.
 - Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.
- $$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

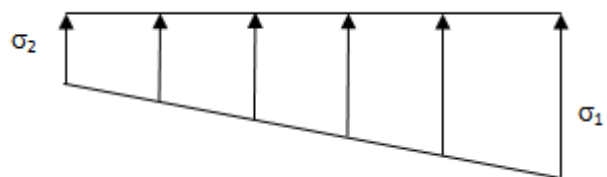


Figure IX.1 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.51m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.098m .$$

➤ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = 38146.372m^4$$

$$I_{yy} = 47400.227m^4$$

➤ **Calcul des moments**

$$M_{x0} = 22035.095 \text{ KN.m} ; \quad T_{x0} = 14502.084 \text{ KN}$$

$$M_{y0} = 21994.482 \text{ KN.m} ; \quad T_{y0} = 11541 \text{ KN}$$

$$M_{xx} = 22035.095 + (1 \times 14502.084) = 36537.179 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 21994.482 \text{ KN} + (1 \times 11541) = 33535.482 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obs.
	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	90.73	70.6	85.7	67.47	47.33	62.435	C.V
Y-Y	87.1	80.002	85.33	63.84	50.96	60.62	C.V

Tableau IX.4 : Les contraintes développées dans le sol

c) Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

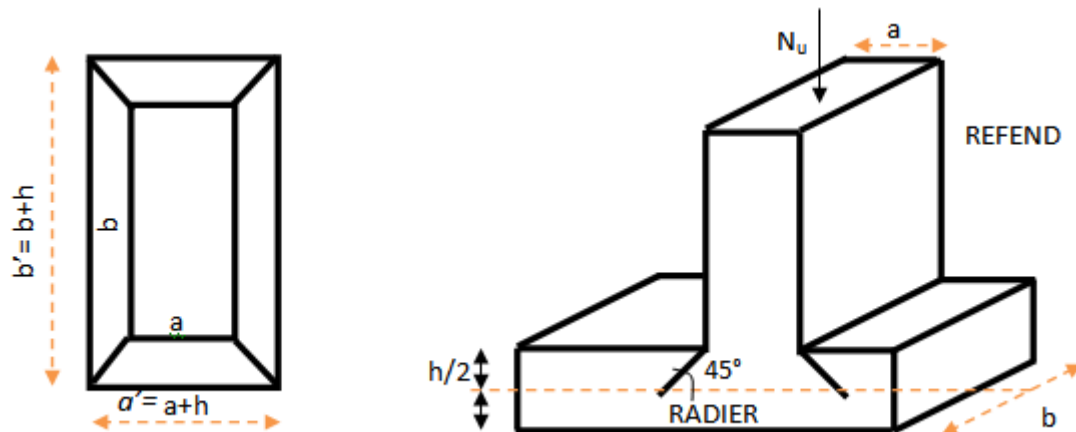


Figure IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c**

✓ **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.1) = 6.2m$$

$$N_u = 1809.977KN$$

$$N_u < (0,045 \times 6.2 \times 1.1 \times 25000) / 1.5 = 5115 KN$$

⇒ Condition vérifiée.

✓ **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 1.1) = 6.8 m$$

$$N_u = 1814.95KN$$

$$N_u < 0,045 \times 6800 \times 1100 \times 25 / 1,5 = 5610KN$$

⇒ Condition vérifiée.

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

$$P = G_{sup} + G_{rad} = 14775.881 KN$$

$$1.5 \times 10 \times 1.1 \times 407.97 = 6731.505 KN$$

$$6731.505 < 14775.881 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.4. Ferrailage du radier

a) Ferrailage de la dalle

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée : L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$

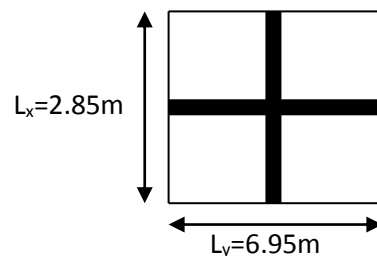
➤ **Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

b) Identification du panneau

$$L_x = 4,75 \text{ m} ; L_y = 5,75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.85}{6.95} = 0,41$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 62.435 - \frac{2653.435}{407.97} = 79.20 \text{ N/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 62.435 - \frac{2653.435}{407.97} = 55.93 \text{ kN/m}^2$$

c) Calcul à L ELU

$$q_u = 79.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.41 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.1094 \\ U_y = 0.250 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = u_x \times q_x \times l_x^2 = 0.1094 \times 79.2 \times (2.85)^2 = 70.38 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0.25 \times 70.38 = 17.6 \text{ KN}$$

• Appuis de rives

$$M_x^a = 0.3M_x = 0.3 \times 70.38 = 21.114 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires

$$M_y^a = 0.5M_x = 0.5 \times 70.38 = 35.19 \text{ KN.m}$$

• En travées

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85(70.38) = 59.823 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85(17.6) = 14.96 \text{ KN.m}$$

➤ Ferrailage dans le sens X-X et Y-Y

Sens X-X	Mu [KN.m]	μ	β	As [cm ²]	A adoptée [cm ²]	St [cm]
Appuis	35.19	0.019	0.995	2.82	4HA12=4.52	12
Travée	59.823	0.03	0.985	4.84	4HA14= 6.16	12
Sens Y-Y	Mu [KN.m]	μ	β	As [cm ²]	A adoptée [cm ²]	St [cm]
Appuis	8.8	0.005	0.9975	0.7	4HA12=4.52	12
Travée	14.96	0.008	0.996	1.19	4HA12=4.52	12

Tableau IX.5 : Ferrailage dans le sens X-X et Y-Y

d) Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91)

- **Sens (X-X)**

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \cdot b \cdot h$$

ρ_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

ρ_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

Sens Y-Y	A adoptée	A min	Condition
Appuis	4.52	4.144	Cv
Travée	6.16	4.144	Cv
Sens Y-Y	A adoptée	A min	Condition
Appuis	4.52	3.2	Cv
Travée	4.52	3.2	Cv

Tableau IX.6 : Vérification des sections minimales (condition de non fragilité)

d) Espacement des armatures (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Direction la plus sollicitée (sens x-x)**

✓ En travée : $St = 12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

✓ Aux appuis: $St = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$.

- **Direction la moins sollicitée (sens y-y)**

✓ En travée : $St = 12 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

✓ Aux appuis $St = 12 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$.

IX.4.5. Vérification à L'ELS**a) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$v = 0,2 \quad \mu_x = 0,11 \quad \mu_y = 0,301$$

$$\begin{cases} M_x = 0,11 \times 79,2 \times (2,85)^2 = 70,76 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,301 \times 70,76 = 21,3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Contrainte de compression du béton :

- **En travées**

$$M_x^t = 70,76 \times 0,85 = 60,14 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 21,3 = 18,105 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M_y^a = 0,5M_x = 0,5 \times 21.3 = 10.65 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0,5M_x = 0,5 \times 60.146 = 30.073 \text{ KN.m}$$

Sens X-X	Mu [KN.m]	μ	β	A adoptée [cm ²]	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]
Appuis	30.073	0.016	0.992	3.14	0.87	0.868	22.88	306.49	13.4
Travée	60.146	0.032	0.9985	6.16	0.02	0.975	185	278.175	1.5
Sens Y-Y	Mu [KN.m]	μ	β	A adoptée [cm ²]	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]
Appuis	10.65	0.006	0.997	2.36	0.65	0.882	27.37	142.12	5.19
Travée	18.105	0.011	0.995	3.14	0.0872	0.95	85	168.6	1.9

Tableau IX.7 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton

IX.4.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie.

Q _u [KN/m]	M _u [KN.m]	q _s [KN/m]	M _s [KN.m]	μ	β	A _{st} [cm ²]
79.2	-2.99	55.93	-2.11	0.015	0.9925	2.41

Tableau IX.8 : Ferrailage du débord

➤ **Remarque**

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

IX.4.7. Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens ferrailé identiquement.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1) Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) 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. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément réparti et le calcul devient classique.

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- **Charge triangulaire**

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

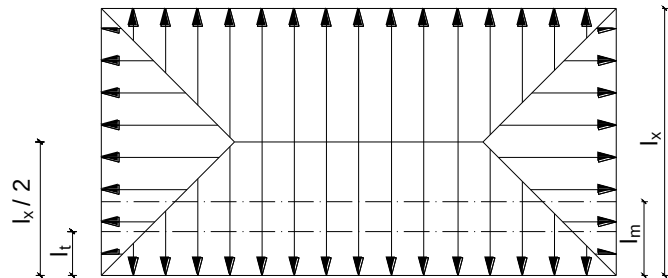


Figure IX.3 : La répartition des charges dans le panneau

2) Charges à considérer

Sens transversal

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
A-B	1	2.85	6.95	0.41	trapézoïdale	1.35	1.31	79.2	55.93	106.92	213.84	75.505	151.011	103.752	207.504	73.27	146.54
	2	2.85	6.95	0.41	trapézoïdale	1.35	1.31	79.2	55.93	106.92		75.505		103.752		73.27	
B-C	1	2.85	5.20	0.55	trapézoïdale	1.28	1.21	79.2	55.93	101.395	202.79	71.594	143.188	95.832	191.664	71.59	143.18
	2	2.85	5.20	0.55	trapézoïdale	1.28	1.21	79.2	55.93	101.395		71.594		95.832		71.59	
C-D	1	2.85	4.80	0.60	trapézoïdale	1.254	1.17	79.2	55.93	99.315	198.63	70.135	140.27	92.664	185.328	70.135	140.27
	2	2.85	4.80	0.60	trapézoïdale	1.254	1.17	79.2	55.93	99.315		70.135		92.664		70.135	
D-E	1	2.85	2.70	1.06	trapézoïdale	0.89	0.62	79.2	55.93	70.49	140.98	49.777	99.554	70.488	140.976	49.78	99.554
	2	2.85	2.70	1.06	trapézoïdale	0.89	0.62	79.2	55.93	70.49		49.777		70.488		49.78	

Sens longitudinal

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
A-B	1	2.85	6.95	0.41	triangulaires	0.95	0.712	79.2	55.93	75.24	150.48	53.13	106.27	56.39	112.78	39.82	79.6
	2	2.85	6.95	0.41	triangulaires	0.95	0.712	79.2	55.93	75.24		53.13		56.39		39.82	
B-C	1	4.70	6.95	0.68	triangulaires	1.57	1.175	79.2	55.93	124.34	248.49	87.81	175.62	93.06	186.12	65.72	131.44
	2	4.70	6.95	0.68	triangulaires	1.57	1.175	79.2	55.93	124.34		87.81		93.06		65.72	
C-D	1	4.60	6.95	0.66	triangulaires	1.53	1.15	79.2	55.93	121.18	242.352	85.57	171.145	91.08	182.16	64.32	128.64
	2	4.60	6.95	0.66	triangulaires	1.53	1.15	79.2	55.93	121.18		85.57		91.08		64.32	
D-E	1	2.85	6.95	0.41	triangulaires	0.95	0.712	79.2	55.93	75.24	150.48	53.13	106.27	56.39	112.78	39.82	79.64
	2	2.85	6.95	0.41	triangulaires	0.95	0.712	79.2	55.93	75.24		53.13		56.39		39.82	
E-F	1	3.65	6.95	0.53	triangulaires	1.22	0.913	79.2	55.93	96.624	193.25	68.24	136.47	72.31	144.62	51.06	102.13
	2	3.65	6.95	0.53	triangulaires	1.22	0.913	79.2	55.93	96.624		68.23		72.31		51.06	

3) Détermination des efforts

➤ Sens transversal

- E.L.U

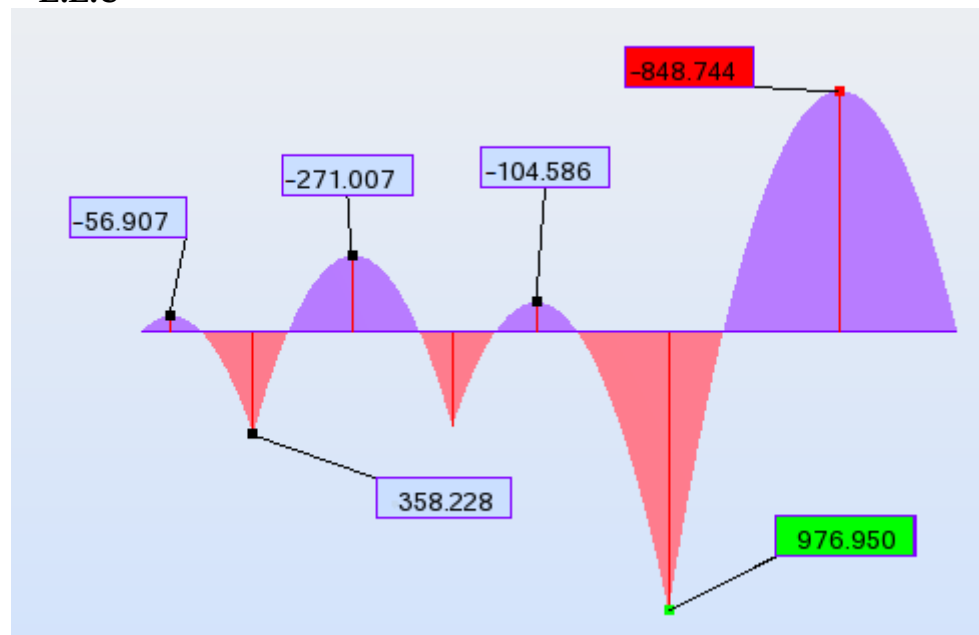


Figure IX.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m]

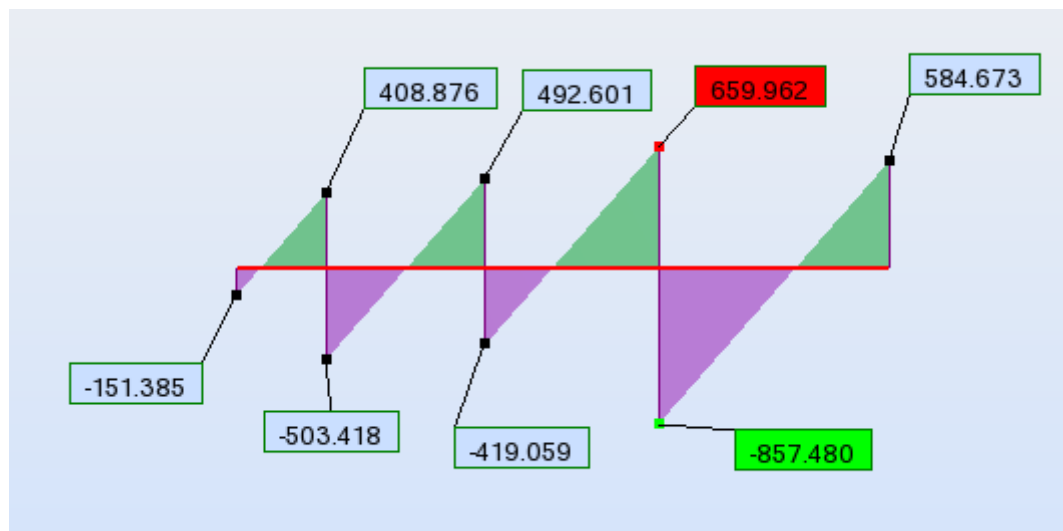


Figure IX.5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

4) Calcul des armatures

➤ Sens transversal

	M_u [KN.m]	μ	β	A calculée	A adoptée
Appuis	848.744	0.07	0.964	23.87	8HA20=25.13
Travée	-976.950	0.08	0.958	27.64	6HA20+2HA25=28.67

Tableau IX.9 : Ferrailage de la nervure dans le sens transversal

➤ E.L.S

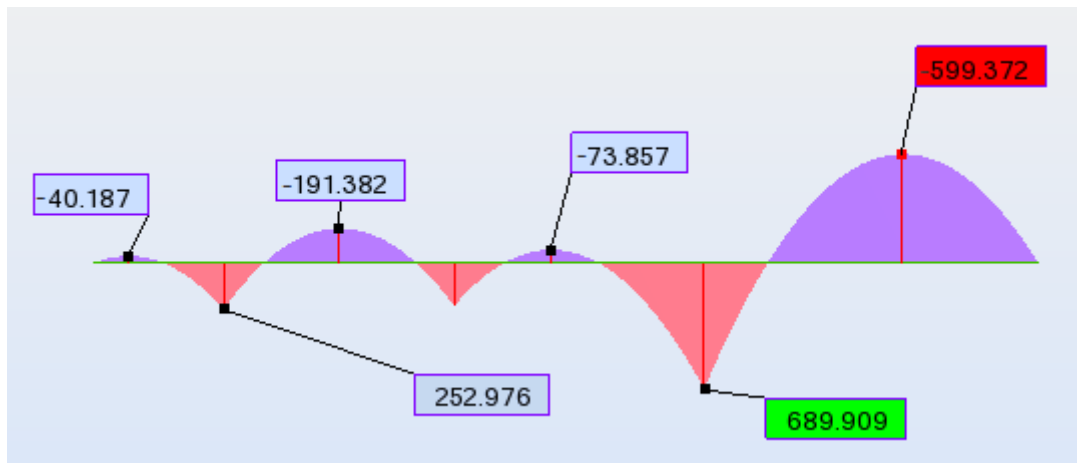


Figure IX.6 : Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S [KN.m]

➤ Vérification à l'E.L.S

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X-X	Appuis	848.744	689.909	1.62	0.06	0.0774	0.56	Condition vérifiée
	Travée	976.950	599.372	1.60	0.05	0.0641	0.56	Condition vérifiée

Tableau IX.10 : Etat limite de compression du béton dans le sens transversal (1^{er} cas)

➤ Sens longitudinal

➤ E.L.U

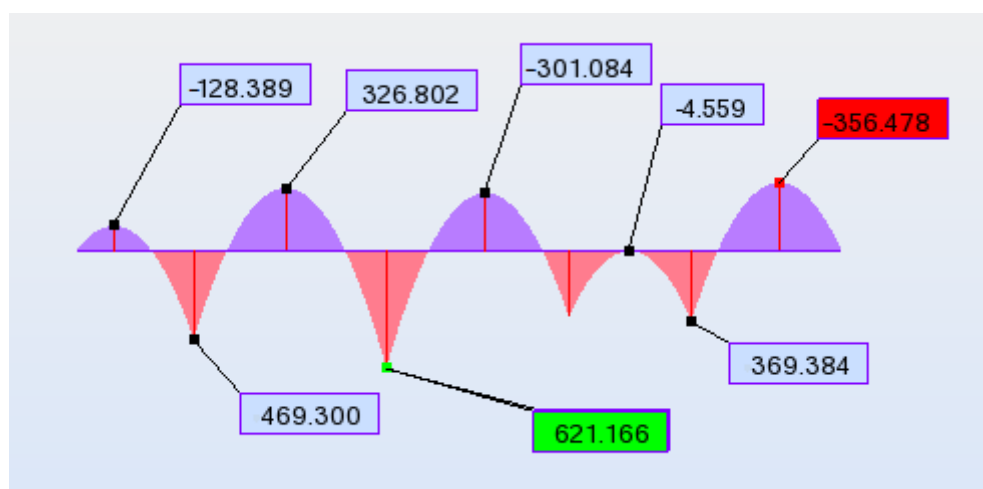


Figure IX.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [KN.m]

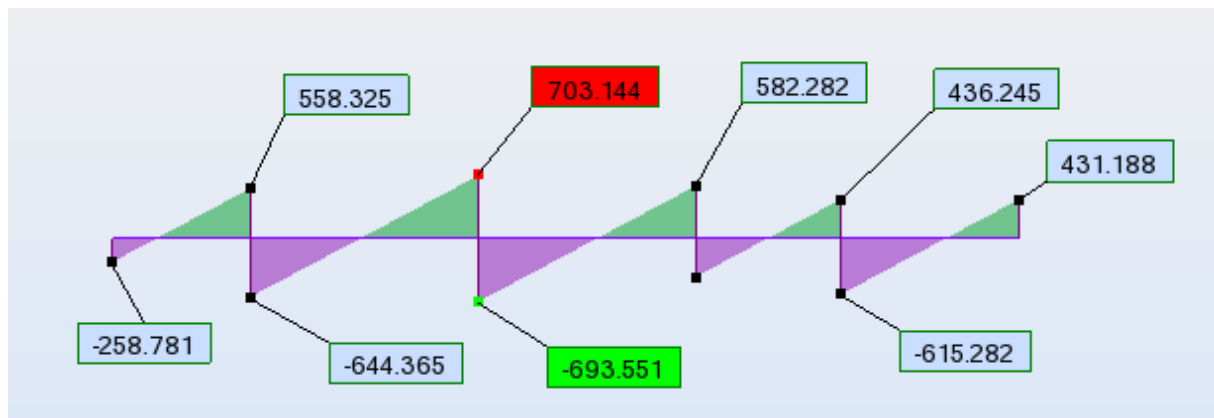


Figure IX.8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U [KN]

➤ **Calcul des armatures pour le sens longitudinal**

	M_u [KN.m]	μ	β	A calculée	A adoptée
Appuis	621.166	0.06	0.969	17.38	6HA20=18.85
Travée	-356.478	0.03	0.985	9.81	6HA16=12.06

Tableau IX.11 : Ferrailage de la nervure dans le sens longitudinal

➤ **E. L.S**

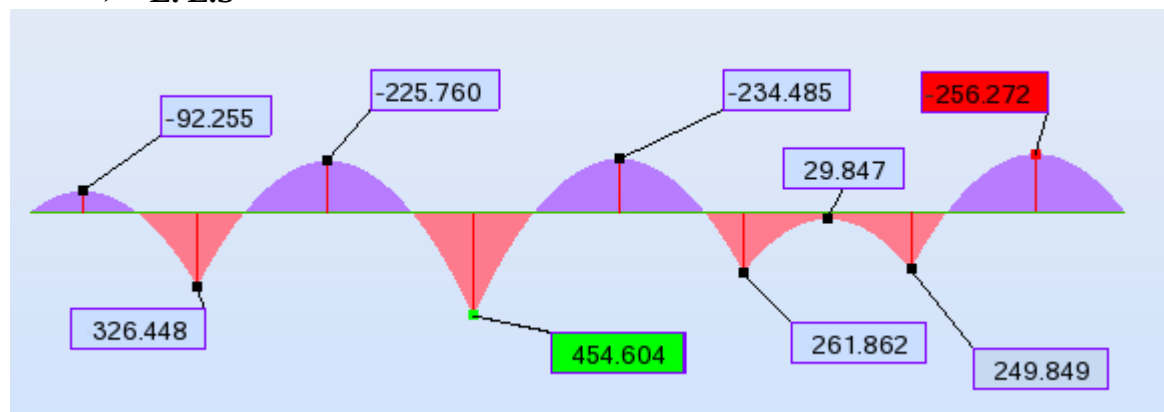


Figure IX.9 : Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

➤ **Vérification à l'E.L.S**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	β	Rapport	Obs.
Y-Y	Appuis	621.166	454.604	1.39	0.04	0.0510	0.445	Condition vérifiée
	Travée	-356.478	256.272	1.39	0.02	0.0252	0.445	Condition vérifiée

Tableau IX.12 : Etat limite de compression du béton dans le sens longitudinal (1^{er} cas)

➤ **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 8.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

1) Armatures transversales➤ **Diamètre minimal**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm}$.

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{27.5 ; 30\}$$

Soit : **$S_t = 10 \text{ cm}$** : en zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$: en zone courante

Donc on prend : $S_t = 10 \text{ cm}$: en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$: en zone courante

➤ **La quantité Armatures transversale minimales**

✓ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.1 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.15 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

✓ **Sens longitudinal :** $T_{u \max} = 703.144 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{703 \times 10^3}{700 \times 1060} = 0.94 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :** $T_{u \max} = 857.480 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{857.480 \times 10^3}{700 \times 1060} = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003)**

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

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

✓ **Sens transversal :**

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \varnothing = 104.248 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{857.48 \times 10^3}{0,9 \times 1060 \times 1042.48} = 0.86 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec : Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

✓ **Sens longitudinal :**

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \varnothing = 65.94 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{703.144 \times 10^3}{0,9 \times 1060 \times 659.4} = 1.12 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec : Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3) Armatures de peau (BAEL91 modifié 99 art 4.5.34)

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3cm^2 paramètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 \text{ par paroi}$$

Soit :

$$2\text{HA}16 \text{ avec : } A_p = 4,02 \text{ cm}^2.$$

Chapitre X

Voile périphérique

Chapitre X : Voile périphérique

X.1. Introduction

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

X.2. Pré dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On prend une épaisseur de 20 cm.

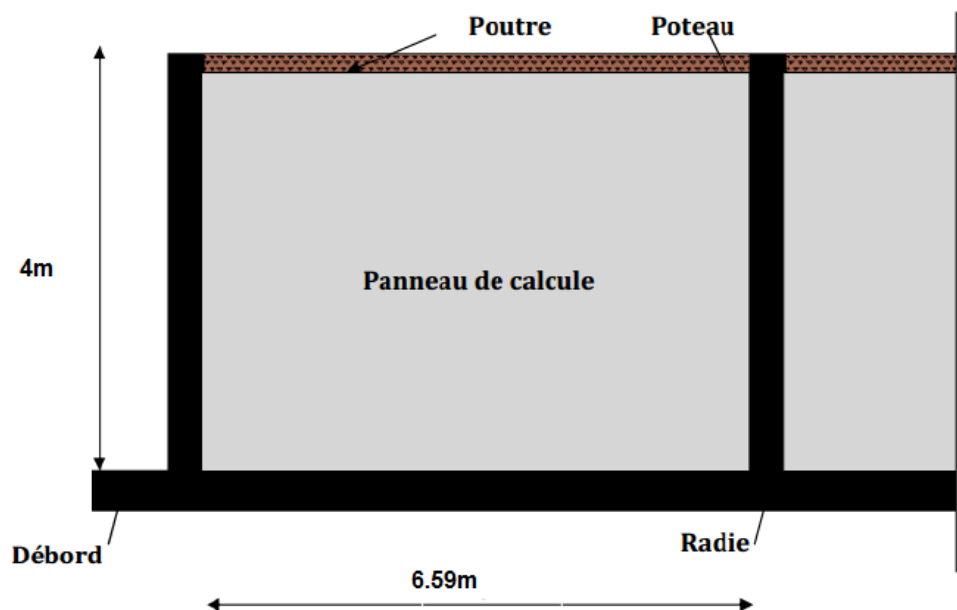


Figure X.1 : Schéma représentatif du voile périphérique

X.3. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_h et σ_v tel que : $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$
Avec :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos $K_0 \frac{1-\sin \varphi}{\cos \varphi}$

φ : Angle de frottement interne.

X.3.1. Données de calcul

- Surcharge éventuelles : $q = 10 \text{ KN/ml}$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $c = 0$.
- La contrainte admissible de Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: Angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: La paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: Obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

X.3.2. Calcul des sollicitations

$$K_0 \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma \times h \quad \text{Avec :} \quad 0 < h < H$$

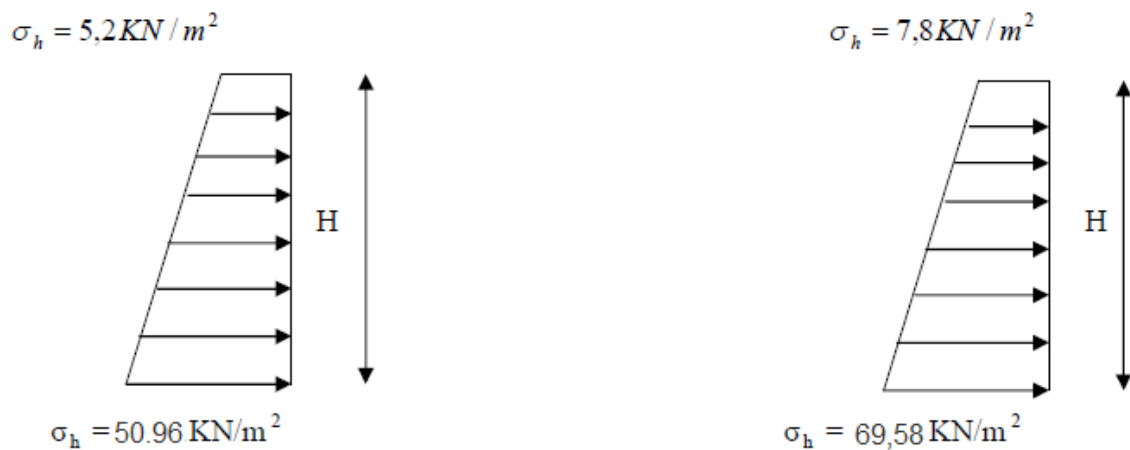


Figure X.2 : Représentation des contraintes agissant sur le voile

A l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour } h = 0 \rightarrow \sigma_{\min} = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 4 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\max} = 41,81 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELU :

$$\sigma_h = K_0 (1,5q + 1,35 \gamma \cdot h)$$

$$\text{Pour : } h = 0 \rightarrow \sigma_{\min} = 7,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour : } h = 3,20 \text{ m} \rightarrow \sigma_{\max} = 57,22 \text{ KN/m}^2.$$

X.3.3. Charges moyennes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 54.34 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 39.52 \text{ KN/ml.}$$

X.4. Ferrailage du voile périphérique

X.4.1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

X.4.2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
 - ✓ 0,3 (appuis de rive).
 - ✓ 0,5 (autres appuis).

X.4.3. Identification des panneaux

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_y$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$$L_y = 6.59 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_x = 4 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{4}{6.59} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\varphi = 0.6 \begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc à l'ELU : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0812 \times 54.34 \times 4^2 = 70.6 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.305 \times 70.6 = 21.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

X.4.4. Correction des moments

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 70.6 = 35.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 70.6 = 60.01 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 21.53 = 10.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 21.53 = 18.30 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{0X} = 0.0812 \times 39.52 \times 4^2 = 51.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = 0.305 \times 51.34 = 15.7 \text{ KN.m}$$

X.4.5. Correction des moments

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0X} = 25.7 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0X} = 43.64 \text{ KN.m}$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 7.85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0Y} = 13.35 \text{ KN.m}$

X.4.6. Calcul des sections d'armatures

Sens	Zone	M_u [KN.m]	μ_u	μ_l	Section	β	A [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	St [cm]
xx	Appuis	35.3	0.1	0.392	SSA	0.947	6.7	2	6HA16 = 12.06	16
	Travée	60.01	0.16	0.392	SSA	0.912	11.82	2	6HA16 = 12.06	16
yy	Appuis	10.76	0.03	0.392	SSA	0.985	1.97	2	6HA16 = 12.06	16
	travée	18.30	0.05	0.392	SSA	0.974	3.37	2	6HA16 = 12.06	16

Tableau X.1 : Ferrailage du voile périphérique

X.4.7. Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

X.4.8. Vérification à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	Appui	35.3	25.7	1.37	0.0907	1.12	Vérifiée
	Travée	60.01	43.64	1.37	0.1603	1.12	Vérifiée
YY	Appui	10.76	7.87	1.37	0.0381	1.12	Vérifiée
	Travée	18.30	13.37	1.37	0.0641	1.12	Vérifiée

Tableau X.2 : Vérification de l'état de contrainte dans le béton

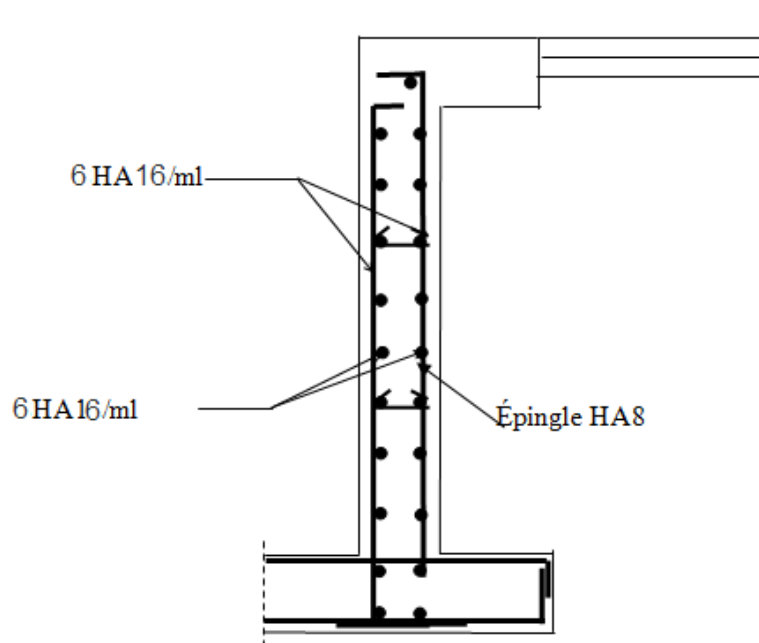


Figure X.3 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les connaissances acquises et assimilées tout au long de notre cursus.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes du calcul de chacun de ces éléments.

Ajouter à cela nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple AUTOCAD ou encore le logiciel ROBOT que nous avons manipuler durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude obtenus avec le logiciel ROBOT, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Bibliographie

- *Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.*
- *Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.*
- *Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.*

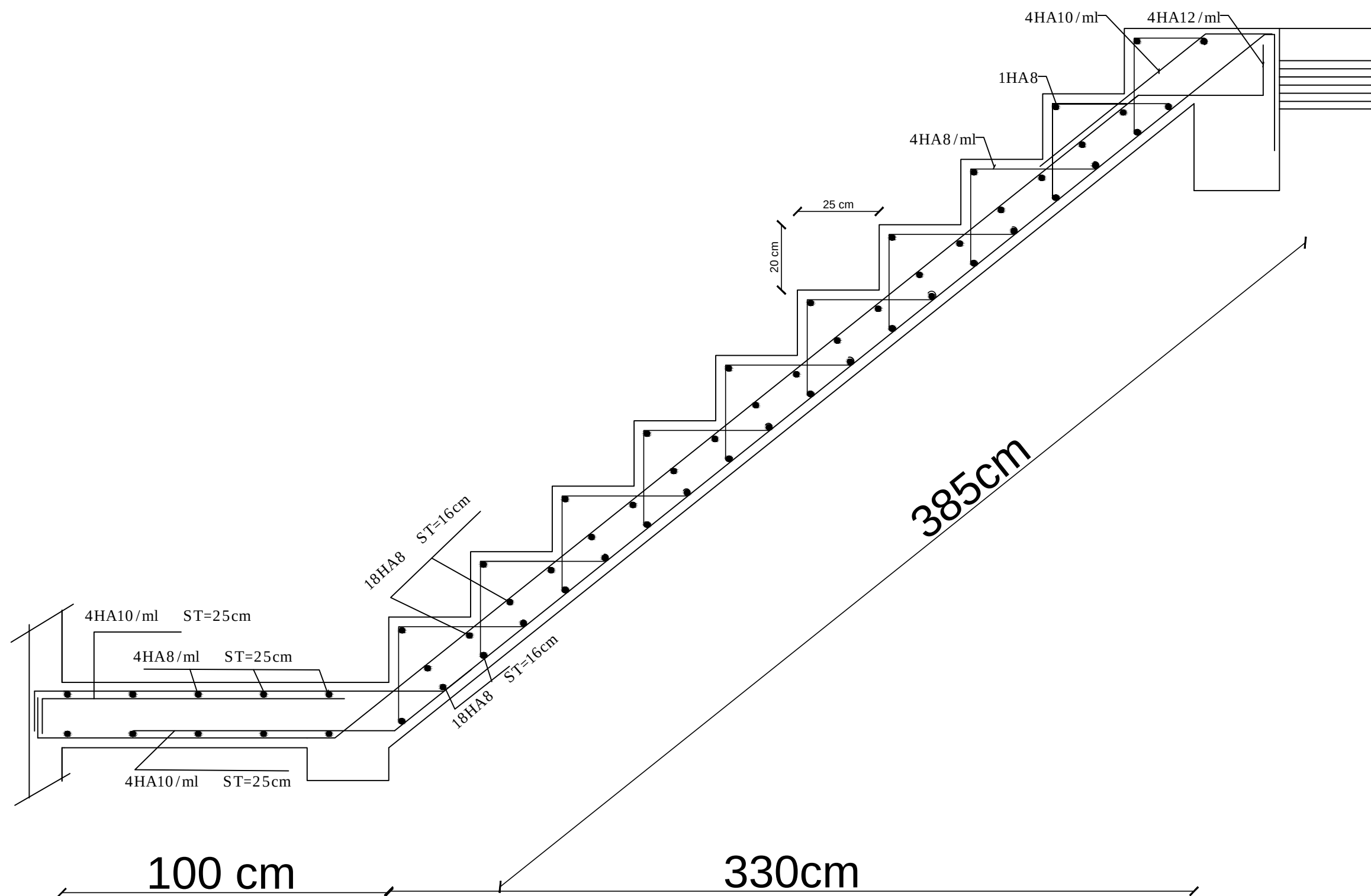
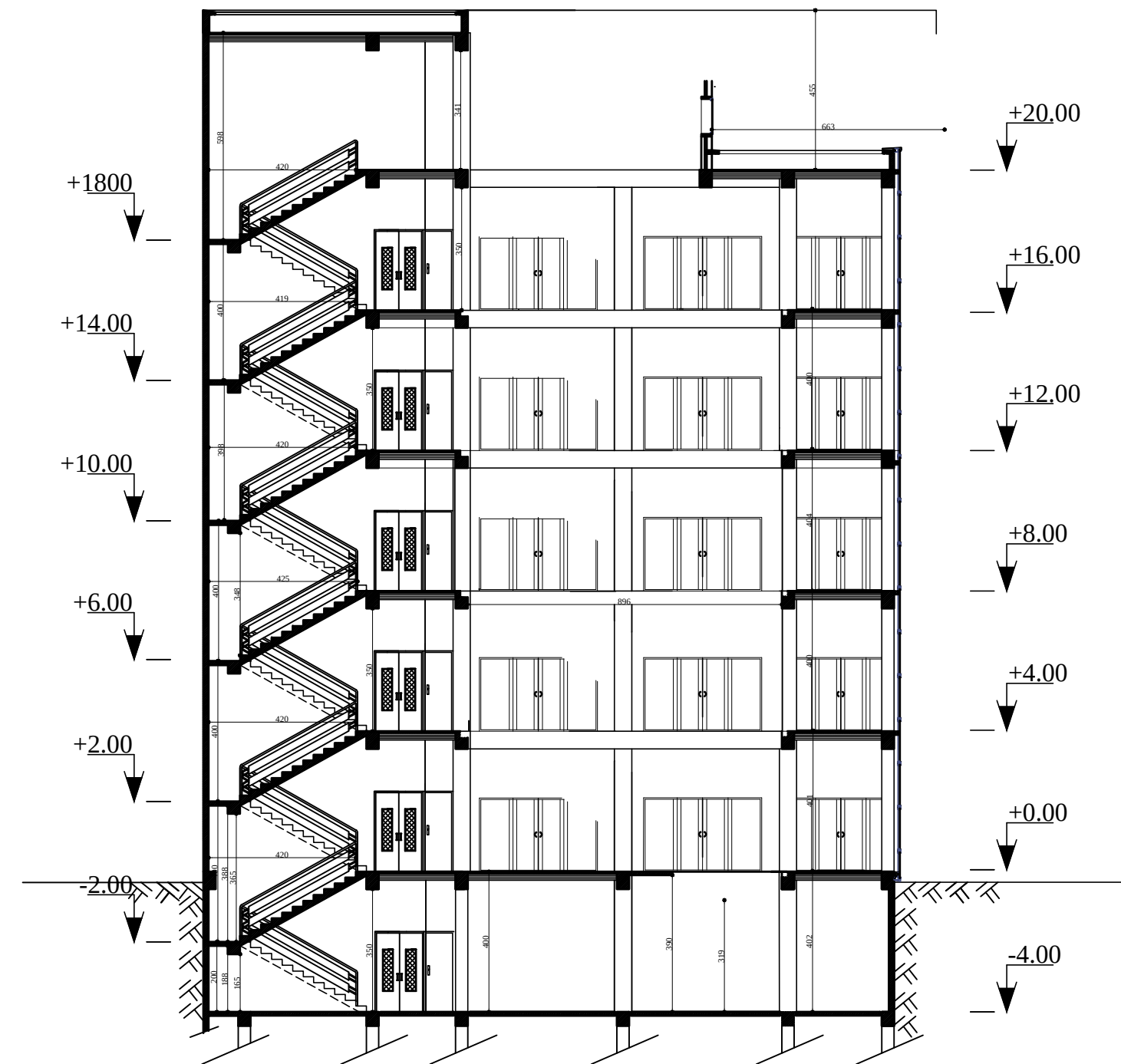
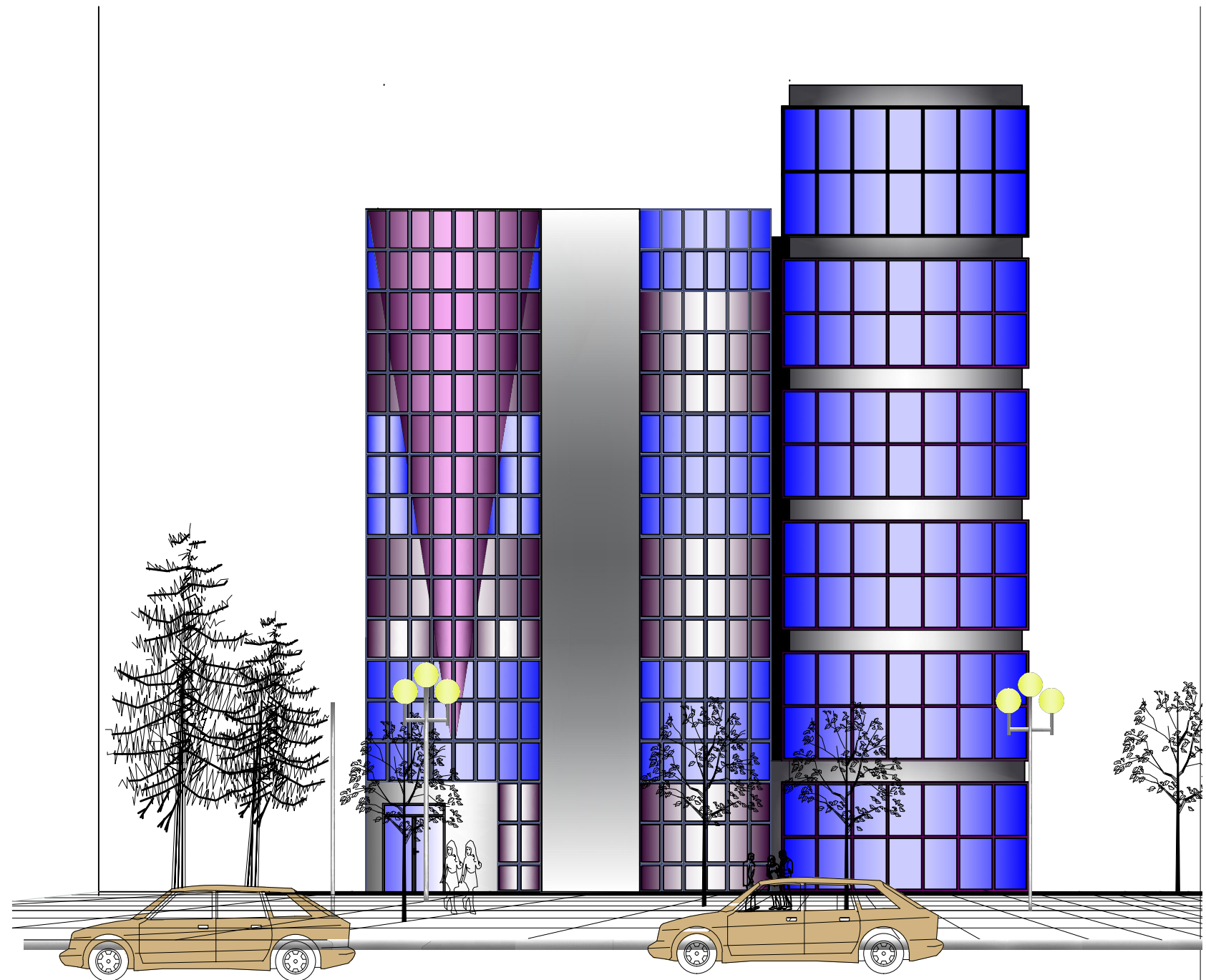
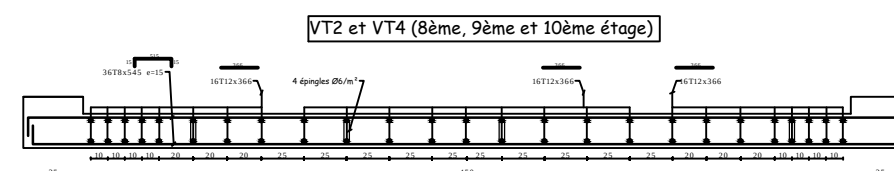
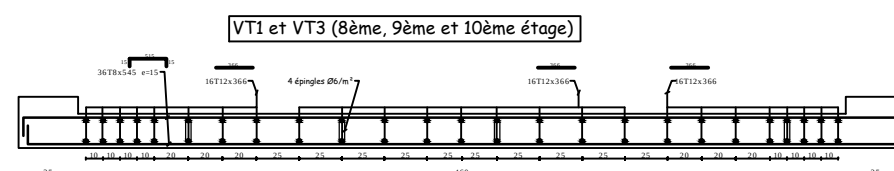
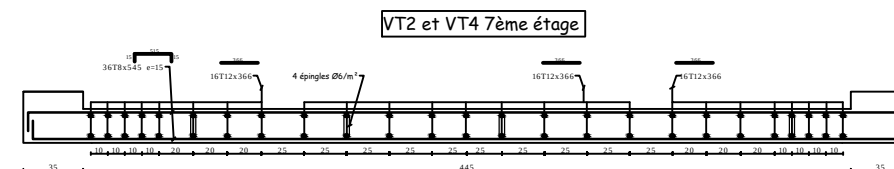
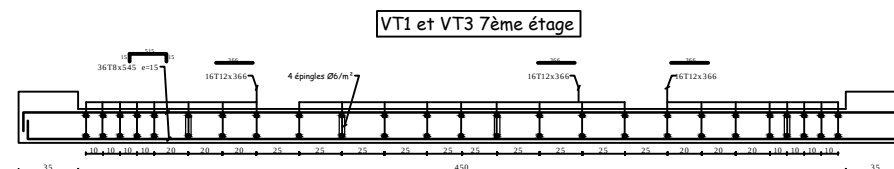
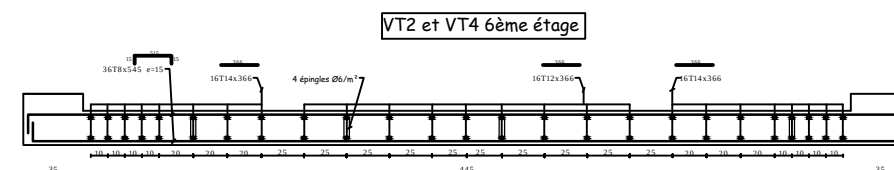
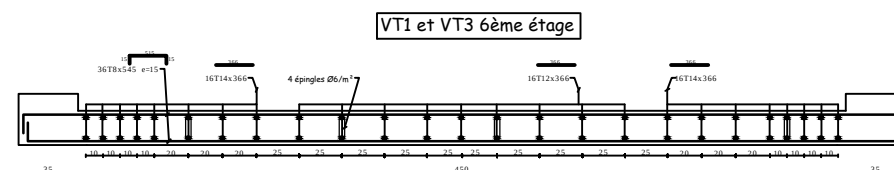
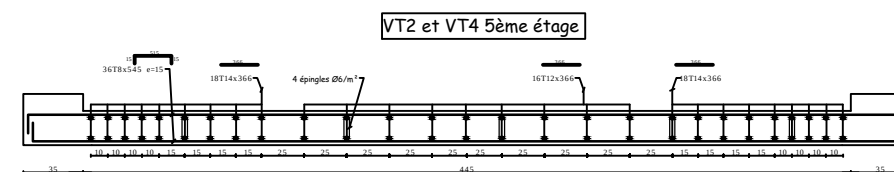
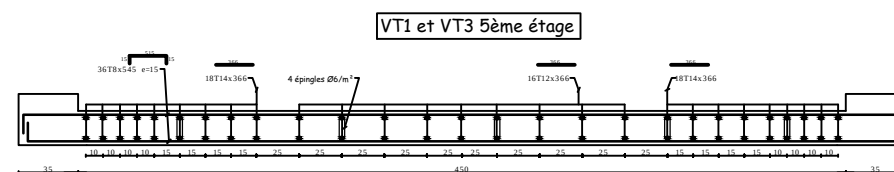
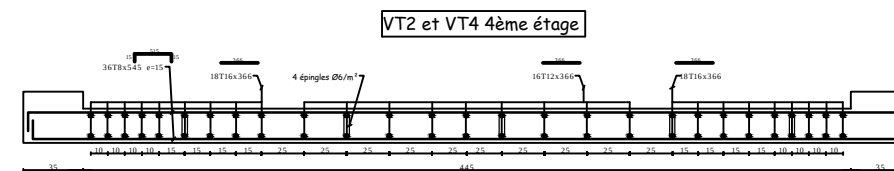
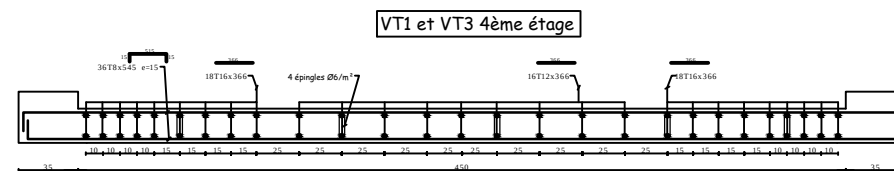
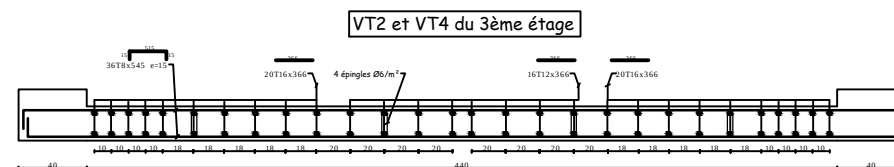
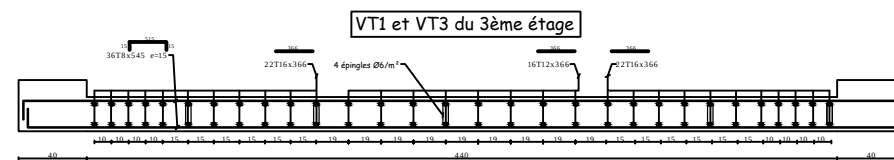
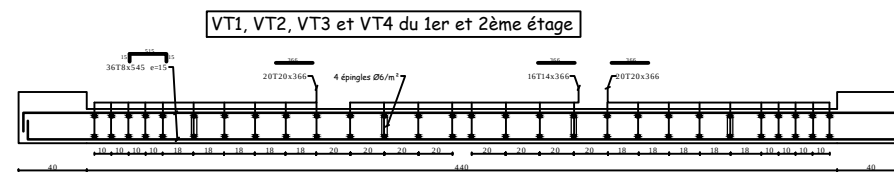
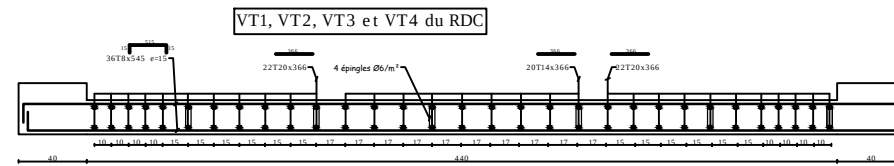


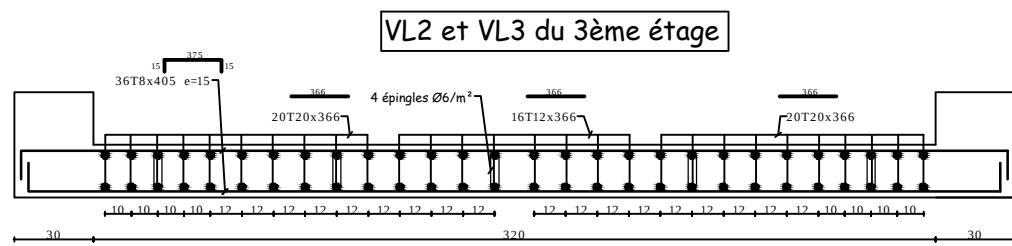
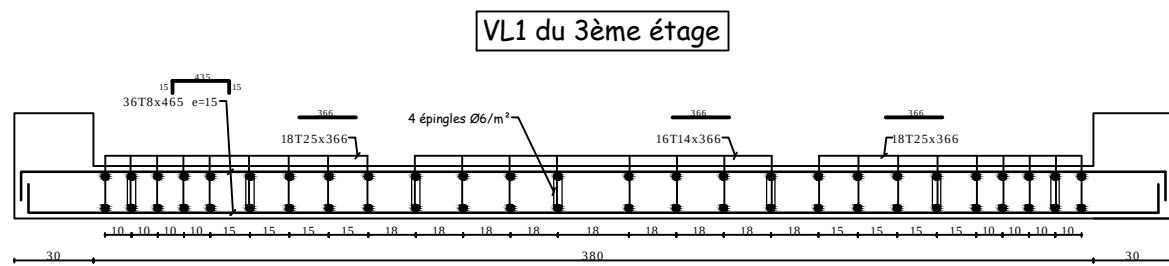
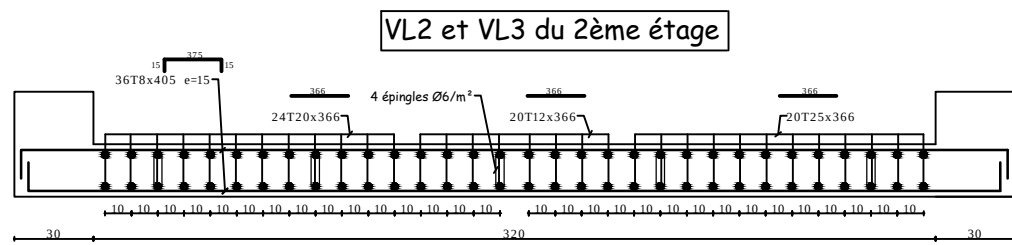
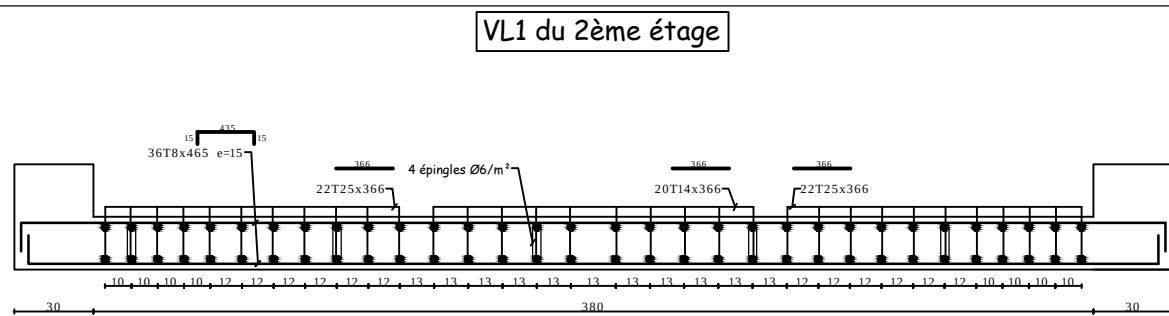
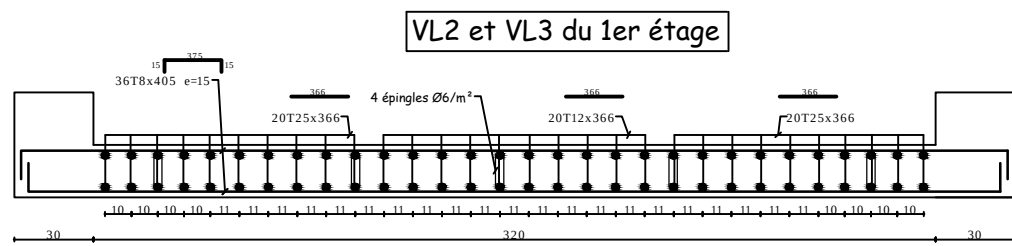
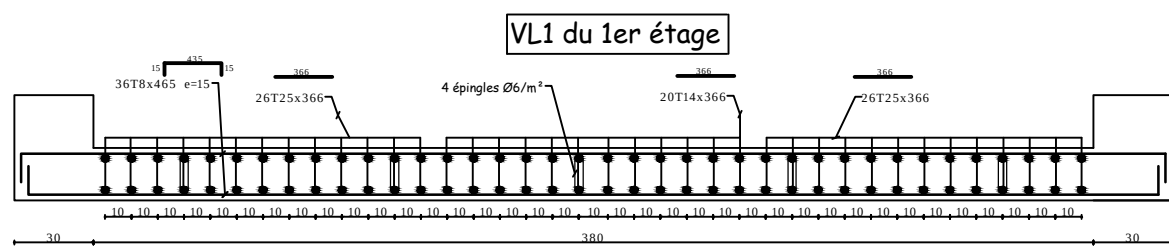
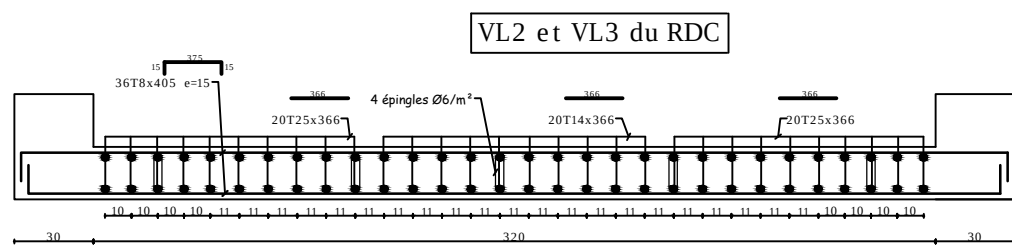
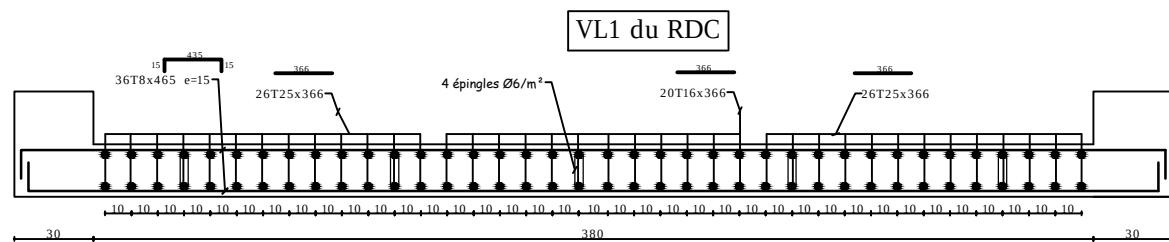
schéma de ferraillage des escaliers



COUPE A-A







30 380 30

15 435 15

36T8x465 e=15

366 4 épingles Ø6/m²

24T20x366

16T12x366

24T20x366

10, 10, 10, 11, 11, 11, 11, 11, 11, 11, 15, 15, 15, 15, 15, 15, 11, 11, 11, 11, 11, 11, 10, 10, 10, 10

36T8x465 e=15

366

20T20x366

4 épingles Ø6/m²

16T12x366

366

366

20T20x366

30 380 30

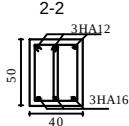
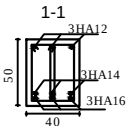
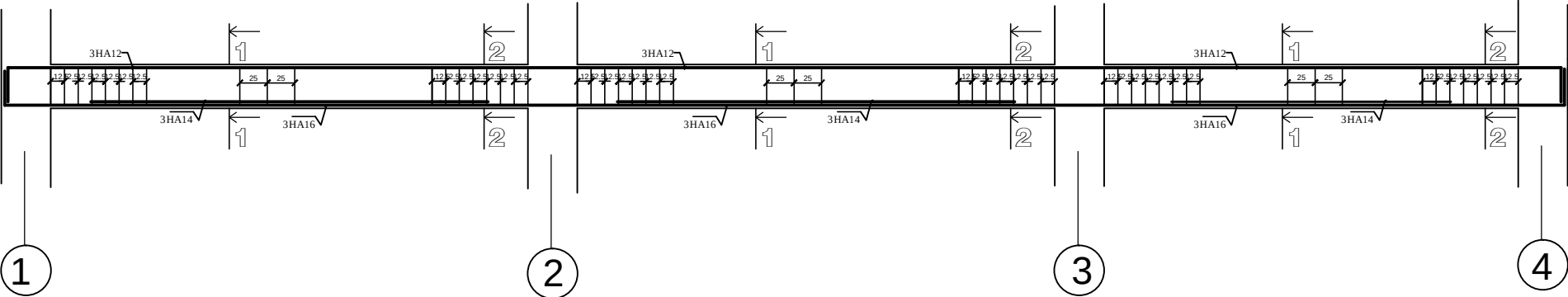
10 10 10 15 15 15 15 18 18 18 18 18 18 18 18 15 15 15 15 10 10 10 10

[illegible][illegible]

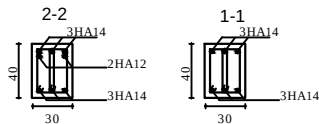
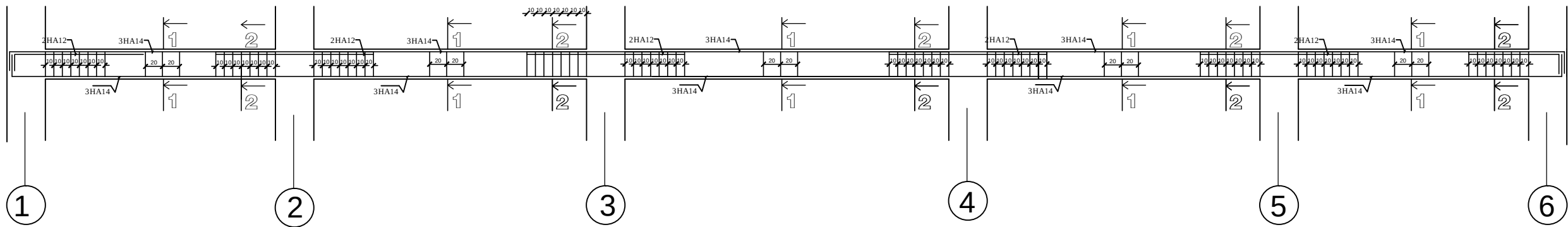
Figure 1 is a plan view of the bridge deck. It shows a central section of 320m and two side sections of 30m each. The reinforcement layout is detailed with labels: 36T8x405 e=15, 4 épingles Ø6/m², 16T12x366, and 20T14x366. The deck is supported by 36 piles, with 16 piles in the central section and 20 piles in the side sections.

Technical drawing of a reinforced concrete slab cross-section and longitudinal reinforcement layout. The cross-section shows a slab with a total width of 30 units, a central span of 380 units, and a total length of 30 units. The longitudinal reinforcement consists of 4 bars of diameter 16 (4 16T12x366) and 4 bars of diameter 18 (4 18T14x366). The spacing between the bars is 15 units. The drawing also shows the placement of stirrups (4 épingles Ø6/m²) and the location of the reinforcement bars (366).

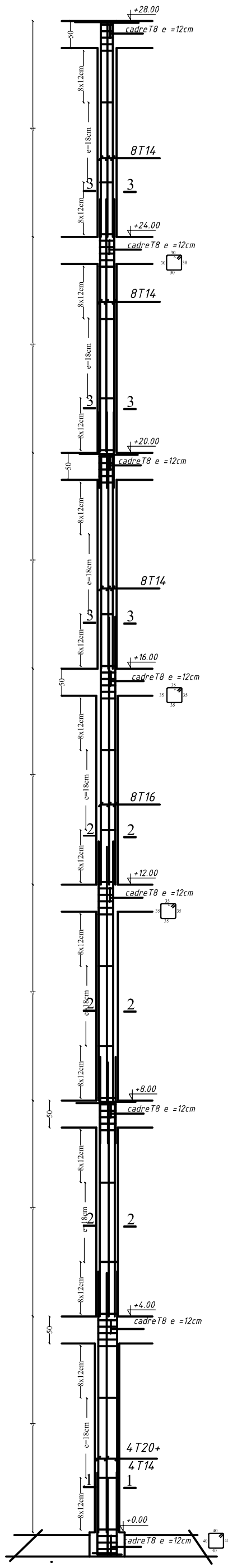
Ferrailage poutre principale (40x50)4/terrasse



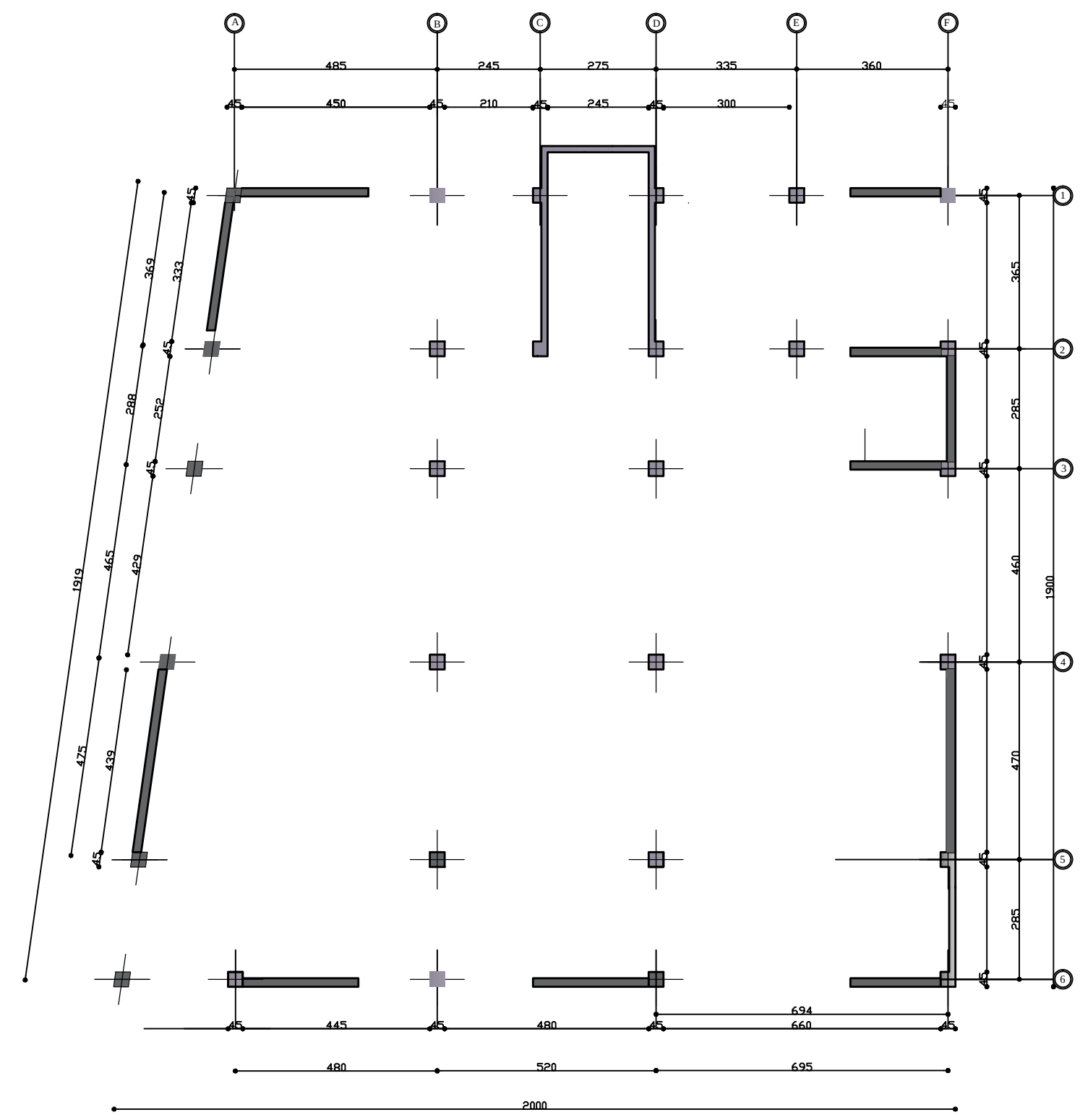
Ferrailage poutre secondaire (30x40)4/terrasse



poteaux de rive

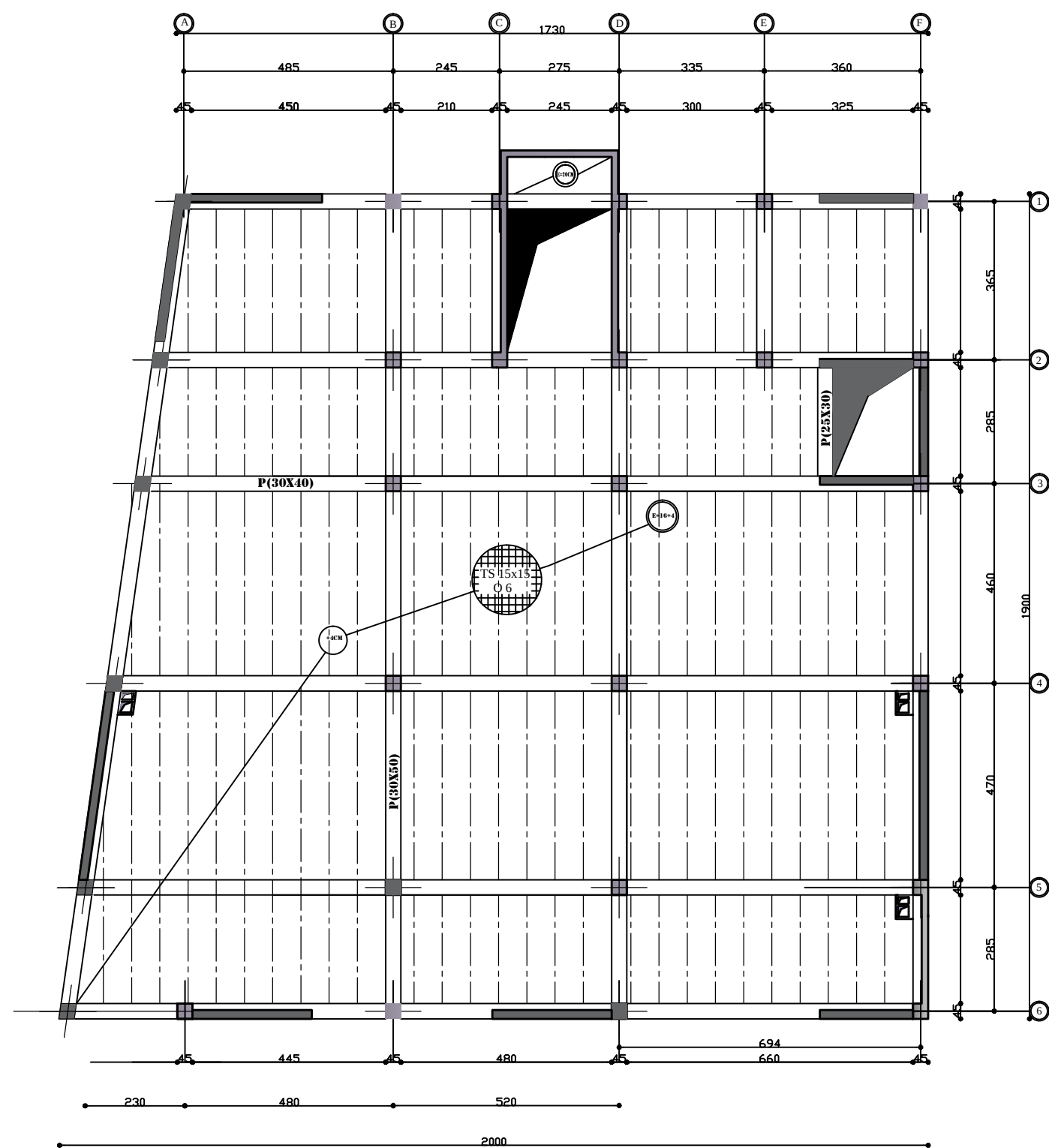


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



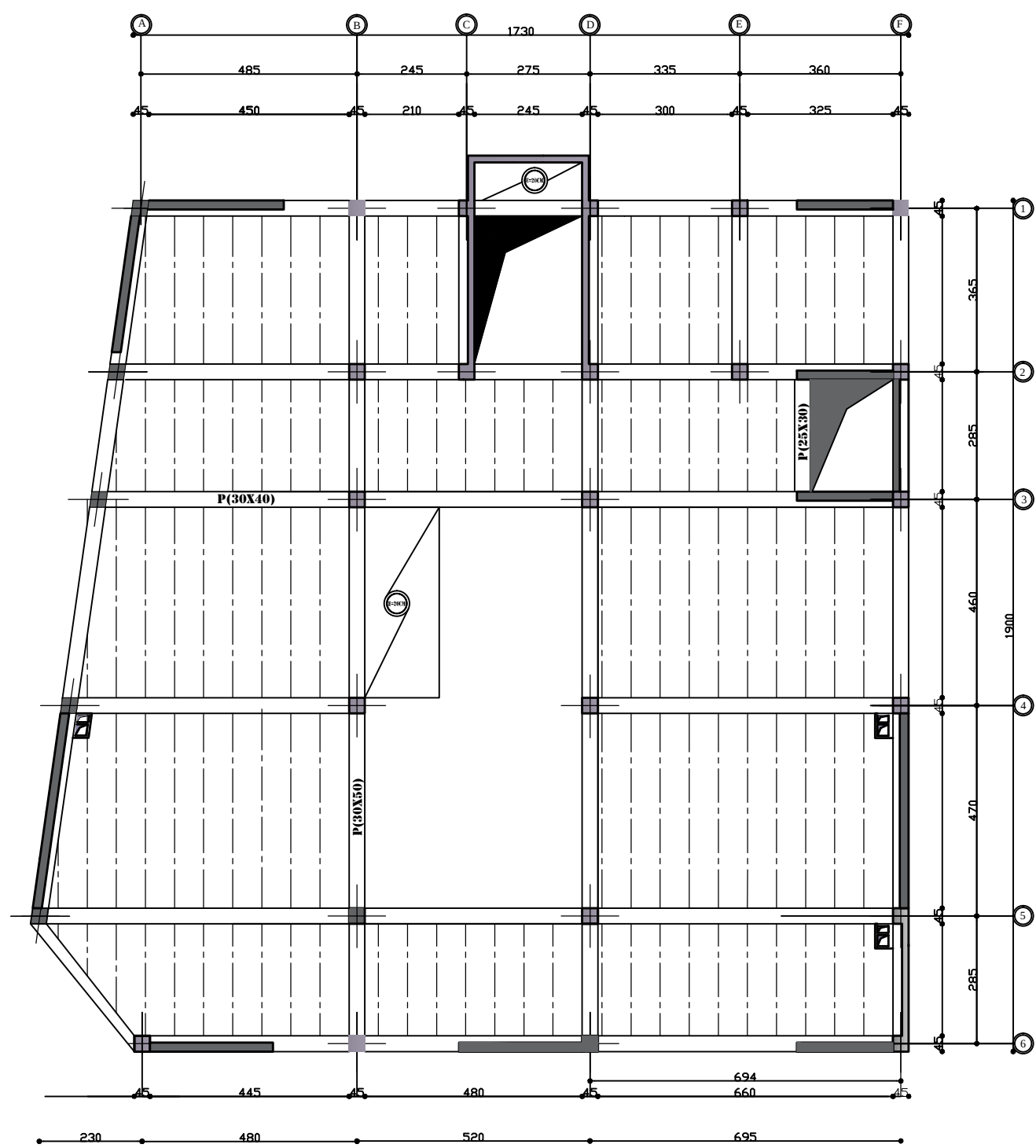
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV 0.04

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSTE SAAD DAHLEB -BLIDA FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR DEPARTEMENT D'ARCHITECTURE	
Projet / CENTRE COMMERCIAL À BLIDA	
Un travail réalisé et présenté par : KHEMIRIA SAMIRA	ECH 1/50
Diriger et assister par :	HIM:40/Atelier



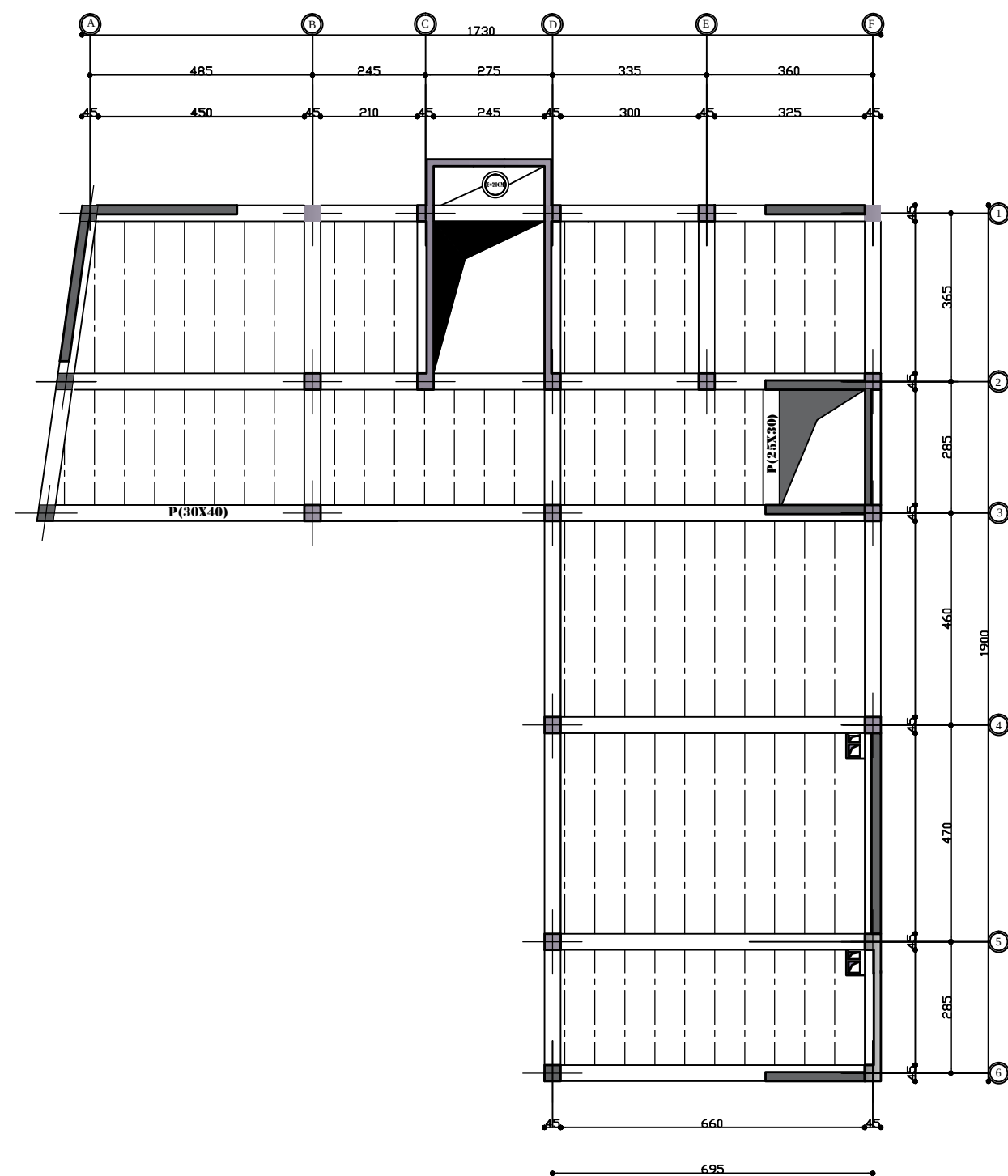
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSTE SAAD DAHLEB -BLIDA FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR DEPARTEMENT D'ARCHITECTURE	
Projet / CENTRE COMMERCIAL À BLIDA	
Un travail réalisé et présenté par : KHEMIRIA SAMIRA	ECH 1/50
Diriger et assister par :	HIM:40/Atelier



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER 1-2-3-4

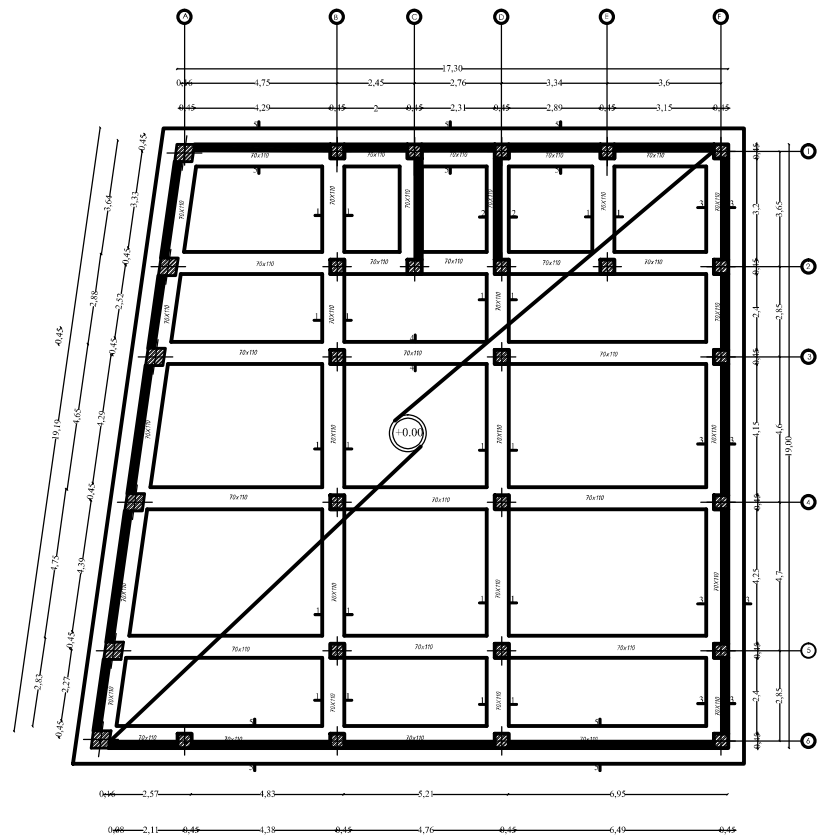
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSTE SAAD DAHLEB -BLIDA FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR DEPARTEMENT D'ARCHITECTURE	
Projet / CENTRE COMMERCIAL À BLIDA	
Un travail réalisé et présenté par : KHEMIRIA SAMIRA	ECH 1/50
Diriger et assister par :	HIM:40/Atelier



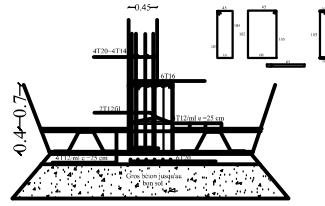
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSTE SAAD DAHLEB -BLIDA FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR DEPARTEMENT D'ARCHITECTURE	
Projet / CENTRE COMMERCIAL A BLIDA	
Un travail réalisé et présenté par : KHEMIRIA SAMIRA	ECH 1/50
Diriger et assister par :	HIM:40/Atelier

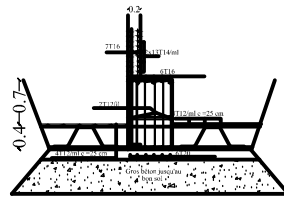
Coffrage Du radier Niv: +0.00



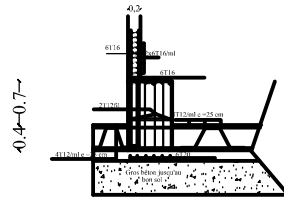
coupe 1-1



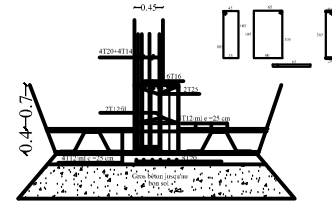
coupe 2-2



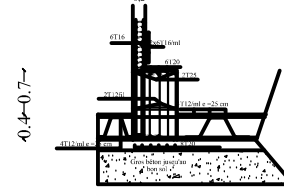
coupe 3-3
voile périphérique



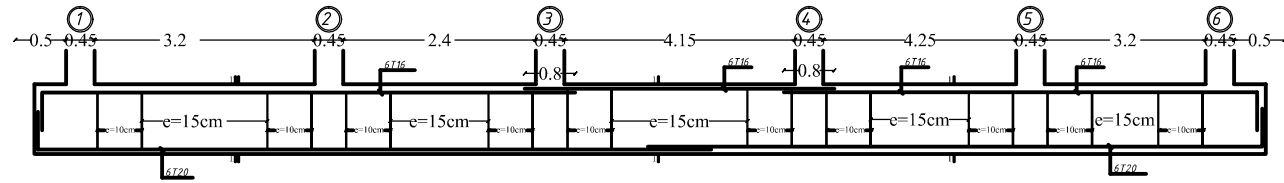
coupe 4-4



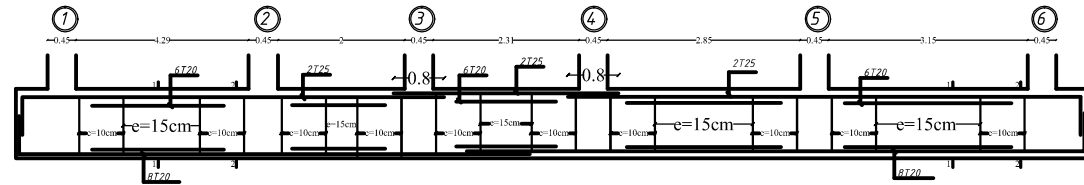
coupe 5-5
voile périphérique



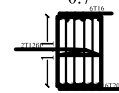
Ferraillage des nervures axe "A", "B" et "F"



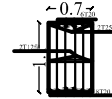
Ferraillage des nervures axe "1", "2" et "6"



coupe 1-1



coupe 1-1



coupe 2-2

