

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE 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



Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master professionnel en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.*

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9)
à usage commerciale et d'habitation*



Dirigé par :

M^r : HAMIZLM

Etudié par:

M^{lle} : KACI SABRINA

M^{lle} : KEBAILI FATIMA

Promotion : 2015 / 2016

Remerciement

*Avant tout, on tient à remercier **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir aidé et donner la force de terminer ce travail.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudees et notre profonde reconnaissance à notre promoteur « **Mr. HAMIZI** » pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente, nous faisant partager ainsi ses connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment.*

Enfin on souhaite présenter nos remerciements aux membres du jury qui ont accepté de participer à notre soutenance, nos amis et toutes la promotion Génie Civile 2015/2016 et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Merci



DEDICACE

Au nom d'ALLAH, le très Miséricordieux.

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je tiens à dédire ce modeste travail à mes chers parents, ma mère qui m'a soutenu et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que DIEU les préserve.

Et bien sûr :

- À mes frères : Riad, Mouloud et Abdenour.
- À mes sœurs : Kahina (et son mari et surtout ma petite nièce "AYA"), Lynda, Anissa et Kenza.
- À ma chère amie et binôme "Sabrina" et sa famille.

Sans oublié toute la famille "KEBAILI" et tous mes amis de près ou de loin sans exception.

Fatima



DEDICACE

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon très cher père qui sera fière de moi s'il était présent
- A ma très chère maman à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez
- A mes frères :
 - Hamid et leur famille (Fadhila, Eliza, Kilyane, Maxene-Lounes)
 - Arezki et leur famille (Faiza, Iness, Ilina)
 - Abdenour
- A mes sœurs :
 - Taous et leur famille (Salem, Hand, Fouad)
 - Sonia et leur famille (Salah, Amina, Yanis, Dania)
 - Nora et leur famille (Amirouche, Fawzi, Nassim)
 - Ounissa et leur famille (Nour, Amine)
- A mon fiancé Rabhi Nouredine et sa famille
- A ma grand- mère
- A mes cousines (Mouhand, Sylia, Mokrane)
- A mes copines (Zahra, Nawal, nabila)
- A ma très chère amie et binôme Fatima et a toute sa famille
- Au le reste de la famille sans exception
- A tous ceux que j'aime et je respecte.
- A toute la promotion 2015/2016

Sabrina

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

I.1) Introduction	01
I.2) La zone d'implantation	01
I.3) Présentation de l'ouvrage	01
I.4) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	01
I.5) Règlement en vigueur	02
I.6) Les éléments de l'ouvrage	02
I.6.1. Ossature.....	02
I.6.2. Les planchers.....	02
I.6.3. Les escaliers	03
I.6.4. Cage d'ascenseur.....	03
I.6.5. La maçonnerie	03
I.6.6. Revêtements	04
I.6.7- Le coffrage	04
I.6.8 : Acrotère.....	04
I.6.9. Les fondations	04
I.7) Caractéristiques des matériaux.....	04
I.7.1) Le Béton Armé	05
I.7.2) L'Acier	21
1. Action	22
2. Hypothèse de calcul	24
2.1Le Béton	24
2.2Acier.....	25
2.3Etat limite.....	26

Chapitre 02 : Descente de charge et pré dimensionnement des éléments

II.1) Introduction.....	30
II.2) Planchers	30
II.2.1) Poutres	31
II.2.2) Poteaux.....	32
II.2.3) voiles.....	32
II.3) Détermination des charges et surcharges	33
II.3.1) Les charges permanentes	33
II.3.2) Les surcharges d'exploitation	36
II.4) Descente de charge	36
II.4.1) Charges et surcharges revenant au poteau C2.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1) Introduction	42
III.2) Calcul des planchers	42
III.2.1) Calcul de la dalle de compression	42
III.2.2) Calcul de la poutrelle	44

III.3) Calcul des escaliers	61
III.3.1) Définition	61
III.3.2) Pré dimensionnement des escaliers.....	62
III.3.3) Détermination des sollicitations de calcul	63
III.3.4) Ferrailage	64
III.3.5) Calcul de la poutre palière	74
III.4) Calcul de l'acrotère	85
III.4.1) Détermination des sollicitations	85
III.4.2) Combinaison des charges	85
III.4.3) Ferrailage de l'acrotère	86
III.4.4) Vérifications à L'ELU	87
III.4.5) Vérification à L'ELS	89
III.5) Calcul du balcon	91
III.5.1) Détermination des charges et surcharges:	91
III.5.2) Calcul à l'état limite ultime	92
III.5.3) Calcul à l'état limite de service	94
III.6) Etude de la salle machine	96
III.6.1) Calcul de la dalle pleine du local	96
III.6.2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage	97
III.6.3) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle	98
III.6.4) Ferrailage	99
III.6.5) Vérification à L'ELU	101
III.6.6) Vérification à l'ELS	102

ChapitreIV : Modélisation de la structure

IV.1) Introduction	106
IV.2) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)	106
IV.3) Etapes de modélisation	106
1. Introduction de la géométrie du modèle.....	107
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.....	108
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :	109
4. Définition des charges statiques (G, Q)	115
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.....	115
6. Définition de la charge sismique E.....	119
7. Chargement des éléments	119
8. Introduction des combinaisons d'actions	119
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats	120

ChapitreV : Vérification aux exigences du RPA

V.1) Introduction	121
V.2) Méthode statique équivalente	121
V.3) Vérifications réglementaires	121
V.4) Conclusion	127

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1) Introduction	128
VI.2) Ferrailage des poteaux	128
VI.2.1) Armatures longitudinales	128
VI.2.2) Armature transversales	136
VI.3) Ferrailage des poutres	140
VI.3.1) Les combinaisons de calcul	140
VI.3.2) Recommandations du RPA99	140
VI.3.3) Etapes de calcul à L'ELU.....	141
VI.3.4) Vérification à l'ELS.....	145
VI.4) Ferrailage des voiles	151
VI.4.1) Combinaison d'action	151
VI.4.2) Exposé de la méthode	151
VI.4.3) Détermination des armatures	152
VI.4.4) Dispositions constructives	154
VI.4.5) Vérification	155

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1) Introduction	164
VII.2) Dimensionnement	165
VII.2.1) Semelles isolés.....	165
VII.2.2) Semelles filantes	166
VII.3) Calcul de la semelle filante	170
VII.3.1) Calcul de la semelle	170
VII.3.2) Etude de la poutre de rigidité	171
VII.3.3) Semelle filantes sous voiles	174
VII.3.4) Calcul des longrines	176

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Type et Composition des ciments courants	06
Tableau I.2 : classe de résistance des ciments courant.	07
Tableau I.3 : valeur du coefficient granulaire G	14
Tableau I.4 : valeur du coefficient correcteur M en fonction de D.....	15
Tableau I.5 : valeur du terme correcteur K	16
Tableau I.6 : valeur du coefficient de Compacité.	18
Tableau I.7 : valeur de la consistance du béton en fonction de son affaissement	19
Tableau I.8 : nuances des aciers et leurs limites d'élasticité	22

Chapitre II : Descente de charge et pré dimensionnement

Tableau II.1 : Coefficients de dégression des surcharges.....	39
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de la descente de charge	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées (étage courant et du RDC) à l'Elu.....	49
Tableau III.2 : les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées (terrasse)....	49
Tableau III.3 : les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées à l'Els	56

Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA

Tableau V.1 : justification de Déplacement inter étage	125
Tableau V.2 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.....	126
Tableau V.3 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale	126
Tableau V.4 : Vérifications des Sollicitations normales	127

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI .1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU	132
Tableau VI .2 : Vérification des poteaux à l'ELS	135
Tableau VI .3 : Vérification de la flèche des poutres	148
Tableau VI.4 : Calcul de voile W1-W5-W7-W9	157
Tableau VI.5 : Calcul de voile W3-W4-W6-W8	158
Tableau VI.6 : Calcul de voile W10-W11	159
Tableau VI.7 : Calcul de voile W12	160
Tableau VI.8 : Calcul de voile W13-W15.....	161
Tableau VI.9 : Calcul de voile W14	162

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	166
Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	167
Tableau VII.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux	168
Tableau VII.4 : Les résultats des vérifications	174

Chapitre01 : présentation de l'ouvrage

Figure I-1 : Plancher en corps creux	03
Figure I-2 : maçonnerie.....	04
Figure I.3 : Fuseaux proposés pour la granularité des sables à béton.....	9
Figure I.4 : essai d'équivalent de sable	10
Figure I.5 : fuseau granulaire réglementaire	11
Figure I.6 : variation de la contrainte de compression en fonction du rapport E /C	12
Figure I.7 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée	15
Figure I.8 : représentation graphique de la méthode de DREUX-GORISS.....	17
Figure I.9 : essai d'affaissement.....	19
Figure I.10 : opérations de surfacage des éprouvettes en béton	20
Figure I.11 : essai de compression	20
Figure I.12 : essai Brésilien.....	21
Figure I.13 : Diagramme contrainte déformation	25
Figure I.14 : Diagramme contrainte-déformation à l'Elu	27
Figure I.15 : Diagramme élasto-plastique(ou linéaire-plastique).....	27
Figure I.16 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'Els.....	29

Chapitre02 : descente de charge et pré dimensionnement

Figure II.1 : coupe verticale du plancher	30
Figure II.2 : Coupe de voiles.....	33
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse	33
FigureII.4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant	34
FigureII.5 : Cloisons extérieure	35
FigureII.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	35
FigureII.7 : Coupe transversale de la dalle pleine.....	35

Chapitre 03 : Calcul des éléments secondaires

FigureIII.1 : Schéma de la table de compression	42
FigureIII.2 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	43
FigureIII.3 : Schéma statique de la poutrelle.....	44
FigureIII.4 : Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle la plus sollicitée	47
FigureIII.5a : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m] (RDC).....	48
FigureIII.5b : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m] (terrasse)	48
FigureIII.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en [KN.m]	49
FigureIII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (étage courant et du RDC) ...	56
FigureIII.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	57
FigureIII.9 : la section homogénéisée.....	59
FigureIII.10 : Plan de ferrailage du plancher.....	60
FigureIII.11 : coupe verticale d'un escalier	61

FigureIII.12 : Schéma statique.....	63
FigureIII.13 : Schéma statique à L'ELU	64
FigureIII.14 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissent à l'Elu.....	66
FigureIII.15 : Schéma statique à L'ELS	69
FigureIII.16 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissent à l'Els	71
FigureIII.17 : Schéma statique à l'ELU.	75
FigureIII.18 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissent à l'E.L.U.....	77
FigureIII.19 : Schéma statique à l'E.L.S.	80
FigureIII.20 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissent à l'Els	82
FigureIII.21 : Coupe transversale de l'acrotère	85
FigureIII.22 : Schéma statiques	85
FigureIII.23 : Disposition des armatures dans l'acrotère.....	90
FigureIII.24 : Schéma statique du balcon.	91
FigureIII.25 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen	96

ChapitreVI : Ferrailage des éléments structuraux

FigureVI.1 : Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée	129
FigureVI.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	155

ChapitreVII : Etude de l'infrastructure

FigureVII.1 : Schéma de la semelle isolée	165
FigureVII.2 : Semelle filante	168
FigureVII.3 : Interface de calcul et dessin de la semelle filante rigide sous poteau.....	172

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC plus 9 étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.6) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

I.1) Introduction :

Le cycle de formation de Master en génie civil étant arrivé à son terme, et dans le but de concrétiser les connaissances ont été réalisé une étude et un calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage commerciale et d'habitation, qui doit être calculé pour la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût. Dans tous les calculs il a été tenu en compte des règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.2) La zone d'implantation :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de BEJAIA, qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyen sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa). Avec une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.50\text{bars}$, cette contrainte a été prise forfaitairement d'après les différentes études et sondages fait déjà auparavant au voisinage de ce chantier.

I.3) Présentation de l'ouvrage :

Notre bâtiment comporte :

- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Un rez-de-chaussée ;
- neuf étages courants ;
- Une terrasse inaccessible.

I.4) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

a) en plan :

- Longueur totale de bâtiment : $L = 28.2$ m ;
- Largeur totale du bâtiment : $B = 17.2$ m.

b) en élévation :

- Hauteur de rez-de-chaussée : 4.08 m ;
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m ;
- Hauteur de l'acrotère : 0.60 m
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 34.68$ m.

I.5) Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits selon les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi tous les règlements applicables en Algérie :

- BAEL91 modifié 99 :(règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limitent).
- RPA99 modifié 2003 :(règles parasismiques algériennes).
- DTR B.C.2.2 : document technique réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.
- CBA 93

I.6) Les éléments de l'ouvrage :

I.6.1. Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

Contreventement par portique : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Contreventement par voile : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

I.6.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges comme ils assurent les fonctions suivantes :

La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

❖ Il y a deux types de planchers :

a. Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

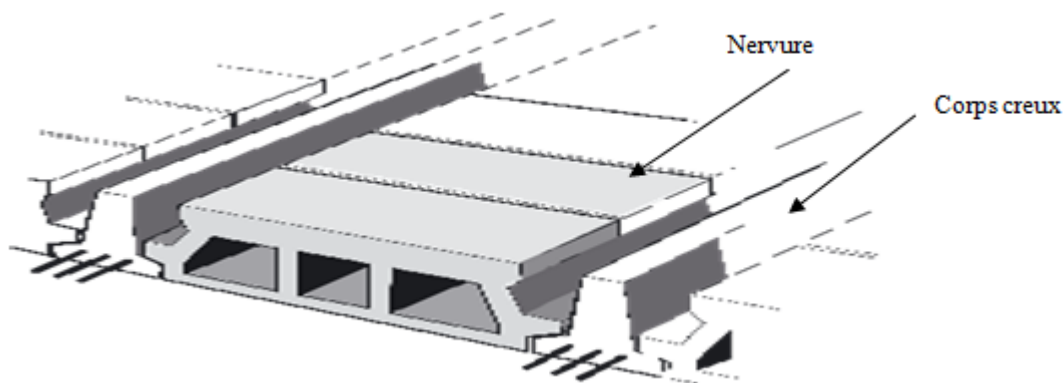


Figure I-1 : Plancher en corps creux

I.6.3. Les escaliers :

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre, un escalier est composé d'un palier et d'une paillasse réalisée en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : Escalier a deux volées et un palier de repos.

I.6.4. Cage d'ascenseur :

Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulée sur place.

I.6.5. La 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. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- **Les murs intérieurs** : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

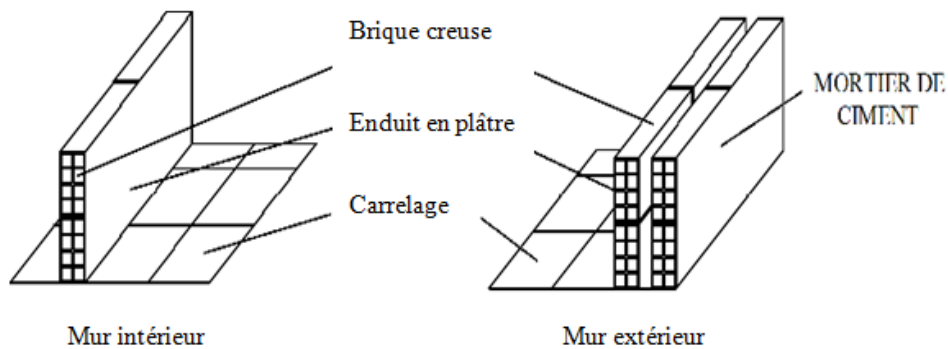


Figure I-2 : maçonnerie

I.6.6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.6.7- Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

I.6.8 : Acrotère :

Il sera en béton armé, dans notre bâtiment on a deux acrotères : celui de bâtiment et celui de la chambre d'ascenseur.

I.6.9. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.7) Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction par l'ingénieur a une grande importance dans la réalisation de l'ouvrage, c'est pour cela qu'il doit respecter la réglementation (DTR et Norme relative et éventuellement le confort).

I.7.1) Le Béton Armé :

On attribue généralement l'invention du béton armé au Français **Joseph Lambot** qui a eu l'idée d'utiliser un fil de fer dans un mortier pour construire un réservoir puis une barque en **1848 en ciment armé**, et à **Joseph-Monier** qui a construit des bacs à fleurs et a apporté une grande contribution à la création du béton armé.

Le béton armé est donc un matériau composite qui présente un comportement satisfaisant est cela grâce au phénomène dit d'adhérence qui se manifeste entre ces deux matériaux, mais surtout aux coefficients de dilatations thermiques de ces deux matériaux qui sont presque équivalents, en plus de cela on n'y rajoute la protection des aciers contre la corrosion et cela grâce à la création d'une pellicule protectrice dite ferrite de chaux.

Le béton armé reste le matériau de construction le plus économique, résistant au feu et qui nécessite peu d'entretien. Il est composé de : Béton et d'Acier.

I.7.1.1) Le Béton :

Le béton est un mélange de plusieurs matériaux. Le dosage de ces produits (matériaux) est très important ils influent beaucoup sur le comportement du béton que ce soit à l'état frais ou durci, c'est pour cela que ces quantités respectives sont déterminées par une étude appelée étude de composition de béton pour pouvoir mettre au point le béton approprié qui satisfait toutes les exigences que ce soit lors de la mise en œuvre telle que la maniabilité mais aussi les exigences à long terme à savoir la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

Le béton est composé de :

- Ciment ;
- sable ;
- Granulats ;
- L'eau de gâchage ;
- les adjuvants.

A. Le Ciment :

Les ciments sont des produits normalisés de fabrication industrielle faisant partie des matériaux de construction courants. Ils sont destinés principalement à la confection des bétons dans lequel ils jouent le rôle de liant. Il existe plusieurs types de ciments. Chaque type de ciment présente des aptitudes à l'emploi pour des applications liées au type d'ouvrage

considéré, à son environnement, aux performances requises et à la technique de mise en œuvre retenue.

Un liant hydraulique est une poudre minérale finement moulue qui gâchée avec de l'eau forme une pâte faisant prise, qui durcit progressivement et qui conserve après durcissement sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Les ciments sont donc des **liants hydrauliques** formés de constituants anhydres, renfermant pour l'essentiel de la silice (**SiO₂**) ainsi que de l'alumine (**Al₂O₃**) et de la chaux (**CaO**). En se combinant avec l'eau, ces constituants forment des **silicates** et des **aluminates de calcium** hydratés solides et **stables**.

La fabrication du ciment se fait suivant plusieurs procédés à savoir :

- par voie sèche.
- Par voie humide.
- Par voie semi-sèche.
- Par voie semi-humide.

▪ **Type et Composition des ciments courants :**

Types de ciment	Désignation	Clinker	Autres constituants	Constituants secondaires
Ciment Portland	CEM I	95-100	/	0-5
Ciment Portland Composé	CEM II/A	80-94	6-20	/
	CEM II/B	65-79	21-35	/
Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	0-5
	CEM III/B	20-34	66-80	0-5
	CEM III/C	5-19	81-95	0-5
Ciment Pouzzolanique	CEM IV/A	65-90	10-35	0-5
	CEM IV/B	45-64	36-55	0-5
Ciment Composé	CEM V/A	40-64	18-30 / 18-30	0-5
	CEM V/B	20-39	31-50 / 31-50	0-5

Tableau I.1 : Type et Composition des ciments courants

- **Les classes de résistance des ciments courants :**

Classe de résistance	Résistance à la compression (MPa)			
	Résistance à court terme		Résistance courante	
	02 jours	07 jours	28 jours	
32,5 N	---	≥ 16.0	≥ 32.5	≤ 52.5
32,5 R	≥ 10.0	---		
42,5 N	≥ 10.0	---	≥ 42.5	≤ 62.5
42,5 R	≥ 20.0	---		
52,5 N	≥ 20.0	---	≥ 52.5	---

Tableau I.2 : classe de résistance des ciments courant.

- **Usages des ciments :**

CEM I : utilisé en béton armé en général il est coulé sur place ou préfabriqué ou béton précontraint ces avantages décoffrage rapide, mise en service. Bétonnage jusqu'à une température extérieure 5 et 10°.

CEM II/A ou B : Ces ciments sont les plus couramment utilisés ; CEM II/A ou B classe R on l'utilise pour des travaux nécessitant une grande résistance initiale (décoffrage rapide), on l'utilise aussi pour les bétons en élévation, armé ou non d'ouvrages courants : fondations ou travaux souterrains en milieux non agressifs.

CEM III/A B, ou C et CEM V/A ou B : Ces ciments sont utilisés pour les travaux souterrains en milieux agressifs (terrains gypseux, eaux d'égouts, eaux industrielles...)

Travaux à la mer : les ciments utilisés sont tous PM ciments pour travaux à la mer en conformité à la norme **NF P 15-6317**. Travaux nécessitant une faible chaleur d'hydratation.

▪ **Essais sur les ciments :**

Afin de s'assurer de la qualité et de la conformité des ciments il est nécessaire de réaliser des essais normalisés et spécifiques avec un matériel approprié. Les principaux essais relatifs au ciment sont :

1. Essai de consistance :

Cet essai a pour but de déterminer la quantité d'eau nécessaire et suffisante à l'hydratation du ciment l'appareil utilisé est l'appareil **Vicat**. **L'essai fait l'objet de la norme NA229.**

2. Essai de prise :

Cet essai permet de mesurer le temps de prise du ciment. Cet essai nous permet de déterminer le temps disponible pour la mise en œuvre in situ des mortiers et des bétons. L'essai fait l'objet de la **norme NA230.**

3. Essais mécaniques :

Les essais consistent à déterminer les résistances à la compression et à la traction par flexion des éprouvettes prismatiques de mortiers de ciment de 4 x 4 x 16 (cm).

L'essai fait l'objet de la **norme NA234.**

B. Sable :

Désigner par deux dimensions $0/D$ tel que et $1 \leq D \leq 5\text{mm}$.

Caractéristiques du sable : il présente plusieurs caractéristiques à savoir :

1. La granularité :

C'est la distribution des grains de sable suivant leurs dimensions, elle s'effectue suivant une analyse granulométrique par tamisage les résultats de l'analyse permettent de classer le sable suivant la grosseur des grains en :

Sable fin :0,08mm à 0,315mm.

Sable moyen :0,315mm à 1,25mm.

Sable gros.....1,25 mm à 5mm.

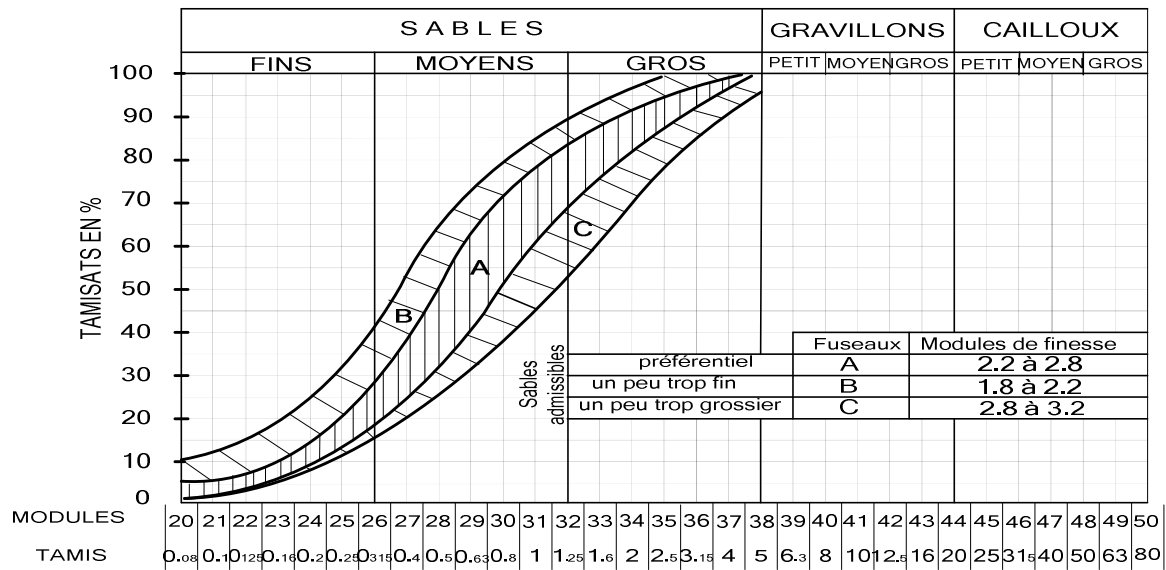


Figure I.3 : Fuseaux proposés pour la granularité des sables à béton

2. Module de finesse (MF) :

C'est une caractéristique importante. Un bon sable à béton doit avoir un module de finesse M_f compris entre 2,2 et 2,8 ; au-dessous, le sable a une majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau ; au-dessus, le sable manque de fines et le béton y perd en ouvrabilité.

$M_f = \frac{1}{100}$ de la Σ des refus cumulés exprimés en % sur tamis de:

0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5.

Les modalités 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5.

Les modalités de cet essai font l'objet de la **norme NA 256**.

3. Propreté des Sables :

Les sables peuvent contenir des éléments fins ou des impuretés en grande quantité, qui peuvent perturber l'hydratation du ciment et l'adhérence pâte granulat, d'où la nécessité d'employer des granulats propres.

Dans les sables cette caractéristique est fournie par l'essai « **équivalent de sable** » qui permet de mesurer la fraction argileuse du matériau. L'essai consiste à séparer le sable des matières argileuses ou fines, qui remontent par floculation à la partie supérieure de l'éprouvette où l'on a effectué le lavage, (plus la valeur de **SE** est grande, plus le sable est propre).

Les modalités de cet essai font l'objet de la **norme NA 455**.

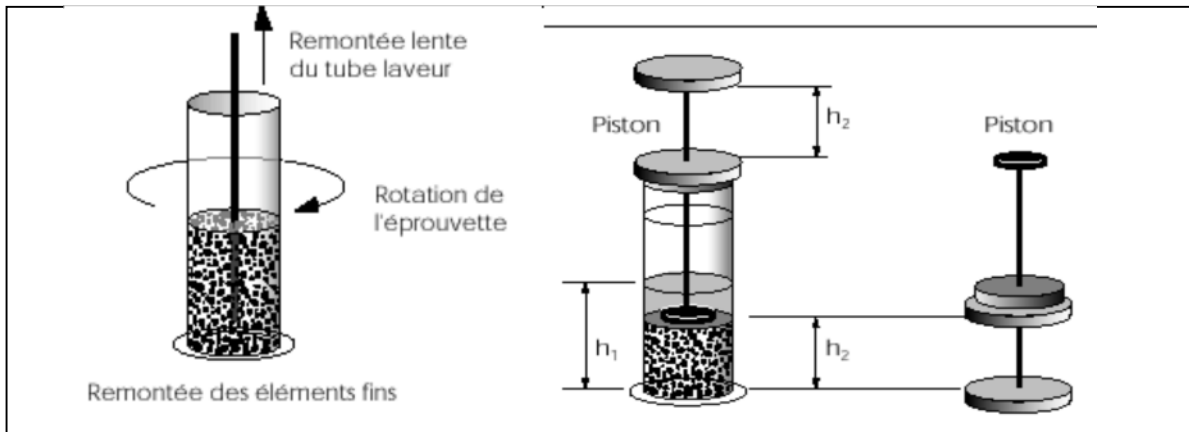


Figure I.4 : essai d'équivalent de sable.

L'équivalent de sable **SE** exprimé en pourcentage est donné par la formule :

$$SE = 100 \times \frac{h_2}{h_1}$$

Avec : h_2 : hauteur de sable lisible.

h_1 : hauteur total avec flocculant.

Il est souvent utile de compléter cet essai par la valeur au Bleu, afin d'évaluer de façon sélective des fines (même si SE est élevé).

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est utilisé pour déterminer la propreté d'un sable ou d'un granulat, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques.

Les modalités de cet essai font l'objet de **la norme NA 1948**.

C. Les Granulats :

Les granulats sont des matériaux inertes obtenus par criblages et éventuellement par lavage à partir des matériaux alluvionnaires (granulats roulés), ou à partir du concassage des roches naturelles en carrière (granulats concassés). Ils sont classés suivant leurs dimensions en plusieurs familles telles que : fillers, sable, gravillons ...

Les granulats constituent le squelette du béton, ils s'opposent à la propagation des microfissures dans la pâte provoquée par le retrait. Ils influent fortement sur les propriétés du béton tant à l'état frais que l'état durci, C'est pour cela qu'ils doivent être conformes aux exigences de qualité conforme.

- Gravillon :

Désigné par leur petite et grande dimension d/D tel que $d \geq 5\text{mm}$ et $D \leq 25\text{mm}$.

Dans le commerce on peut trouver plusieurs classes de graviers tels que 3/8, 5 /15,8 /15,15/25.Dans la construction de bâtiment on utilise : 3/8, 5 /15, 15/25.

❖ Caractéristiques physiques:

- La granularité :

Est définie comme étant la distribution des grains suivant leurs dimensions, elle s'effectue suivant une analyse granulométrique par tamisage suivant la **norme NA 2607**. Les résultats obtenus sont reportés sur une courbe granulométrique qui doit être à l'intérieur d'un fuseau réglementaire.

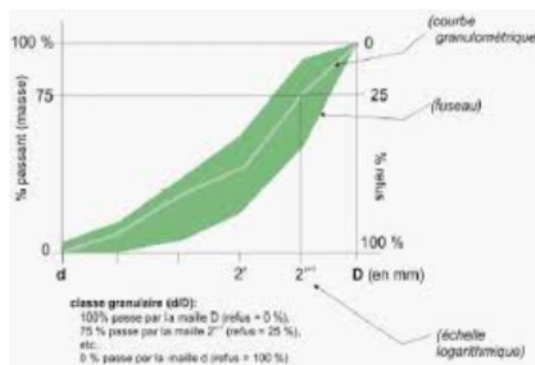


Figure I.5 : fuseau granulatoire réglementaire.

- Les Masses volumiques :

- La masse volumique réelle, qui peut être déterminée par la méthode de la balance hydrostatique suivant la **norme NA 255**.
- La masse volumique apparente.

- Résistances :

- La résistance à la fragmentation, mesurée par la méthode d'essai Los Angeles suivant **la norme NA 458**.
- La résistance à l'usure, mesurée par la méthode d'essai « micro-Deval humide »
 Suivant **la norme NA 5129**.

D. L'eau de gâchage :

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer de l'eau de mer qui contient environ 30g/L de chlorure de sodium pour la fabrication de béton armés ou précontraints. Cette quantité fait objet de **la norme NA1966**.

Figure I.5 donne la variation de la contrainte de compression en fonction du rapport E/C qui montre que pour une valeur du rapport E/C inférieur à la valeur optimale, la résistance décroît plus rapidement que si la valeur de ce rapport (E/C) était plus grande que la valeur optimal par conséquent une quantité d'eau par défaut est beaucoup plus à craindre qu'une quantité d'eau en excès.

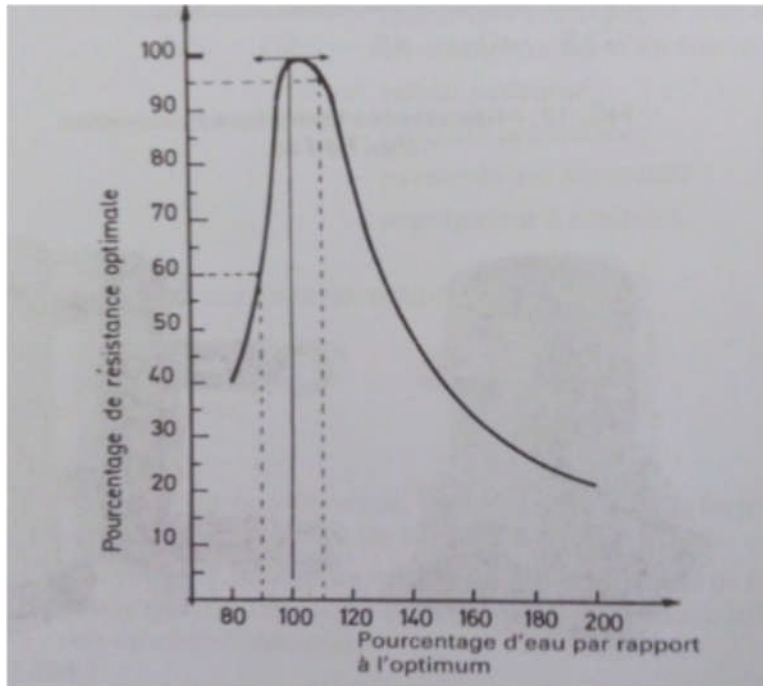


Figure I.6 : variation de la contrainte de compression en fonction du rapport E /C.

E. Les adjuvants :

Ce sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (3% du poids du ciment donc moins de 0,4 % du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton.

Il existe plusieurs types d'adjuvant à savoir :

- Ceux qui modifient l'ouvrabilité du béton : plastifiant réducteur d'eau.
- Ceux qui modifient la prise et le durcissement : accélérateur de prise, accélérateur de durcissement, retardateur de prise.
- Ceux qui modifient certaines propriétés du béton : entraîneurs d'air.

❖ Etude de formulation :

Ella pour but de déterminer la quantité nécessaire de matériaux pour pouvoir mettre au point le béton approprié qui satisfait toutes les exigences que ce soit lors de la mise en œuvre ou à long terme.

Il existe plusieurs méthodes pour l'étude de la formulation :

- La méthode Baron.
- La méthode Bolomey.
- La méthode de Féret.
- La méthode de Faury.
- La méthode Dreux-Gorisse.

On a choisi d'explicitier la méthode de « Dreux-Gorisse ».

1. Méthode de DREUX- GORISSE :

La méthode de formulation de DREUX GORISSE permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier (G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton :

- a) Détermination de la dimension de gros grains D.
- b) Détermination des dosages en ciment.
- c) Détermination du dosage en eau.
- d) Détermination de la courbe granulométrique de référence.
- e) Détermination du dosage du sable et des graviers.

2. Condition de mise en œuvre :

2.1 Nature de l'ouvrage :

D'après les plans, les calculs effectués le cahier de charge on peut connaitre quelle sorte d'ouvrage devra t'on construire : ouvrage massif ou élancé a forte ou faible épaisseur, distance minimale entre armatures, ... etc.

2.2 Résistance souhaitée :

✓ Calcul de la résistance minimal σ_n' à 28 jours

La résistance minimal σ_n' atteinte à 28 jours est fixée, étant donnée qu'elle est liée a la résistance moyenne σ_{28}' par $\sigma_{28}' = \sigma_n' + 15\% \sigma_n' = 1.15 \sigma_n'$.

$$\sigma_{28}' = \sigma_n' \cdot G \cdot \left(\frac{E}{C} - 0.5\right)$$

$$\sigma_{28}' = \sigma_n' \cdot 1.15$$

2.3 Détermination des dosages en ciment :

Avant de pouvoir déterminer le dosage en ciment il faut évaluer d'abord le rapport C/E qui est le rapport entre la quantité de ciment et celle de l'eau ce rapport se réduit à partir de la formule de BOLOMEY.

$$\sigma'_{28} = G \sigma'_c *(C/E - 0,5) \dots\dots\dots(1).$$

$$\sigma'_{28} = 1,15 \sigma'_n \dots\dots\dots(2).$$

σ'_{28} : Résistance moyenne en compression désirée (à 28 jours) en MPa

σ'_c : Classe vraie du ciment (à 28 jours) en Mpa

C : dosage en ciment (en kg/m³).

E : dosage en eau totale sur matériaux secs (en litre pour 1 m³).

G : coefficient granulaire.

La valeur de **G** est déterminée du tableau ci-dessous.

Qualité des granulats	Fin D < 16mm	Moyens 25 < D < 40	Gros D > 63mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau I.3 : valeur du coefficient granulaire G

Détermination du dosage en ciment à l'aide de l'abaque ci- dessous et cela en fonction du rapport C/E déterminait suivant la formule (1) et la consistance au cône d'ABRAMS voulue

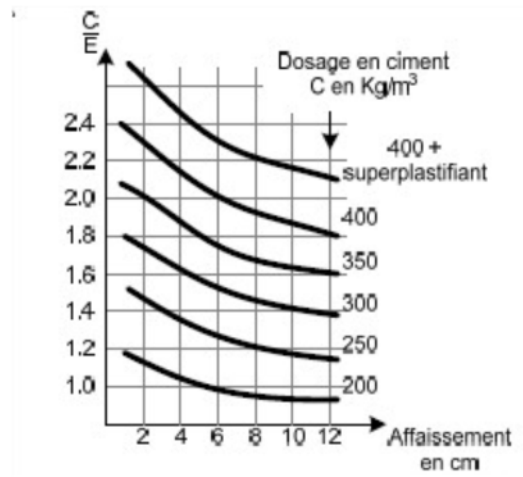


Figure I.7 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée.

2.4 Détermination du dosage en eau :

Après avoir trouvé les valeurs de C et C/E la valeur E (dosage en eau) est déduite.

Il est impératif de corriger la valeur de E dans c'est cas suivant :

- Granulats préalablement mouillés (conservation à l'extérieur et donc exposé à l'eau de pluie).
- Utilisation des grains plus au moins gros. Il faut corriger la quantité d'eau d'après la formule suivante : $E1 = E0 + M \% E0$

Avec M coefficient correcteur en fonction de D dont la valeur est donné par le tableau suivant

Dimension maximale des granulats D en mm	5	10	16	25	40	63	100
Correction sur le dosage en eau %	+15	+9	+4	0	-4	-8	-12

Tableau I.4 : valeur du coefficient correcteur M en fonction de D.

2.5 Détermination de la courbe granulométrique de référence :

Cette courbe de référence OAB est composé de deux demi-droites qui se rencontre au point A appelé point de brisure.

.coordonné des points A et B :

Point B

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Abscisse : } X_B = \text{dimension D du plus gros granulat.} \\ \text{-Ordonnée : } Y_B = 100\%. \end{array} \right.$$

Point A

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Abscisse : } X_A = \frac{D}{2} \quad \text{si } D < 20\text{mm} \\ \text{Ou } X'_A = \frac{X_1 + X_2}{2} \quad \text{si } D \geq 20\text{ mm} \end{array} \right.$$

X'_A : abscisse situé au milieu du segment limité par le module 38 (tamis $D=5\text{mm}$)

Et l'ordonné du point A à pour expression $Y_A = 50 - \sqrt{D} + K$

Avec K terme correcteur qui dépend du dosage en ciment de l'efficacité de la vie et de la forme du granulats (roulé ou concassé).

Vibration	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
400+fluides	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	+2	-2	0	-4	-2
350	+2	+4	0	+2	-2	0
300	+4	+6	+2	+4	0	+2
250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

Tableau I.5 : valeur du terme correcteur K

Remarque : correction supplémentaire.

- Correction sur K_S : si le module de finesse $M_f \neq 2,5$; $K_S = 6M_f - 15$.
- Correction sur K_p pour béton pompé : $K_p = K + (5 + 10)$;

Connaissant D et après avoir déterminé les coordonnées du point A on trace la courbe granulométrique de référence.

2.6. Dosage du sable et des graviers :

Détermination des proportions de sable et des graviers, de sorte que la courbe granulométrique réelle s'approche le plus de celle de référence.

En traçant les lignes de partage joignant, les points d'ordonnée 95% de la 1^{ère} courbe et les points d'ordonnée 5% du premier gravier G₁ de la 2^{ème} courbe et ainsi de suite. Les points d'intersection de ces lignes de partage avec la courbe de référence donnent les proportions en volumes absolus du sable (S) et des différents graviers.

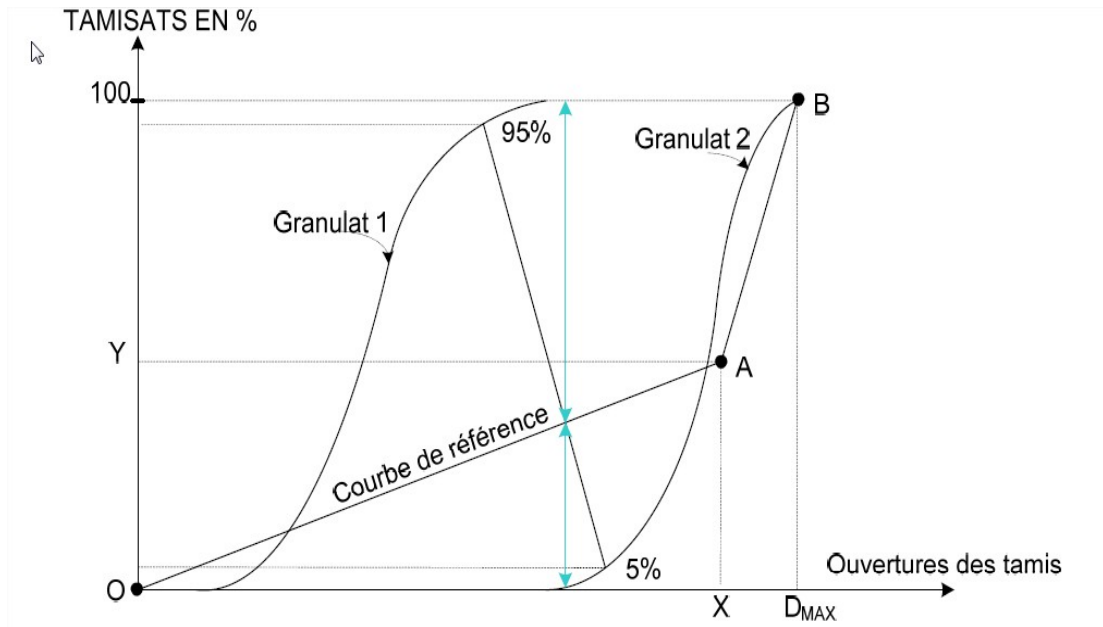


Figure I.8 : représentation graphique de la méthode de DREUX-GORISS

2.7. Détermination des dosages en granulats:

Pour cela il faut utiliser la valeur du coefficient de compacité de DREUX-GORISS γ

- **Coefficient de compacité γ :**

Ce coefficient est défini comme étant le rapport à 1m³ du volume absolu des matières solides (ciment + granulats) réellement contenues dans 1 m³

La valeur du coefficient de Compacité de DEUX-GORISS γ est donnée dans le tableau suivant :

$$\gamma = \frac{VS + VG1 + VG2 + \dots + VGn + V_{\text{ciment}}}{V_{\text{total}}} \quad ; \text{ Et } V_{\text{total}} = 1\text{m}^3 = 1000\text{L}$$

Et : $V_{\text{total}} = 1\text{m}^3 = 1000\text{L}$

Consistance	Serrage	γ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,730	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

- sable roulé et gravier concassé = - 0,01,
- sable et gravier concassé = - 0,03.

Tableau I.6 : valeur du coefficient de Compacité.

$$1000\gamma = VS + VG1 + VG2 + \dots + VGn + Vciment$$

Après avoir eu le volume définitif on aura le volume absolu du granulat que l'on doit utiliser et avec cela on pourra déterminer les volumes absolus de sable et de gravier.

➤ **Les essais sur le béton :**

Le contrôle est un moyen pour vérifier le niveau de performance et de qualité requis pour les bétons, c'est pour cela l'ingénieur devra encore s'assurer à partir des essais sur le béton et de l'inspection sur place que les hypothèses du calcul statique (qualité des matériaux, détails constructifs) sont conformes à la réalité.

1. Essai sur béton frais :

▪ **Essai D'affaissement Au Cône D'abrams :**

C'est l'essai le plus couramment utilisé car il est très simple à mettre en œuvre, Il s'agit de mesurer l'affaissement d'un cône de béton frais sous l'effet de son propre poids. Plus cet affaissement est élevé plus le béton est fluide. Il peut être réalisé aussi bien au laboratoire que sur chantier. cet essai fait objet de la **norme NA431**.

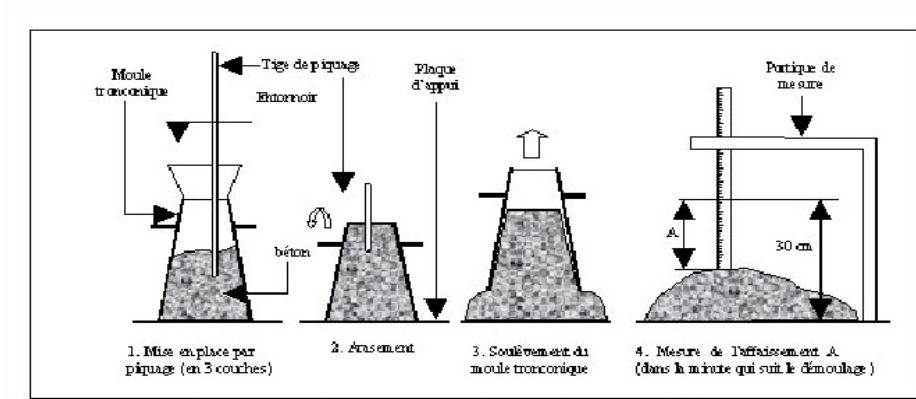


Figure I.9 : essai d'affaissement.

Consistance du béton en fonction de son affaissement :

Classe de consistance	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
Ferme	0 à 4	± 1
Plastique	5 à 9	± 2
Très plastique	10 à 15	± 3
Fluide	≥ 16	

Tableau I.7: valeur de la consistance du béton en fonction de son affaissement

2. Essais sur le béton durci :

a) Essai non destructif :

-**Essai au scléromètre:** L'essai au scléromètre est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton et. Le scléromètre convient aux essais au laboratoire comme aux essais sur chantier. --

-**Essai d'auscultation SONIQUE :** l'essai consiste à mesurer la vitesse de propagation d'ultrason traversant le béton à l'aide d'un générateur et d'un récepteur.les essai peuvent être effectué sur les éprouvettes en laboratoire ou sur l'ouvrage.

b) Essais destructifs :

L'objectif des essais de rupture du béton est la vérification de ses résistances maximales en compression et en traction, qui font partie des critères de qualité sur lequel le calcul des ouvrage courant est basé.

-Essai de compression : La résistance en compression à 28 jours est désignée par f_{c28} . elle se mesure par une compression axial de cylindres droits de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre. L'essai fait l'objet de la **norme NA 427**. Conformément à la norme **NA 426**, l'essai de compression est effectué sur des éprouvettes cylindriques dont les extrémités ont été rectifiées. Car si les éprouvettes étaient placées telles quelles sur les plateaux de la presse on ne pourra pas assuré la planéité des surfaces au contact et de leur perpendicularité aux génératrices de l'éprouvettes. la rectification consiste donc à rendre ces surface planes et perpendiculaire aux génératrices de l'éprouvettes. Pour parvenir à ce résultat deux méthodes peuvent être employées la surface en soufre suivant la norme NA 2599 et la rectification pas usinage des extrémités.

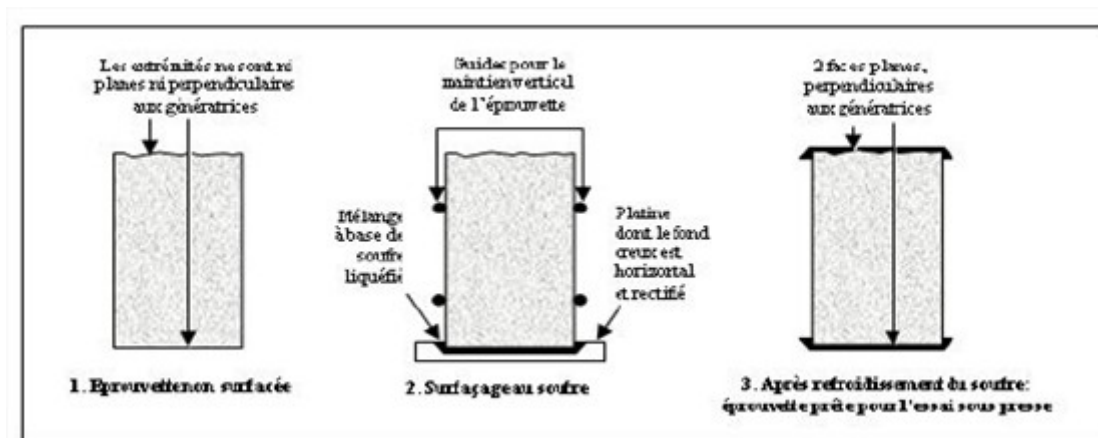


Figure I.10 : opérations de surfaçage des éprouvettes en béton

Une fois L'éprouvette rectifier on l'introduit dans la presse de tel manière qu'elle soit centré avec une erreur inferieurs a 1% de son diamètre .pour des éprouvettes de 16x32cm. La charge de rupture P est la charge maximale enregistrée Au cours de l'essai soit « S » la section orthogonale de l'éprouvette. La résistance f_c est exprimée en MPa et a pour expression $f_c = P/S$

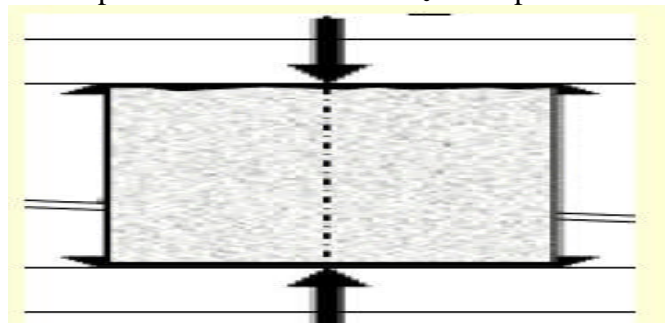


Figure I.11 : essai de compression

Résistance en traction par fendage : Il y'a Différents essais sur les résistances d'un béton en traction (L'essai en traction directe, traction par flexion et traction par fendage).

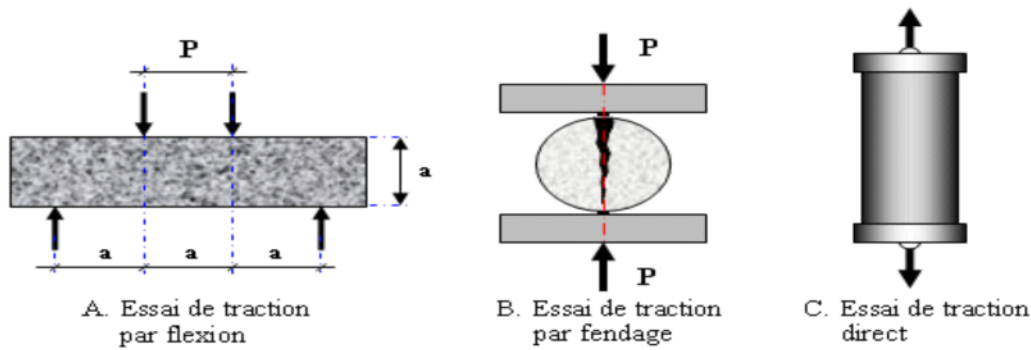


Figure I.12 : essai Brésilien

L'essai par fendage consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. Cet essai est souvent appelé "Essai Brésilien".

Si P est la charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du diamètre vertical, la résistance en traction sera : $f_{tj} = 0,637 \frac{P}{\phi \cdot L}$

I.7.2) L'Acier :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone). c'est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Les diamètres utilisés sont donnés en millimètre [mm]: 6 -8-10-12-14-16-20-25-32-40.

La qualité des aciers de construction est réglementée par l'Arrêté interministériel du **28 Chaoual 1417** correspondant au **8 mars 1997** relatif aux spécifications techniques et aux règles applicables aux aciers ronds de béton armé, destinés au renforcement des structures des constructions.

On entend par aciers ronds à béton armé au sens des dispositions du présent arrêté :

- Les aciers lisses pour béton armé.
- Les aciers à haute adhérence pour béton armé.

L'acier s'élabore actuellement de deux manières :

- Dans un haut-fourneau, à partir du minerai de fer et de coke avec réduction du carbone dans un convertisseur ;
- Dans un four électrique, à partir d'acier de récupération. On parle d'acier de recyclage ou d'acier électrique.

❖ Propriété mécanique de l'acier :

- **Limite d'élasticité** : La limite élastique est une valeur classée en premier ordre, car c'est en fonction de celle-ci qu'est déterminé l'effort maximal que peut supporter une barre.

Type	Nuance (désignation)	Limite d'élasticité [MPa]
Ronds lisses	Fe E 215	215
	Fe E 235	235
Barres H.A	Fe E 400	400
	Fe E 500	500

Tableau I.8 : Nuances des aciers et leurs limites d'élasticité.

- **Module d'élasticité** : Le module d'élasticité (de Young) de l'acier, qui mesure la pente du diagramme contrainte-déformations dans le domaine élastique, le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale 200.000 MPA. Ou encore 2.000.000 bars) **Art A.2.2.1 du C.B.A.93**.

❖ **Action et hypothèse de calcul :**

1. Action :

Les actions sont des forces appliquées directement a une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, ...) ou résultant de déformation imposées (retrait, fluage, tassement différentiel, séisme ...).

- Classification des actions :
 - ❖ Action permanente.
 - ❖ Action d'exploitation.
 - ❖ Action climatique.
 - ❖ Action sismique.
 - ❖ Variation de température.

1.1 Action permanente :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite tel que :

- Le poids propre de la structure.
- Les poids fixes des équipements (revêtement, cloisons...).
- Force induit par déformations (fluage, retrait).
- Les poussé des terres dont les valeurs sont pratiquement constante.

1.2 Action d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition des ouvrages qui constituent ces locaux, elle correspond au mobilier au matériel aux matières en dépôt et aux personnes définie par **DTR B C 2.2**.

1.3 Les actions climatiques :

Les actions climatiques sont issues d'une analyse statique des données météorologiques elles comprennent :

1.3.1 Action de la neige : la neige est assimilée à une action verticale dont l'intensité dépend de l'altitude, la région, la forme et la pente de la toiture

1.3.2 Action du vent : le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction, ces forces dépendent de la région du site de l'altitude, des dimensions de la majoration dynamique etc.

1.4 Action sismique :

C'est une action accidentelle qui se manifeste par des vibrations du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie lors du déplacement du sol le long des failles active par les ondes sismique.les caractéristiques du mouvement sismique sont influencées par de nombreux facteurs tels que :

- la magnitude du séisme.
- la profondeur du foyer.
- les propriétés mécaniques du sol (site considéré).

1.5 Variation de Température :

Lorsqu'un solide est soumis à une variation de température ses dimensions tendent à ce modifié du fait de son coefficient de dilatation.

A défaut de justifications plus précis en adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du Nord : 35°C et -15°C.
- Proche et moyen Sud : 45°C et -20°C.
- Pour l'extrême Sud : +50°C et -30°C.

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales au moment de la réalisation de l'ouvrage est généralement comprises entre +10°C et +25°C.

2. Hypothèse de calcul :

2.1 Le Béton :

2.1.1 Résistance à la compression :

Dans le cas courant la résistance caractéristique du béton e compression noté f_{c28} est définie a 28 jours. Cette valeur est défini est déterminer par les essais de compression à partir de la résistance moyenne obtenue en calculant la résistance caractéristique.

Le C.B.A préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \end{array} \right.$$

2.1.2 La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction à (j) jours noté f_{t28} est définie par la relation :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{ij} = 0.275 \sqrt[3]{f_{cj}^2} \quad \text{pour } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

2.1.3 Modules de déformations :

a. Module de déformation longitudinal du béton :

- E_{ij} : module de déformation instantané du béton : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- E_{vj} module de déformation différé du béton : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

b. Module de déformation transversale :

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

2.1.4 Coefficient de poisson :

On appelle coefficient de poisson et l'on désigne par « ν » le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative : $\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Delta a / a : \text{allongement relatif de la section transversale.} \\ \Delta L / L : \text{allongement relatif de la section longitudinale.} \end{array} \right.$

Sauf cas particulier le coefficient de poisson est pris égal à **0** pour le calcul des sollicitations et a **0.2** pour le calcul des déformations. Art A2.1.3 des règles de BAEL91.

2.1.5 Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation du béton égale à $10 \times 10^{-6} [K^{-1}]$ BAEL Art 3.1.33

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grande dimensions des joints de dilatation

2.1.6 Fluage du béton :

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$E_v = E_\infty = 3E_i$$

2.1.7 Retrait du béton :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air a tendance à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment est peut entraîner des déformations plus ou moins selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de Traction, des contraintes dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

2.2 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage leur rôle dans le béton armé et de reprendre essentiellement les efforts de tractions.

Les aciers sont classés suivant leurs nuances et leurs états de surface on distingue :

- ❖ Acier lisses
- ❖ Armatures à haute adhérence
- ❖ Treille soudée

2.2.1 Diagramme contrainte-déformation :(BAEL 91, Art 2-2-20)

Le diagramme contrainte -déformation à considérer dans le calcul à L'ELU est défini conventionnellement comme suit :

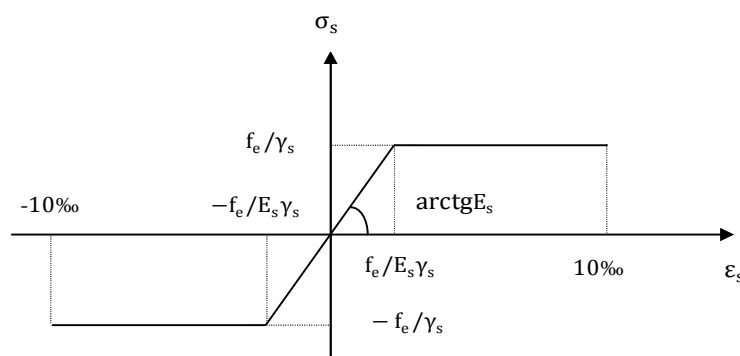


Figure I.13: Diagramme contrainte déformation

2.2.2 Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité E_s est définie par la pente de la droite passant par l'origine et est prise égale : $E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$

2.2.3 Contrainte limite dans l'acier :

Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L 91 **ELU**: $\sigma_{s10} =$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{SDT} \\ \gamma_s = 1 & \text{SA} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{s10} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{s10} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

ELS : à l'ELS la contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} : \text{en fissuration peu nuisible.} \\ \text{Min} \left(\frac{2}{3f_e}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) : \text{en fissuration préjudiciable.} \\ \text{Min} \left(\frac{1}{2f_e}, 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right) : \text{en fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

η : étant le coefficient de fissuration, est pris égale à 1.6 pour les armatures à haute adhérence

2.3 Etat limite

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses élément) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action ArtA-1.2 des règles BAEL, C'est pour cela qu'il est nécessaire de prendre des marges de sécurité, sous la forme de « coefficient de sécurité ».

2.3.1 Etat limite ultime :

L'état limite ultime permet de calculer tout ce qui a trait à la sécurité des personnes ou à la sécurité de la structure.

A partir de ces données il convient de vérifier et de faire des hypothèses des calculs à ELU qui sont les suivantes :

1. Les sections doivent rester planes après déformations.
2. Pas de glissement entre l'acier et le béton grâce à l'adhérence.
3. Le béton tendu est négligé dans les calculs.
4. Lois de comportent des matériaux :

- Béton :

Diagramme contrainte –déformation à l'Elu : (C.B.A 93.art 4.3.4)

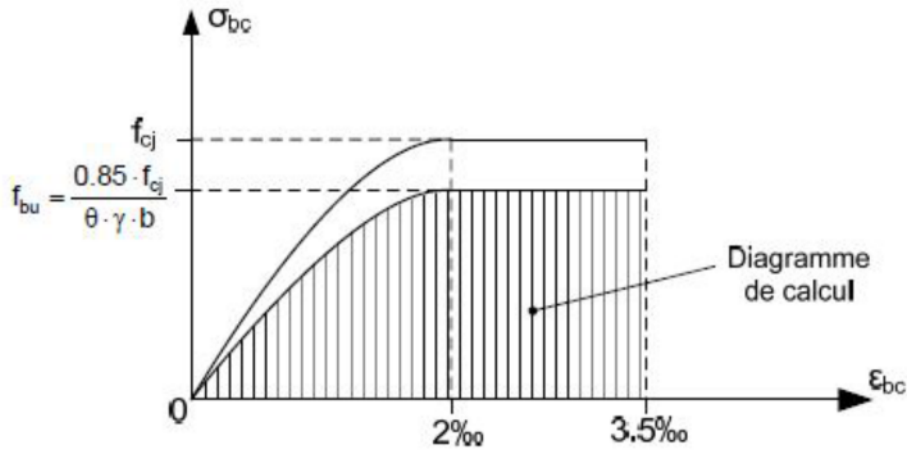


Figure I.14: Diagramme contrainte-déformation

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons fondamentales.

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à

{	1	si	$t > 24h$
	0.9	si	$1 < t < 24h$
	0.85	si	$t < 1$

- Acier :

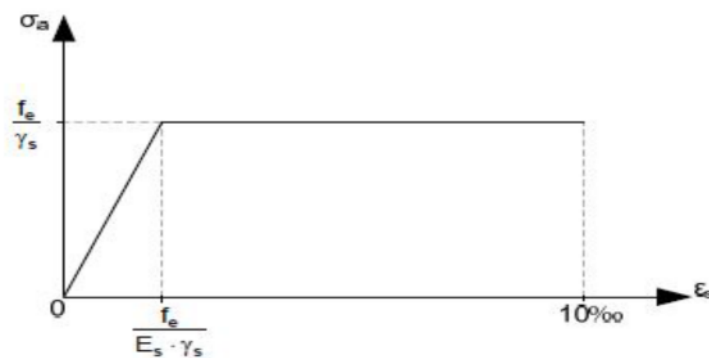


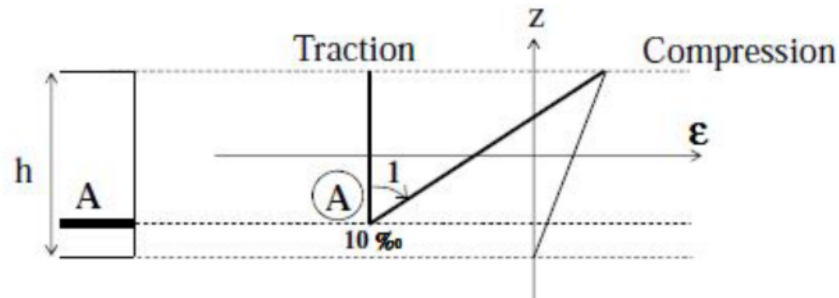
Figure I.15 : diagramme élasto-plastique(ou linéaire-plastique).

$\gamma_s = 1.15$ pour les combinaisons fondamentales.

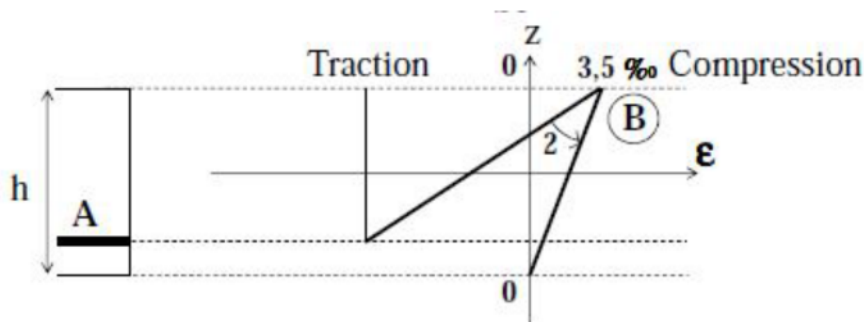
$\gamma_s = 1.00$ pour les combinaisons accidentelles.

- Règle des 3 pivots

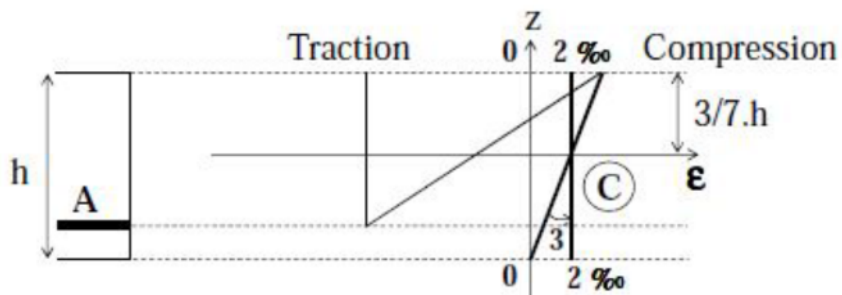
- ❖ **Pivot A** : L'état limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement Limite de 10‰ de l'armature la plus tendu : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou Composée.



- ❖ **Pivot B** : L'état limite ultime est défini par l'atteinte de raccourcissement Limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.



- ❖ **Pivot C** : L'état limite ultime est défini par l'atteint du raccourcissement limite de 2‰ a une distance de la fibre la plus comprimée aux 3/7 de la hauteur totale h la pièce est soumise à la flexion composée ou a la compression simple.



Etat limite de service

L'état limite de service correspond aux charges courantes et il permet de vérifier les conditions de déformations ou de limitation des risques de corrosion. Les hypothèses de risque de calcul à l'ELS sont les suivantes :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les barres d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.

- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.
- Par convention le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton, ou coefficient d'équivalence, est pris égal à $n=E_s/E_b=15$.

➤ Diagramme contrainte déformation du béton :

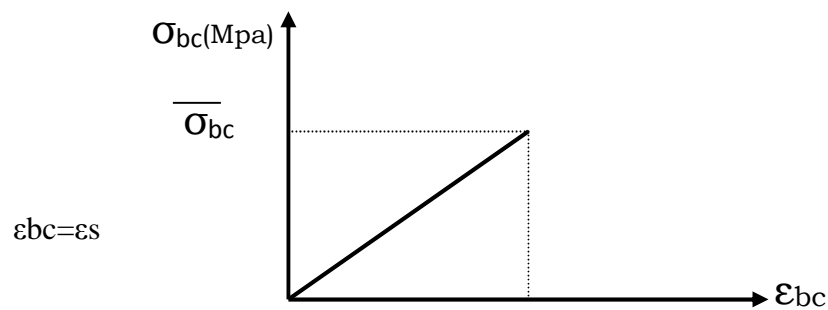


Figure I.16 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

II.1) Introduction :

Toute étude d'un projet débute par l'opération fondamentale dite de conception, cette opération consiste à choisir les différents éléments structuraux constituant l'ouvrage c'est à dire leur nature, leur nombres et dispositions ainsi que leurs dimensions. La conception est relative aux plancher, voiles, portiques, escalier selon la réglementation (**RPA99 V2003** et le **CBA93**).

II.2) Les planchers :

Les planchers sont des éléments plans ; Ils assurent une séparation horizontale entre les niveaux et la transmission des charges aux éléments porteurs.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée 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 :

$$h_{tp} \geq L/22,5$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,00 - 0,40 = 3,60\text{m}$

$h_{tp} \geq 360/22,5 = 16(\text{cm})$ on opte pour un plancher de $(16+4)$ c'est-à-dire $h_{tp} = 20(\text{cm})$

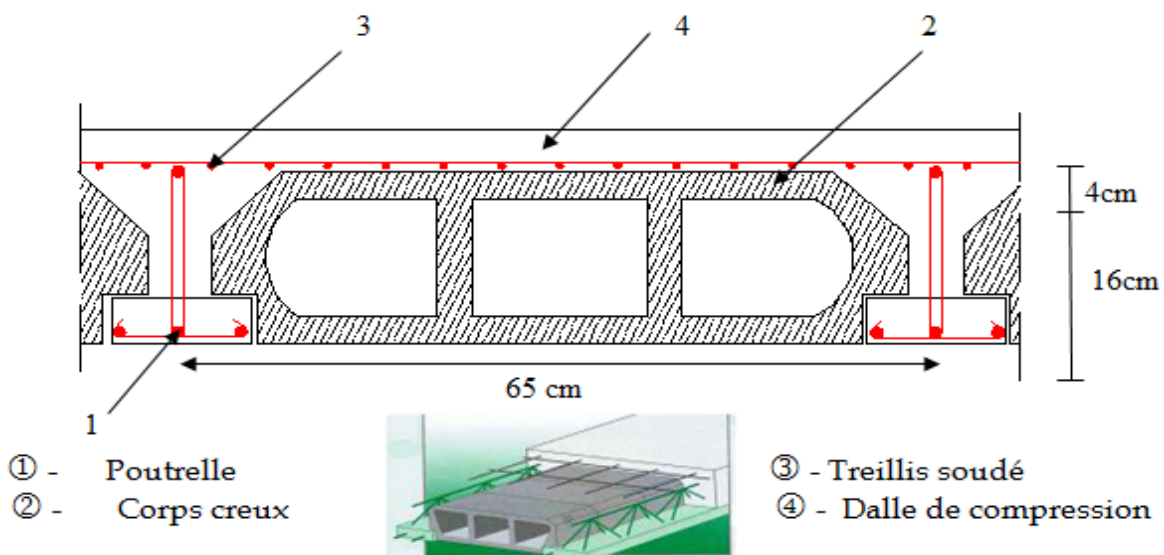


Figure II.1 : coupe verticale du plancher

II.2.1) Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur :

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

Avec, L : la portée libre de la poutre.

- Largeur:

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

a) Poutres secondaires :

- Hauteur :

$$L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10 \quad 30\text{cm}$$

$$360/15 \leq h_t \leq 360/10$$

$$24 \leq h_t \leq 36.00$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

♦ Vérification de l'art 7.5.1 RPA99/2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b=25 > 20\text{cm}$ vérifier.
- $h_t \geq 20 \text{ cm}$ $h_t= 30 > 20 \text{ cm}$ vérifier.
- $h_t/b \leq 4 \text{ cm}$ $h_t/b = 1,2 < 4$. vérifier.

Conclusion: la section de toutes les poutres suivant les deux sens est de 25x30

b) Poutres principales:

- Hauteur :

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10 \quad 30\text{cm}$$

$$(430-40)/15 \leq h_t \leq (430-40)/10$$

$$26 \leq h_t \leq 43$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

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

♦ **Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :**

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

Conclusion: la section de toutes les poutres suivant les deux sens est de 30x40

II.2.2) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui assurent la transmission des charges verticales vers les fondations leurs pré-dimensionnement s'effectue en faisant une descente de charge.

Le Pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELU pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

S : Section transversale du poteau

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau

II.2.3) voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'**Article 7.7.1./RPA99** ver 2003 Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4e$. L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et de la rigidité aux extrémités,

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

L : porté du voile.

a(e) : épaisseur du voile.

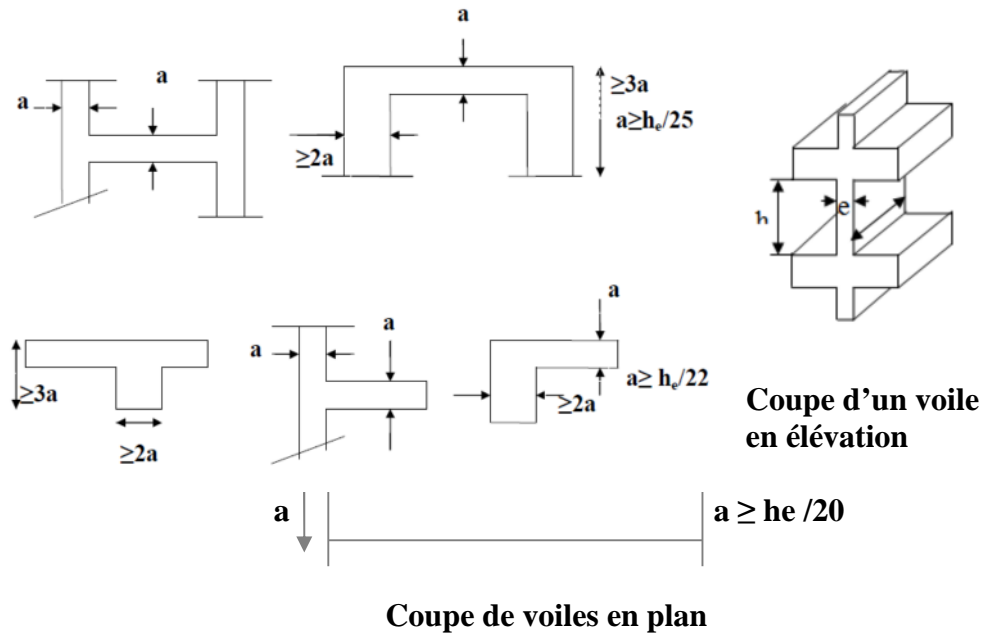


Figure II.2 : coupe de voile

Epaisseur de voiles :

$$a(e) \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a(e) \geq \text{Max} (408/25, 408/22, 408/20)$$

$$a(e) \geq \text{Max} (16, 18, 20)$$

Conclusion : L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20 cm**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

$L_{\min} = 390 \text{ cm} \geq 80 \text{ cm}$ donc la condition est satisfaite

II.3) Détermination des charges et surcharges :

II.3.1) Les charges permanentes :

a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

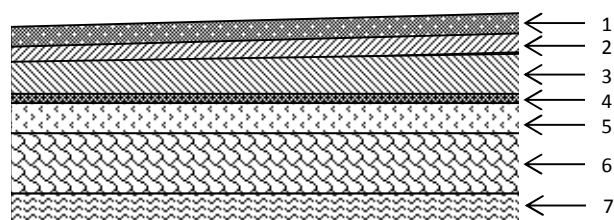


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
01	Couche de gravillon	5	1.00
02	Etanchéité multi couche	2	0.12
03	Forme de pente en béton	7	1.54
04	Isolation thermique	4	0.16
05	Feuille de polyane	4	0.01
06	Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
07	Enduit sous plafond	2	0.20
			G = 5.83 KN/m²

b) Plancher d'étage courant :

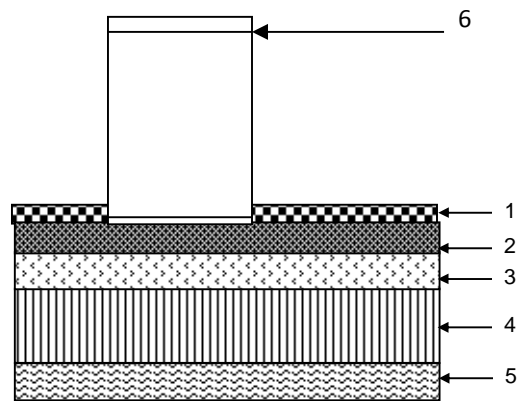


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	couche	Epaisseur (cm)	G (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	0.4
02	Mortier de pose	3	0.6
03	Couche de sable	3	0.66
04	Dalle en corps creux	(16+4)	2.8
05	Enduit plâtre	2	0.2
06	Cloison de séparation interne	10	0.9
			G = 5.56 KN/m²

c) Les murs :

- Mur extérieur :

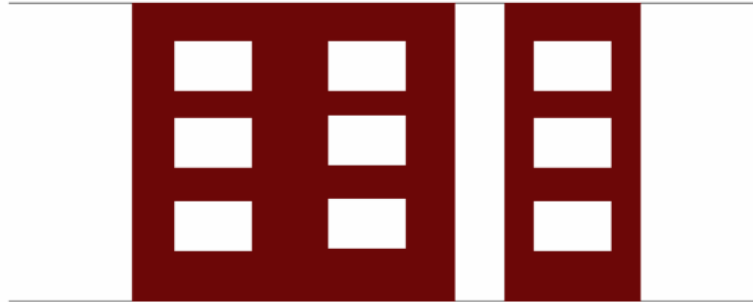


Figure II.5 : cloisons extérieure

N°	Eléments	Epaisseur e (m)	G (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	2	0.36
02	Brique creuse	2x10	1.80
03	Enduit de plâtre	2	0.20
			G =2.36 KN/m²

- Mur intérieur :

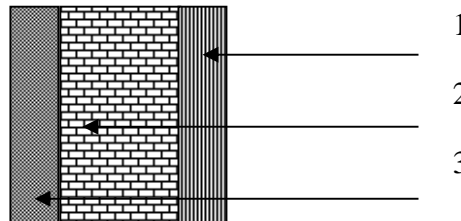


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur e (m)	G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	2	0.20
02	Brique creuse	10	0.90
03	Enduit de plâtre	2	0.20
			G = 1.30KN/m²

d) Dalle pleine (balcon):

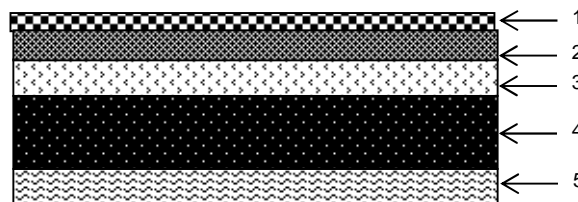


Figure II.7 : Coupe transversale de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur e (m)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	0.4
02	Mortier de pose	3	0.6
03	Couche de sable	3	0.66
04	Dalle pleine en béton armé	15	3.75
05	Mortier de ciment	2	0.36
			G = 5.77 KN/m²

e) L'acrotère :

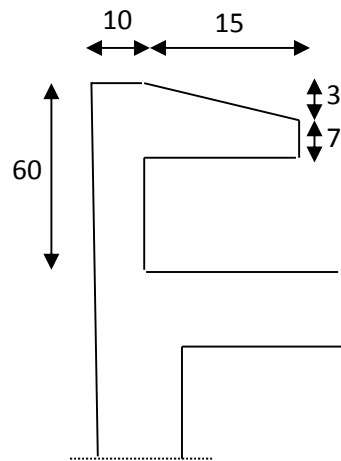
$$S = [0.6 \times 0.1] + [0.1 \times 0.15 - \frac{0.03 \times 0.15}{2}]$$

$$S = 0.07275$$

$$G = \gamma_{\text{béton}} \times S_{\text{acrotère}}$$

$$G = 25 \times 0.07275 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.819 \text{ KN/ml}$$



II.3.2) Les surcharges d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	Q = 1,00 kN/m ²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	Q = 1,50 kN/m ²
- Plancher du RDC	Q = 1,50 kN/m ²
- L'acrotère	Q = 1,00 kN/ml
- L'escalier	Q = 2,50 kN/m ²
- Balcons	Q = 3,50 kN/m ²

II.4) Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

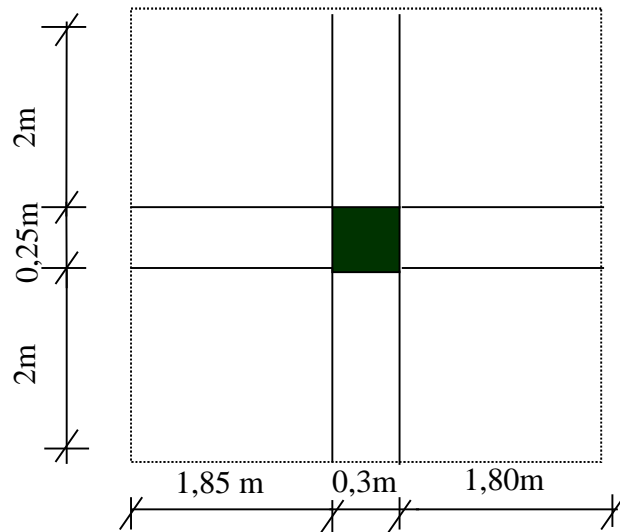
II.4.1) Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

a) Surface d'influence :

$$S_{\text{plancher}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{plancher}} = 2 \times (2 \times 1,85) + 2 \times (1,80 \times 2)$$

$$S_{\text{plancher}} = 14,6 \text{ m}^2$$



b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5,83 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ kN/m}^2$$

c) Poids de chaque plancher :

- Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 14,6 = 85,12 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 14,6 = 81,17 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (2 \times 0,40 \times 0,30) \times 25 \times 2 = 12,00 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (1,85 \times 0,35 \times 0,25) \times 25 + (1,80 \times 0,35 \times 0,25) \times 25 = 7,98 \text{ KN}$$

D'ou le poids total $P = 12,00 + 7,98$

Ce qui donne : **$P = 19,98 \text{ kN}$**

e) **Surcharges d'exploitation :**

La surface d'influence $S_o = (4,30 \times 4) - (0,3)^2 = 17,11 \text{ m}^2$

- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (4,3 \times 4) = 17,20 \text{ KN}$
- plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 17,11 = 25,665 \text{ KN}$

• **Loi de dégression de charge :**

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

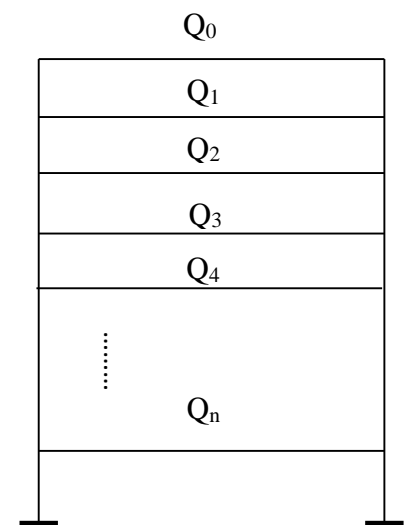
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮ ⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$



Pour $n \geq 5$

➤ **Coefficients de dégression des surcharges :**

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Tableau II.1 : Coefficients de dégression des surcharges

➤ **Les surcharges cumulées**

$$Q_0 = 17,20 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 17,20 + 25,665 = 42,86 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 17,2 + 0,95(2 \times 25,665) = 65,96 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,2 + 0,90(3 \times 25,665) = 86,49 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,20 + 0,85(4 \times 25,665) = 104,46 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,46 + 0,80(5 \times 25,665) = 119,86 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,20 + 0,75(6 \times 25,665) = 132,69 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,20 + 0,71(7 \times 25,665) = 144,75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,75 + 0,68(8 \times 25,665) = 156,82 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,20 + 0,66(9 \times 25,665) = 169,65 \text{ KN}$$

Niv	charges permanentes kN					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	Gplancher	G poutre	Gpoteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
9	85,12	19,98	0,00	105,10	105,10	17,20	17,20	123,3	81,53	35X35
8	81,18	19,98	6,88	108,41	213,14	25.665	42,86	256,00	170,67	35X35
7	81,18	19,98	6,88	108,41	321,18	25.665	65,96	387,14	258,09	35x35
6	81,18	19,98	6,88	108,41	429,22	25.665	86,49	515,71	343 ;81	40X40
5	81,18	19,98	9,37	110,53	539,75	25.665	104,46	644,21	429,47	40X40
4	81,18	19,98	9,37	110,53	650,28	25.665	119,86	770,14	513 ,43	40x40
3	81,18	19,98	9,37	110,53	760,81	25.665	132 ,69	893,5	595,67	45X45
2	81,18	19,98	12,24	113,40	874,21	25.665	144,75	1018,96	679,31	45X45
1	81,18	19,98	12,24	113,40	987,61	25.665	156,82	1144,43	762,95	45x45
RDC	81,18	19,98	12,24	113,40	1101,01	25.665	169,65	1270,66	847,11	45X45

Tableau II.2 : récapitulatif de la descente de charge

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux ,mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)**

Min (b ;h)= 30 ≥ 25cm Condition vérifiée

Min (b ;h) ≥ h_e /20

Pour le RDC

Min (b ;h) = 45 ≥ h_e /20 = 408/20 = 20,40cm Condition vérifiée

Pour l'étage courant

Min (b ;h) ≥ h_e /20 = 306/20 = 15,30cm Condition vérifiée

1/4 < b/h < 4 Condition vérifiée

➤ **Vérification des poteaux au flambement :**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1-Poteaux du rez-de-chaussée :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{45} = 21,98$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

2-Poteaux d'étages courants:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$\lambda < 50$condition vérifiée

III.1) Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement qui sont : les escaliers, les balcons ainsi que les planchers. D'après chaque calcul comprenant le dimensionnement, la détermination des armatures et les différentes vérifications ; un schéma de ferrailage est donné.

III.2) Calcul des planchers :

Notre structure possède des planchers à corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant la petite portée ,et ils supportent le corps creux et la dalle de compression. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

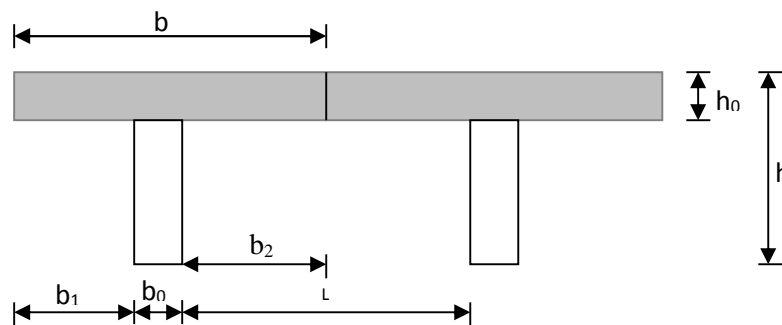
III.2.1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur et elle est armée d'une quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dans lesquelles dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L (Art B.6.8.423) :

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

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3



FigIII.1 : Schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

b : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

b_1, b_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

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

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

l_1 : portée de la travée ($l_1 = 370$ cm) ;

$$- b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

$$- b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{370}{2} = 123.33 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \{ 123.33, 37, 26.5 \}$$

On prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$\text{On a } b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_T = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ Avec :}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$)

A_T : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A.P) par mètre linéaire

$f_e = 520 \text{ MPa}$: quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_T = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte une section $A_T = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $6 \phi 6$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$ (Treillis soudé de $20 \times 20 \text{ cm}$)

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \text{ Avec :}$$

$A_{//}$: Armatures parallèles aux poutrelles (A. R) par mètre linéaire

$$A_{//} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte la même section que la précédente

Soit : $6 \phi 6$, $S_t = 20 \text{ cm}$

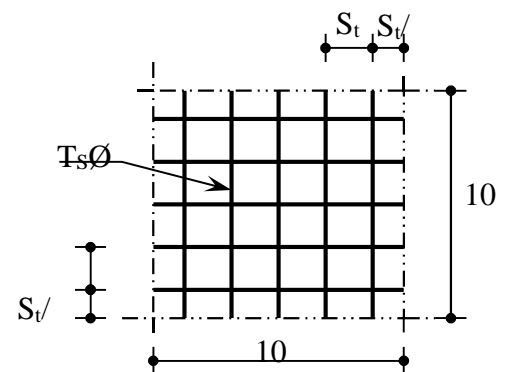


Figure III.2: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.2 .2) Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

III.2.2.1) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle : $G = 2500 \times 0.12 \times 0.04 = 12 \text{ Kg/ml} = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G' = 0.65 \times 95 = 61.75 \text{ Kg/ml} = 0.617 \text{ KN/ml}$
- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 100 \times 0.65 = 65 \text{ Kg/ml} = 0.65 \text{ KN/ml}$

Ferraillage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad \text{Avec } G = G + G'$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.617) + 1.5 \times 0.65 = 1.974 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment max en travée :

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 1.974 (3.7)^2 / 8 \quad \text{,,} \quad M_u = 3.37 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant max: $M_u = 3.37 \text{ KN.m}$

$$T = q_u \cdot L / 2 = 1.974 (3.7) / 2 \quad T = 3.65 \text{ KNT} = 3.65 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures:

$$\mu_b = M_u / (b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 3.37 \times 10^3 / [12 \times 3^2 \times 14.2] = 2.19 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A)}$$

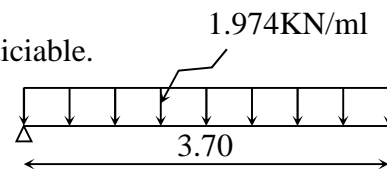
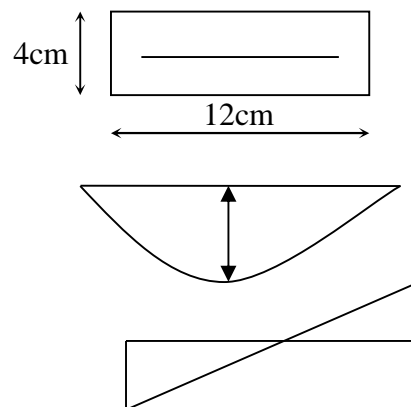


Figure III.3: Schéma statique de la poutrelle



NB : comme la section de la poutrelle est très réduite, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2)Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, La poutrelle sera calculée comme une poutre en Té reposant sur plusieurs appuis, soumise aux charges et surcharges suivantes : (elles sont considérées comme étant uniformément réparties)

Plancher d'étage courant et du RDC :

- Poids propre du plancher : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Plancher latéral :

- Poids propre du plancher : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

III.2.2.3) Calcul à l'ELU:

A. La combinaison de charge : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Plancher d'étage courant et du RDC :

$$q_u = 1.35 \times 3.614 + 1.5 \times 0.975 = 6.341 \text{ KN/ml}$$

Plancher la terrasse :

$$q_u = 1.35 \times 3.79 + 1.5 \times 0.65 = 6.091 \text{ KN/ml}$$

B. Choix de la méthode de calcul :

a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire : certaines conditions doivent être vérifiées pour que la méthode forfaitaire puisse être appliquée :

1) – la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées. La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0.975 \text{ KN} < 2G = 7.228 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$Q = 0.65 \text{ KN} < 2G = 7.58 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) – le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \Rightarrow condition vérifiée

3) – les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\begin{array}{l}
 L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.90 = 1.02 \\
 L_i / L_{i+1} = 3.90 / 4.00 = 0.975 \\
 i / L_{i+1} = 4.00 / 4.00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4.00 / 4.00 = 1 \\
 L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.90 = 1.02 \\
 L_i / L_{i+1} = 3.90 / 4.00 = 0.975
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.90 = 1.02 \\ L_i / L_{i+1} = 3.90 / 4.00 = 0.975 \\ i / L_{i+1} = 4.00 / 4.00 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 4.00 / 4.00 = 1 \\ L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.90 = 1.02 \\ L_i / L_{i+1} = 3.90 / 4.00 = 0.975 \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Exposé de la méthode :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique).

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l}
 M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \\
 M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0
 \end{array} \right.$$

$$- \text{travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_i \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$$

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

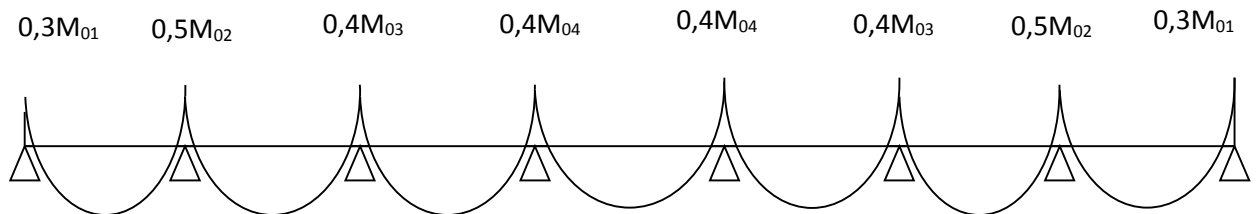


Figure III.4: Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle la plus sollicitée

c) Application de la méthode

➤ Calcul du rapport de charge α :

Plancher d'étage courant et du RDC :

Plancher la terrasse :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.614} = 0.212 \quad \alpha = \frac{0.65}{0.65 + 3.79} = 0.148$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63 \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.52 \qquad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.53 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.62$$

• Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moments isostatique : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Pour plancher d'étage courant et du RDC :

$$M_{0I} = 6.34 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m} \quad M_{01} = M_{0I} = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6.34 \times \frac{(3.90)^2}{8} = 12.05 \text{ KN.m} \quad M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6.34 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m} \quad M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 6.34 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.68 \text{ KN.m} \quad M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 12.68 \text{ KN.m}$$

Pour plancher la terrasse :

$$M_{0I} = 6.09 \times \frac{(4)^2}{8} = 12.18 \text{KN.m} \quad M_{01} = M_{0I} = 12.18 \text{KN.m}$$

$$M_{0II} = 6.09 \times \frac{(3.90)^2}{8} = 11.58 \text{KN.m} \quad M_{03} = M_{04} = 12.18 \text{KN.m}$$

$$M_{0III} = M_{0IV} = 12.18 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

Pour plancher d'étage courant et du RDC :

$$M_1 = M_8 = 0.3 \quad M_{01} = 3.8 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \quad M_{02} = 6.34 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \quad M_{03} = 5.07 \text{KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \quad M_{04} = 5.07 \text{KN.m}$$

Pour plancher la terrasse :

$$M_1 = M_8 = 0.3 \quad M_{01} = 3.65 \text{KN.m}$$

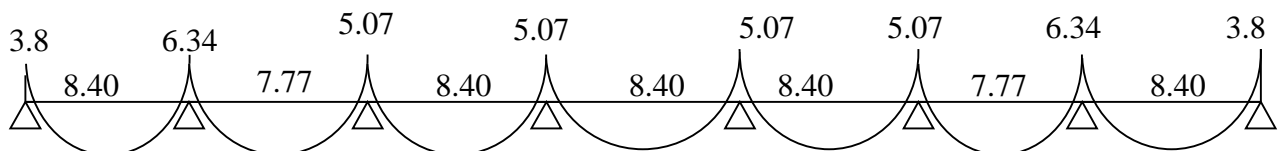
$$M_2 = M_7 = 0.5 \quad M_{02} = 6.09 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \quad M_{03} = 4.87 \text{KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \quad M_{04} = 4.87 \text{KN.m}$$

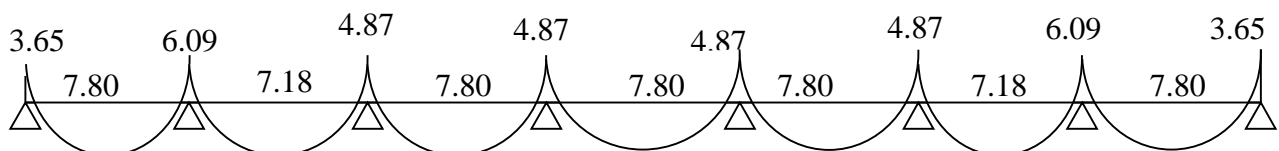
Après l'étude des travées on aura :

Pour plancher d'étage courant et du RDC :



FigureIII.5a: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m]

Pour plancher la terrasse :



FigureIII.5b: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m]

- Calcul des efforts tranchants :

$$V_x = \theta_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta = \frac{qL}{2}$$

-Plancher d'étage courant et du RDC:

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

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_i [KN.m]	3.80	6.34	5.07	5.07	5.07	5.07	6.34
M_{i+1} [KN.m]	6.34	5.07	5.07	5.07	5.07	6.34	3.80
V_i [KN]	13.31	12.04	12.68	12.68	12.68	12.69	12.04
V_{i+1} [KN]	-12.04	-12.69	-12.68	-12.68	-12.68	-12.04	-13.31

Tableau III.1 : les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Avec: V_i : Effort tranchant à gauche de l'appui.

V_{i+1} : Effort tranchant à droite de l'appui.

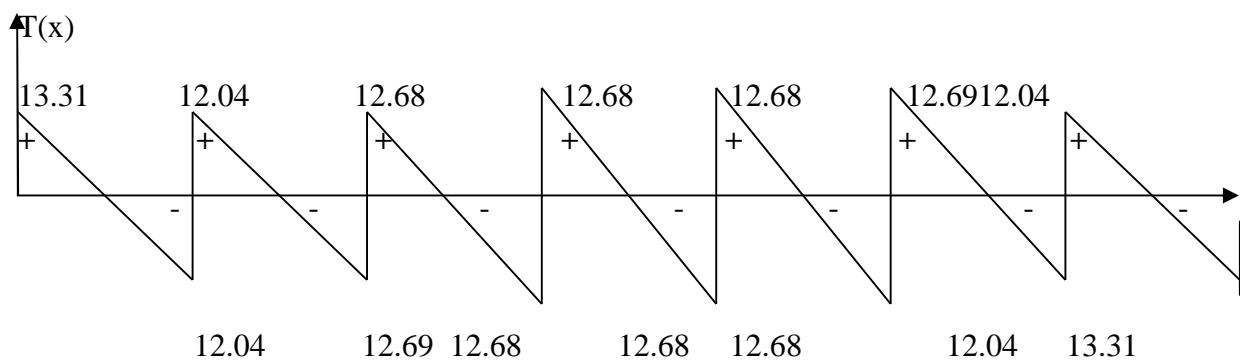


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en [KN.m]

-Plancher la terrasse :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_i [KN.m]	3.65	6.09	4.87	4.87	4.87	4.87	6.09
M_{i+1} [KN.m]	6.09	4.87	4.87	4.87	4.87	6.09	3.65
V_i [KN]	12.79	11.56	12.18	12.18	12.18	12.18	11.57
V_{i+1} [KN]	-11.57	-12.19	-12.18	-12.18	-12.18	-11.56	-12.79

Tableau III.2: les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

C. Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

❖ Plancher d'étage courant et du RDC:

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.34 \text{ KN.m}$$

- En travées :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.040 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 8.40 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire de dimensions (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8.40 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e \rightarrow$ la section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986 \text{ et } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8.40 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_a^{\max} = 6.34 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée. Donc on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65 × 20cm²).

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.34 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu_b = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.34 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 01 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ Plancher la terrasse :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.09 \text{ KN.m}$$

1. En travées :

Le moment équilibré par la table de compression

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7.80 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire de dimensions (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.80 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e \rightarrow$ la section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987 \text{ et } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.80 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.26 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA8} = 1.50 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_a^{\max} = 6.09 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée. Donc on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65 × 20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.09 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_e \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu_b = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.990, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.09 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 01 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art A.7.2.12, BAEL91):

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) = \min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$\phi \leq 0.571 \text{ cm}$ On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 2 \text{ RL6} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

L'espace des cadres : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

\Rightarrow Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

D.Vérification à l'ELU :

Nous avons des vérifications à faire à l'état limite ultime :

1. Condition de non-fragilité :

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

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

Entravée : $A_t = 1.50 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 1.13 cm^2 > A_{min} = 0.26 cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira sur le cas le plus défavorable (V_u max), donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Plancher d'étage courant et du RDC: V_u max = 13.31 kN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{13.31 \times 10}{18 \times 12} = 0.616 MPa$$

Plancher la terrasse : V_u max = 12.79 kN

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{12.79 \times 10}{18 \times 12} = 0.592 MPa$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 MPa \right\} = 3.33 MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 d \sum U_i}$ et $\sum U_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\text{Étage courant et du RDC : } \tau_{se} = \frac{13.31 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2.18 MPa$$

$$\text{Plancher la terrasse : } \tau_{se} = \frac{12.79 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 2.09 \text{ MPa}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 2.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ et } \tau_{se} = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales \Rightarrow Condition vérifiée

4. Ancrage des barres :

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \Phi \cdot f_e / 4. \quad \tau_s = 1.2 \times 400 / 4 \times 2.835 = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : } L_c = 0.4 L_s = 16.92 \text{ cm}$$

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5.1.313)

Sur le béton :

L'effort tranchant doit vérifier la condition suivante : $V_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 25 \times 10^3 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

Étage courant et du RDC :

$$\text{Appuis de rive : } V_{\max} = 12.04 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } V_{\max} = 12.68 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Plancher la terrasse :

$$\text{Appuis de rive : } V_{\max} = 12.79 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } V_{\max} = 12.19 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur l'acier : On doit vérifier que : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u + H)$

$$\text{Avec : } H = \frac{M_{a \max}}{0.9 \cdot d}$$

$$\text{Appuis de rive : } A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.04 - \frac{3.80}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.328$$

$$A = 1.13 \text{ cm} \geq -0.33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Appuis intermédiaires : } A = 1.50 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12.68 - \frac{5.07}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.53$$

$$A = 1.50 \geq -0.53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12.68 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.652 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.2.4 Calcul à L'ELS:

A. La combinaison de charge : $q_s = G + Q$

Plancher d'étage courant et du RDC :

$$q_s = 3.614 + 0.975 = 4.59 \text{ kN / ml}$$

Plancher la terrasse :

$$q_s = 3.79 + 0.65 = 4.44 \text{ kN / ml}$$

B. Calcul des moments fléchissent :

$$\text{Moments isostatique : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Plancher d'étage courant et du RDC :

$$M_{0I} = 4.59 \times \frac{(4)^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m} \quad M_{01} = M_{0I} = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 4.59 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 8.73 \text{ KN.m} \quad M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 4.59 \times \frac{(4)^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m} \quad M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 4.59 \times \frac{(4)^2}{8} = 9.18 \text{ KN.m} \quad M_{04} = \max(M_{0III}, M_{0IV}) = 9.18 \text{ KN.m}$$

Plancher la terrasse :

$$M_{0I} = M_{0III} = 4.44 \times \frac{(4)^2}{8} = 8.88 \text{KN.m} = M_{0IV} \quad M_{03} = M_{01} = M_{0I} = 8.88 \text{KN.m}$$

$$M_{0II} = 4.44 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 8.44 \text{KN.m} \quad M_{04} = M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 8.88 \text{KN.m}$$

moments aux appuis :

Plancher d'étage courant et du RDC : Plancher la terrasse :

$M_1 = M_8 = 0.3 M_{01} = 2.754 \text{KN.m}$	$M_1 = M_8 = 0.3 M_{01} = 2.664 \text{KN.m}$
$M_2 = M_7 = 0.5 M_{02} = 4.59 \text{KN.m}$	$M_2 = M_7 = 0.5 M_{02} = 4.44 \text{KN.m}$
$M_3 = M_6 = 0.4 M_{03} = 3.672 \text{KN.m}$	$M_3 = M_6 = 0.4 M_{03} = 3.552 \text{KN.m}$
$M_4 = M_5 = 0.4 M_{04} = 3.672 \text{KN.m}$	$M_4 = M_5 = 0.4 M_{04} = 3.552 \text{KN.m}$

Après l'étude des travées on aura :

Plancher d'étage courant et du RDC :

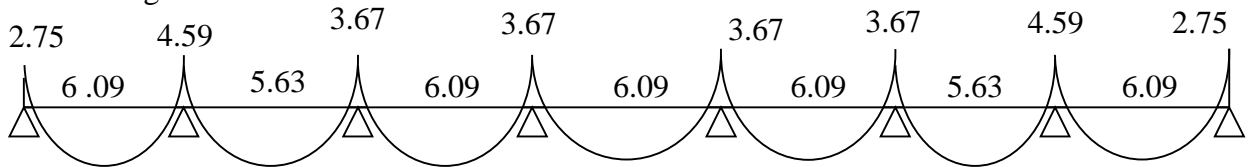


Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

C. Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	2.75	4.59	3.67	3.67	3.67	3.67	4.59
M_e	4.59	3.67	3.67	3.67	3.67	4.59	2.75
T_w	-9.64	-8.94	-9.18	-9.18	-9.18	-8.97	-8.72
T_e	8.72	8.97	9.18	9.18	9.18	8.94	9.64

Tableau III.3 : les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

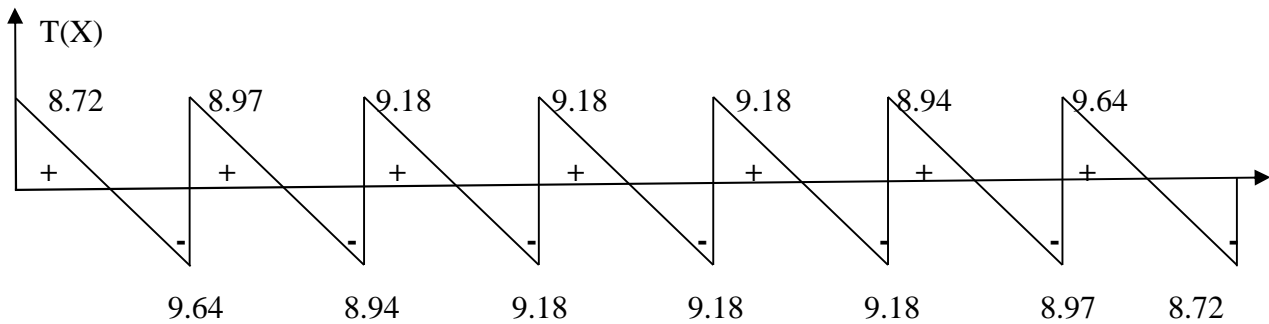


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

D. Vérification des contraintes :

Nous avons à vérifier 4 conditions :

1. Etat limite de résistance du béton en compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées : $M_t^{\max} = 6.09 \text{ KN.m}$

1. La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{18 \times 12} = 1.092$$

$$\rho_1 = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.09 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 167.48 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0.05 \times 167.48 = 8.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis : $M_a^{\max} = 4.59 \text{ KN.m}$

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire et de section ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow \alpha_1 = 0.324 \rightarrow K = 0.032$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.59 \times 10^3}{0.892 \times 18 \times 1.13} = 252.98 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.032 \times 252.98 = 8.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc aucune vérification n'est à effectuer

3. 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 les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure.

M₀ : Moment isostatique.

L : portée libre.

M_t : moment de flexion.

b₀ : largeur de nervure.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

4. Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

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

Avec : \bar{f} : La flèche admissible ; $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$

E_v : Module de déformation différée ; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$

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

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

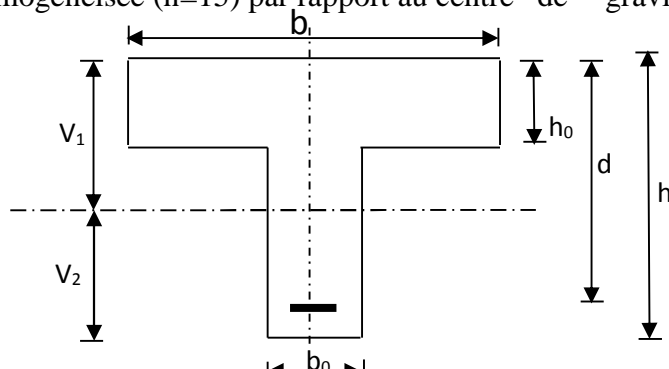


Figure III.9: la section homogénéisée

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_1 \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3.77$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.508$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 252.98 + 2.1} = 0.279$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + (1.508 \times 0.279)} = 15501.28 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{6.09 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818.87 \times 15501.28 \times 10^4} = 5.81 < \bar{f} = 8 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Après avoir calculé, et vérifier toutes les conditions stipulées par la réglementation, nous proposons ce plan de ferrailage :

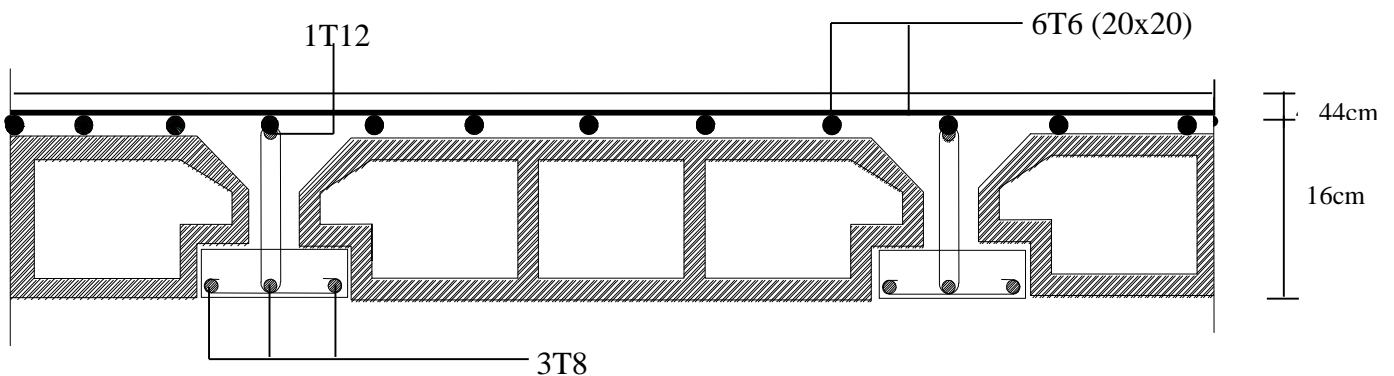


Figure III.10: Plan de ferrailage du plancher

III.3) Calcul des escaliers :

III.3.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

❖ Terminologie :

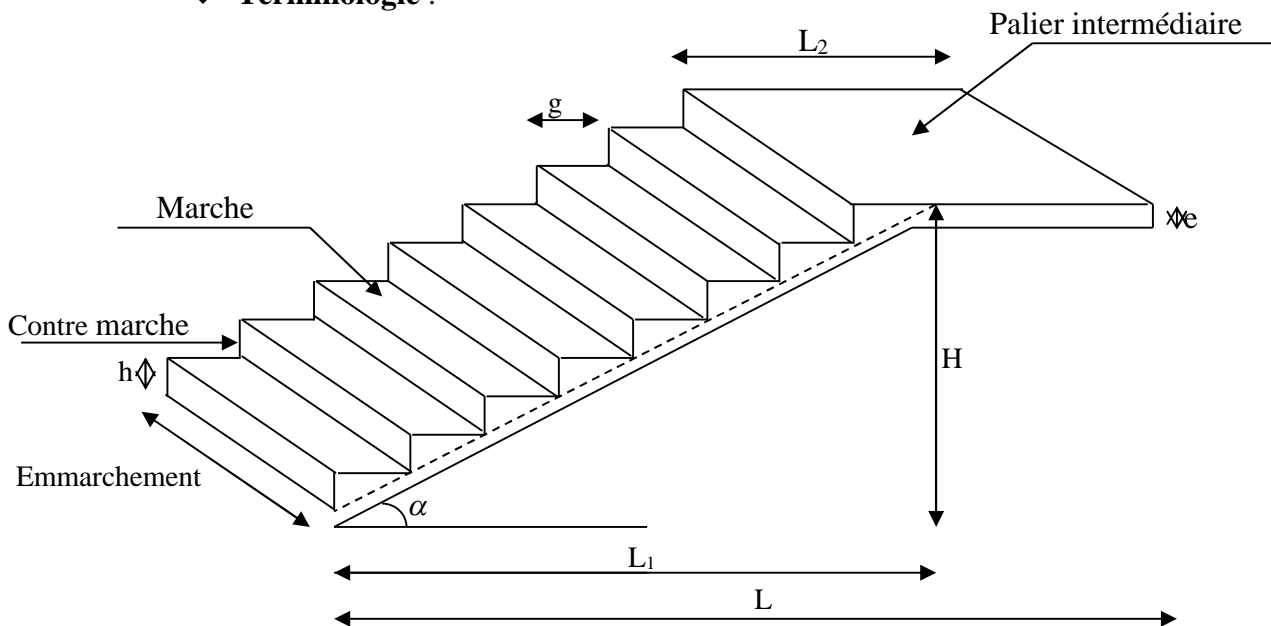


Figure III.11 : coupe verticale d'un escalier.

❖ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches.
- **La montée H** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée $H=1.53\text{m}$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

III.3.2) Pré dimensionnement des escaliers:

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont prédimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou public, on peut retenir les dimensions suivantes :

$$15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

$$\text{On prend } \left\{ \begin{array}{l} h=17\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{array} \right.$$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

L'emmarchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est : $l_2 \geq 1.10$ ou $l_2 \geq 3.g$

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \longrightarrow 59\text{cm} \leq 2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'emmarchement est de $1.65\text{ m} \geq 1.20\text{m} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.50 \geq 1.10 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Pré dimensionnement de la poutre et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H/2}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

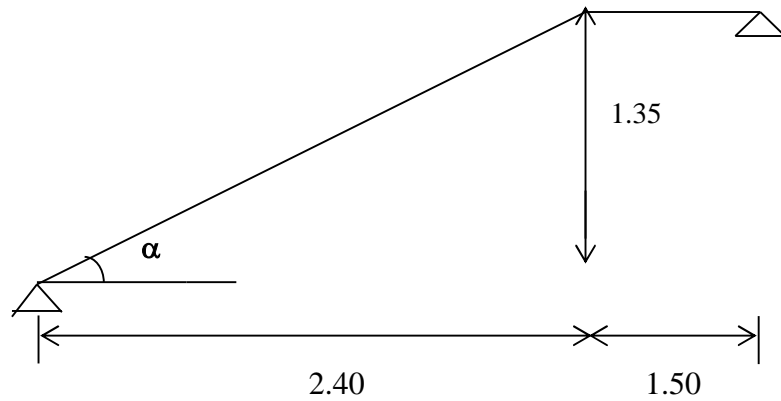


Fig.III.12 : Schéma statique

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 150 = 434.59 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{434.59}{30} \leq e_p \leq \frac{434.59}{20}$$

$$14.48 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.73 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.3) Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

A. Charges permanentes :

- Paillasse :

$$\text{- Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.15}{\cos(32.52)} = 4.44 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ m} = 1.87 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 6.31 \text{ kN/ml}$$

- Poids des revêtements

$$\text{- Carrelage : } 0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0.44 \text{ kN/ml}$$

-Mortier : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} = 0.44 \text{ kN}$

-Poids du garde du corps : $0.2 \times 1 \text{ m} = 0.20 \text{ kN/ml}$

Palier :

-Poids propre du palier : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

-Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.44 + 0.44 = 0.88 \text{ KN/ml}$

-La charge totale du palier : $3.75 + 0.88 = 4.63 \text{ KN/ml}$

- Poids du mur : $(0.90 + 0.36 + 0.36) \times (1.53 - 0.20) = 2.15 \text{ KN/ml}$

B. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

C. Combinaison des charges et surcharges :

- Etat limite ultime : ELU

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 2.5 = 12.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.63 + 1.5 \times 2.5 = 10 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 6.31 + 2.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 4.63 + 2.5 = 7.13 \text{ KN/ml}$$

III.3.4) Ferrailage :

a) Etat limite ultime :

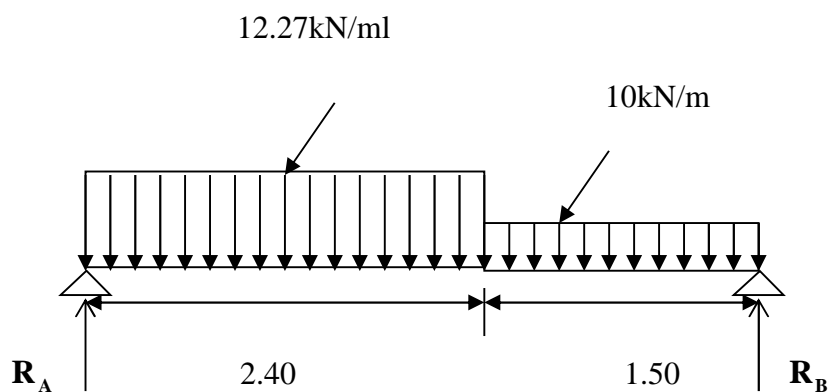


Figure III.13 : Schéma statique à l'ELU

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 12.27 \times 2.4 + 10 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 44.44 \text{ KN}$$

$$R_B L = q_u \text{ paillasse} (2.4) (2.4/2) + q_u \text{ palier} (1.5) (1.5/2 + 2.4)$$

$$R_B = (35.33 + 47.25) / 3.9 = 21.17$$

$$R_A = 44.44 - 21.17 = 23.27$$

$$R_A = 23.27 \text{ KN}$$

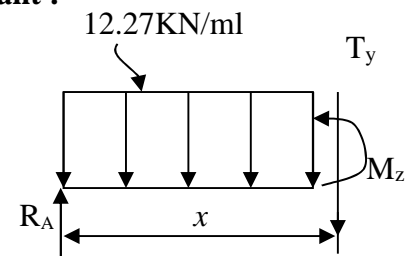
$$R_B = 21.17 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$:

$$T_y = -12.27x + 23.27 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +23.27 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -6.17 \text{ KN} & \longrightarrow x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.27 \frac{x^2}{2} + 23.27x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 20.51 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2.40 \text{ m} \leq x \leq 3.90 \text{ m}$:

$$T_y = -10x + 17.82$$

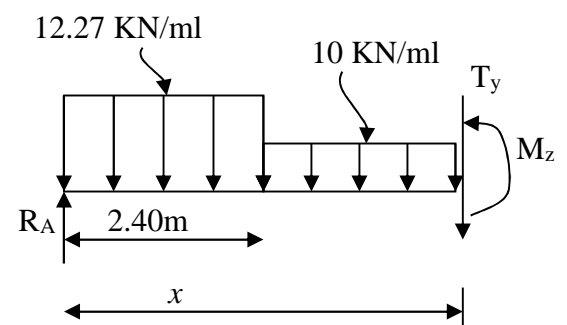
$$\begin{cases} T_y = -6.17 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \\ T_y = -21.81 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 23.27x - (12.27 \times 2.40) \left(x - \frac{2.40}{2}\right) - 10 \frac{(x - 2.40)^2}{2}$$

$$M_z = -5x^2 + 17.82x + 6.54$$

$$\begin{cases} M_z = 20.51 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 3.90 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10x + 17.82 = 0 \Rightarrow x = 1.78 \text{ m}$$



Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.78\text{m}$.

$$\text{Donc : } M_z^{\text{max}} = -5(1.78)^2 + 17.82(1.78) + 6.54$$

$$M_z^{\text{max}} = 22.42 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Au appuis A : } M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\text{max}} = -6.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Au appuis B : } M_{\text{ub}} = -6.72 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\text{max}} = 19.06 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

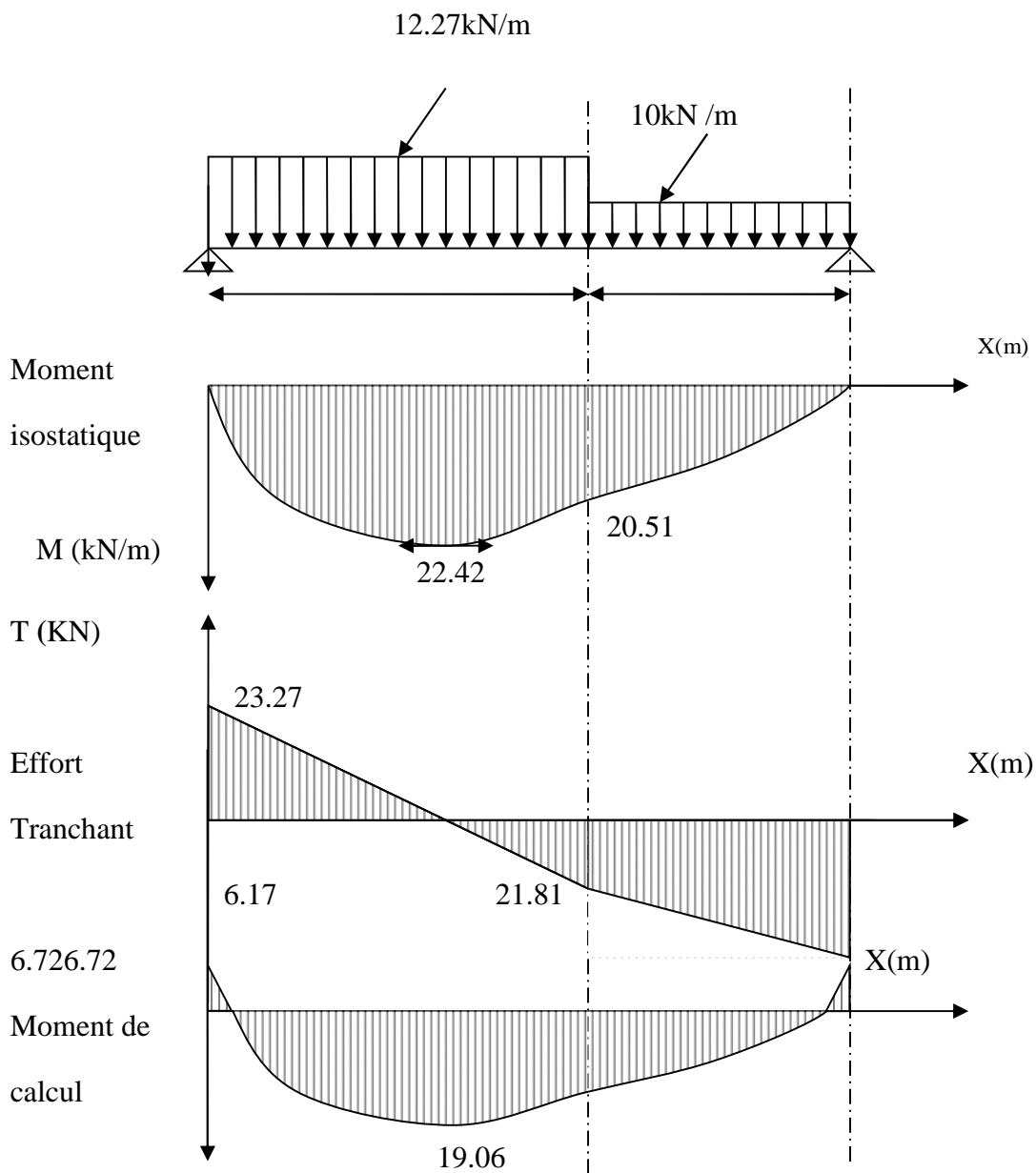


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à l'Elu

3. Calcul des armatures :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérés peu nuisibles; la section rectangulaire est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $c \geq 1$ cm soit $c=2$ cm

a. Calcul en travées :

Nous avons un moment de 19.06KN.m

Calcul des armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.06 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_r = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.059 \Rightarrow \beta_u = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{19.06 \times 10^3}{0.969 \times 15 \times 348} = 4.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20$ cm

Calcul des armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25$ cm.

b. Calcul aux appuis :

Nous avons un moment de 6.72KN.m

Calcul des armatures principales :

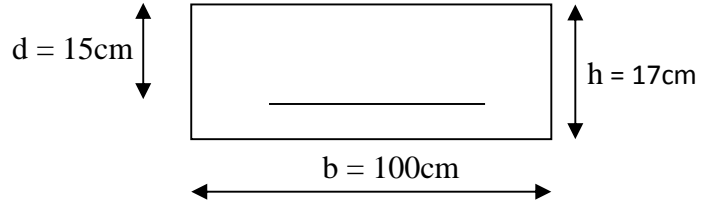
$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.72 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_r = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.021 \Rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6.72 \times 10^3}{0.989 \times 15 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8/ml ($A_a = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25$ cm.



Calcul des armatures de répartition :

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification :

Une fois l'escalier sont dimensionnés et les sections d'armatures calculées, nous avons procéder à des vérifications.

1. Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ Cm}^2$$

- Appui A : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

2. Espacement des barres :

Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Travée : $e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
 Appuis : $e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow condition vérifiée

Armatures de répartition : $e \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Travée : $e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
 Appuis : $e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow condition vérifiée.

3. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(0.3 f_{c28}, 25 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{23.27 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.15 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

4. Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Appui A : $T_Y = 23,27 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{23,27 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 5 \times 3,14 \times 12} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Appui B : $T_Y = 6,17 \text{ KN}$

$$\tau_{se} = \frac{6,17 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 5 \times 3,14 \times 12} = 0,242$$

$$\tau_{se} = 0,242 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

5. Ancrage des barres : (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm}$

b) Etat limite de service :

8.81KN/m 7.13KN/m

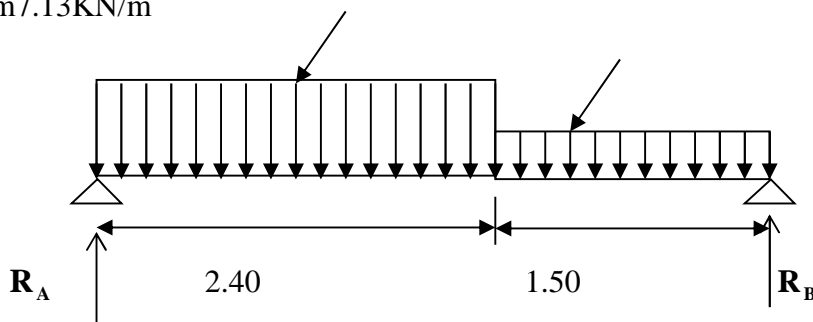


Figure III.15 : Schéma statique à l'ELS

4. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 8.81 \times 2.4 + 7.13 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 31.84 \text{ KN}$$

$$R_B L = q_s \text{ paillasse } (2.4) (2.4/2) + q_s \text{ palier } (1.5) (1.5/2 + 2.4)$$

$$R_B = (25.73 + 33.69) / 3.9 = 15.23$$

$$R_A = 31.84 - 15.23 = 16.61$$

$$R_A = 16.61 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.23 \text{ KN}$$

5. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 2.40$	$-8.81x + 16.61$	0	16.61
		2.4	-4.53
$2.40 \leq x \leq 3.9$	$-7.13x + 12.58$	2.4	-4.53
		3.9	-15.22

Moment fléchissant :

Tronçon (m)	Expression	X (m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	$-4.40x^2 + 16.61x$	0	0
		2.4	14.50
$2.40 \leq x \leq 3.90$	$-3.56x^2 + 12.58x + 4.8$	2.4	14.50
		3.9	0

$$T_Y = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.13x + 12.58 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.76 \text{ m}; \quad x \in [0, 2.4]$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.76 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -4.4 (1.76)^2 + 16.61 (1.76)$$

$$M_z^{max} = 15.6 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Au appuis A : $M_{sa} = -0.3 M_z^{max} = -4.68 \text{ KN.m}$

- Au appuis B : $M_{sb} = -4.68 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{st} = 0.85 M_z^{max} = 13.36 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

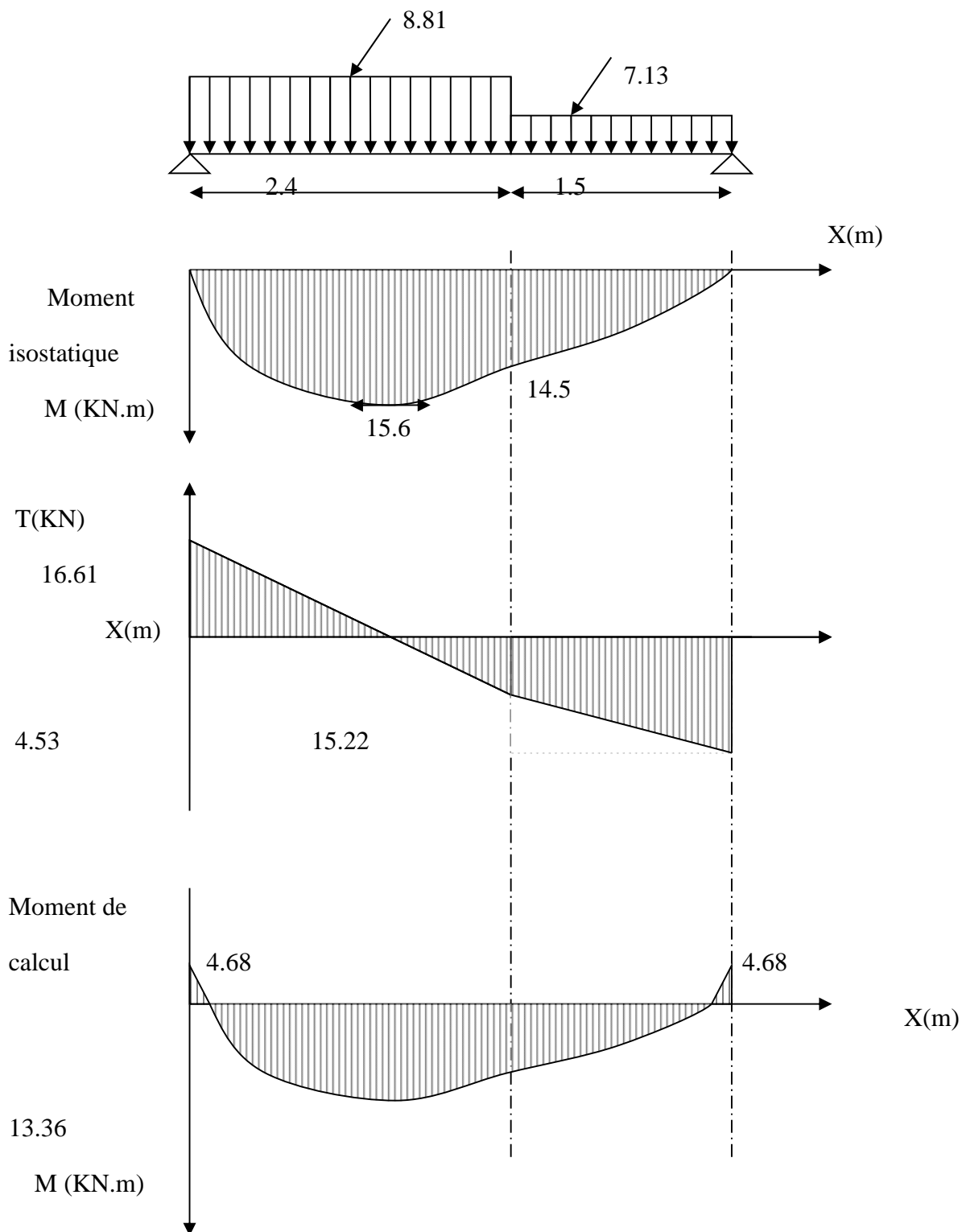


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à l'Éls

6. Vérification à l'ELS:

À l'E.L.S les contraintes ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles :

- Pour le béton : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$.

- Pour les aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$.

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$$

$$\rho = 0.376 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow \alpha_1 = 0.285 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0.285 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{13.36 \times 10^3}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 174.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0.026 \times 174.18 = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 15} = 0.134$$

$$\rho = 0.134 \Rightarrow \beta_1 = 0.939 \Rightarrow \alpha_1 = 0.183 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.183 \Rightarrow K = 0.0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{4.68 \times 10^3}{2.01 \times 0.939 \times 15} = 165.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0.0149 \times 165.3 = 2.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{3.90} = 0.0435 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.17}{3.90} = 0.0435 < \frac{13.36}{10 \times 15.6} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.4 \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 7.13 \text{ KN/ml}, 8.81 \text{ KN/ml} \} = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

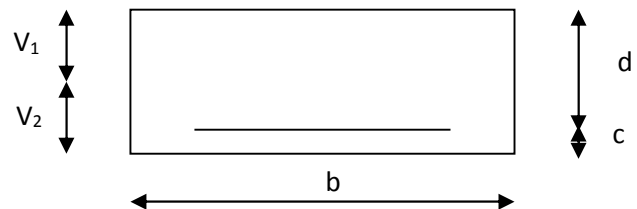
$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = bh + 15A_t$

- Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) \text{ avec } A_2 = 0.$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 (5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2.$$



- Moment statique de la section homogénéisé :

$$S = \frac{bh^2}{2} + 15A d$$

$$S = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15(5.65) \times 15 = 15721.25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.80 = 8.20 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisé :

$$I_0 = (b/3) (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_t (V_2 - C)^2] .$$

$$I_0 = (100/3) (8.8^3 + 8.2^3) + 15 [5.65(8.2 - 2)^2] = 44352.45 \text{ cm}^4.$$

D'où:

$$f = \frac{5 \times (8.81 \times 3.90^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 44352.45 \times 10^{-8}} = 0.0055 \text{ m}$$

$$f = 0.55 \text{ cm} < \bar{f} = 0.78 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.3.5) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux et de section rectangulaire.

Sa portée est de 3.60 m (entre nu d'appuis).

1-Prédimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 3.60 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.60}{15} \leq h_t \leq \frac{3.60}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}.$$

Soit $h_t = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :
 $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$ d'où $14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

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

D'après : [Art .7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=25\text{cm} \geq 20 \text{ cm.} \\ h_t=35\text{cm} \geq 30 \text{ cm.} \\ h_t/b = 1.4 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

2- Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur : $G_m = 2.36 \times 2.71 = 6.39 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 22.83 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $T_s = 16.38 \text{ KN}$

3- Combinaison des charges :

$$\text{A ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L}$$

$$q_u = (1.35 \times (2.19 + 6.39)) + \frac{(2 \times 22.83)}{3.60} = 24.27 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L}$$

$$q_s = (2.19 + 6.39) + \frac{(2 \times 16.38)}{3.60} = 17.68 \text{ KN / ml}$$

4-Calcul à l'ELU :

▪ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = q_u L$$

$$R_A + R_B = 87.37 \text{ KN}$$

$$R_B L = q_u L^2 / 2$$

$$R_B = 24.27 \times (3.6) / 2 = 43.68$$

$$R_A = 87.37 - 43.68 = 43.68$$

$$R_A = 43.68 \text{ KN}$$

$$R_B = 43.68 \text{ KN}$$

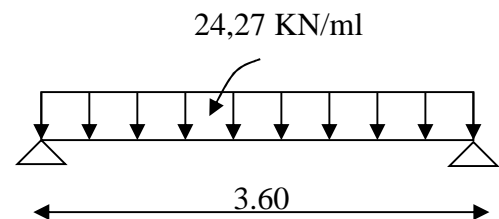
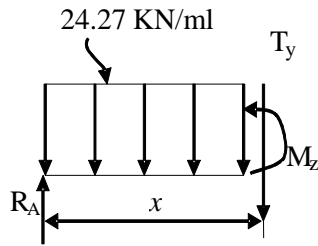


Figure III.17 : Schéma statique à l'ELU.

- **Calcul du moment et de l'effort : $0 \leq x \leq 3.60\text{m}$**



Effort tranchant :

$$T_y = -24.27x + 43.68 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +43.68 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \\ T_y = -43.68 \text{ KN} \longrightarrow & x = 3.60\text{m} \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_z = -24.27 \frac{x^2}{2} + 43.68x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 3.60\text{m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -24.27x + 43.68 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.82$$

$$M_z^{\max} = -24.27 \frac{(1.82)^2}{2} + 43.68(1.82)$$

$$M_z^{\max} = 39.30 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -11.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 33.40 \text{ KN.m}$$

▪ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

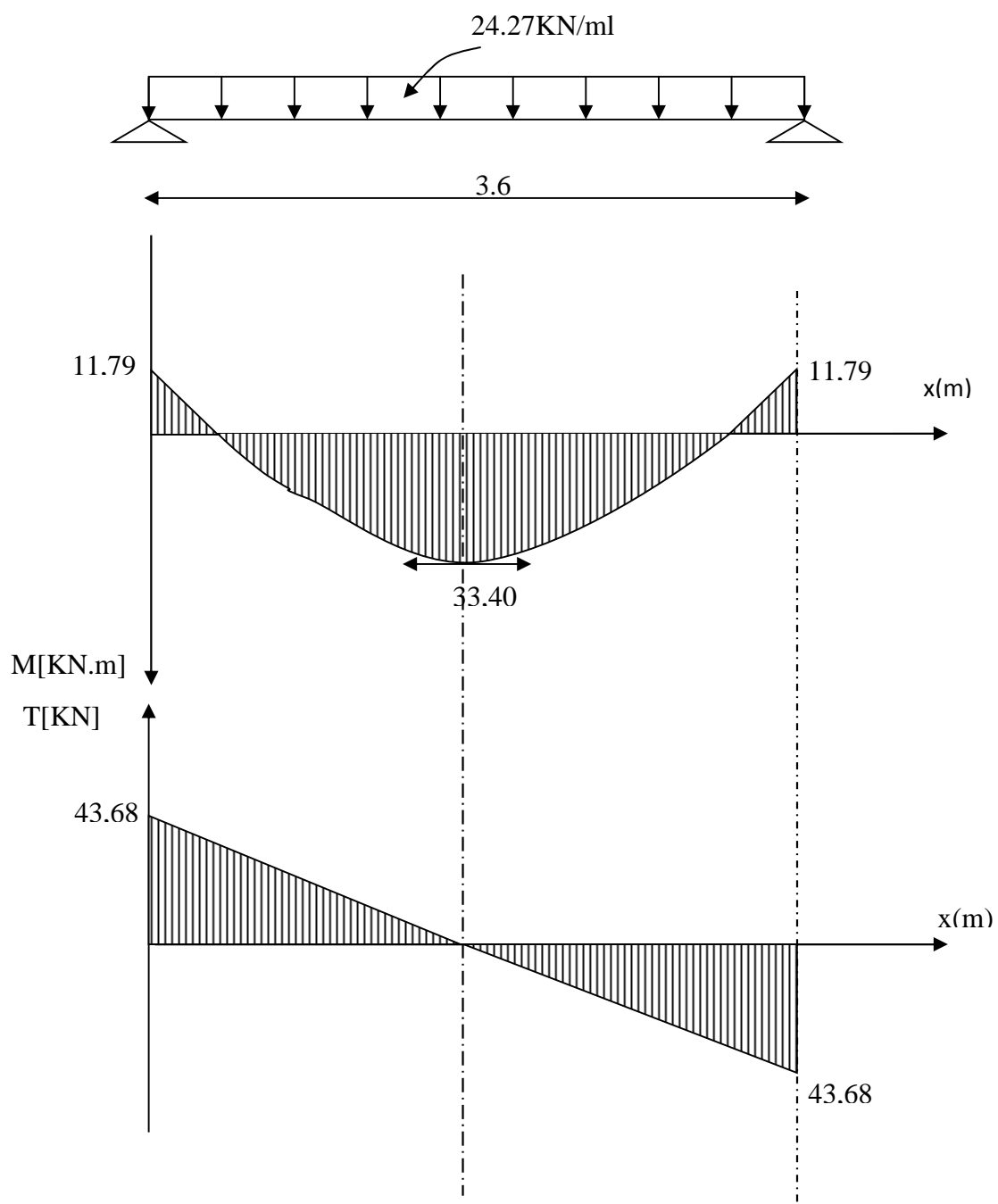


Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à l'ELU

▪ **Ferrailage :**

- Calcul des armatures principales :

En travée: $M_t = 33.40 \text{KN.m}$ $d=h-c = 35 - 2 = 33$

$$\mu = \frac{M_t}{(b d^2 f_{bu})} = \frac{33.4 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.955.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{33.4 \times 10^3}{0.955 \times 33 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 3HA12 = 3.39 cm²

Aux appuis : $M_a = -11.79 \text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.79 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.985 \times 33 \times 348} = 1.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 3HA8 = 1.50 cm²

N.B :

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.37 \text{ cm}^2.$$

$1.5 + 3.39 = 4.89 \text{ cm}^2 > 4.37 \quad \Rightarrow \quad$ La condition est vérifiée.

▪ **Vérification (BAEL 91) :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 1.5 \\ A_t = 3.39 \end{array} \right\} > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

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

$$\tau_u = \frac{43.68 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.529 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.529 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4b0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 330 \frac{25}{1.5} = 495000 \text{ N}$$

$$495 \text{ KN} > T_u = 43.68 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- Influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq A_u \left[\frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{43.68 \times 10^3 + \frac{11.79 \times 10^5}{0.9 \times 33}}{348 \times 10^4} = 0.024 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \geq A_u = 0.024 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3.15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{43.68 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 11.304 \times 10} = 1.301 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.301 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

- Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 25 \} = 10 \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$: On prend un cadre et une étrier en HA8. $A_t = 4 \text{ H8} = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{29.7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 29.7 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement des barres : Article 7.5.2.2 RPA 99 :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 S b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 b} = \frac{1.5}{0.003 \times 25} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} = 8.75$$

On prend: $S_t = 7 \text{ cm}$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

5-Calcul à l'ELS :

▪ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = q_s L$$

$$R_A + R_B = 63.64 \text{ KN}$$

$$R_B L = q_s L^2 / 2$$

$$R_B = 17.68 \times (3.6) / 2 = 31.82$$

$$R_A = 63.64 - 31.82 = 31.82$$

$$R_A = 31.82 \quad \text{et} \quad R_B = 31.82 \text{ KN}$$

▪ **Calcul du moment et de l'effort : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$**

Effort tranchant :

$$T_y = -17.68x + 31.82 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +31.82 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -31.82 \text{ KN} \longrightarrow x = 3.60 \text{ m} \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_z = -17.68 \frac{x^2}{2} + 31.82x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 0 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3.60 \text{ m} \end{cases}$$

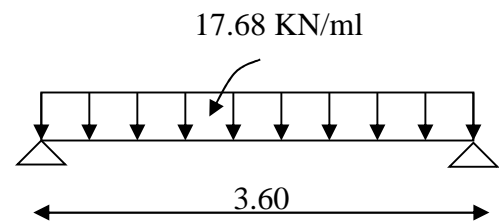
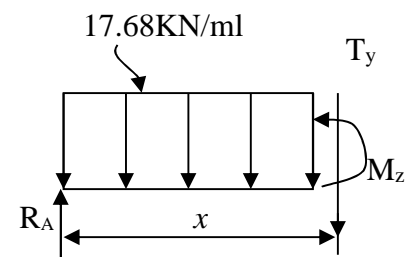


Figure III.19: Schéma statique à l'ELS.



$$T_y=0 \Rightarrow -17.68x + 31.82=0$$

$$\Rightarrow x=1.80$$

$$M_z^{\max} = -17.68 \frac{(1.80)^2}{2} + 31.82(1.80)$$

$$M_z^{\max} = 28.63 \text{KN.m}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -8.59 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 24.33 \text{KN.m}$$

▪ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**

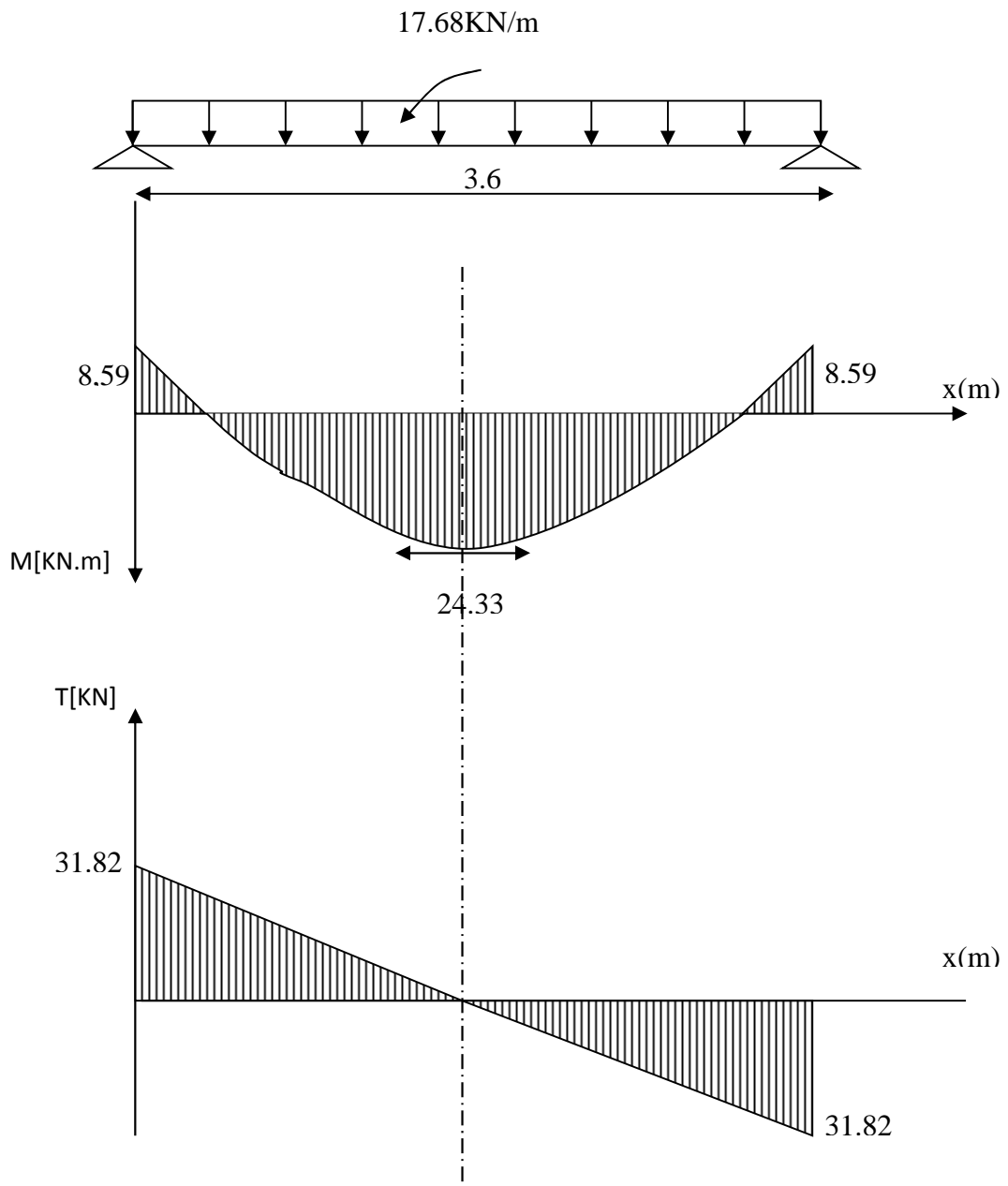


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants et moment fléchissant à l'Els

▪ **Vérification des contraintes :**

1. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 f_{c_{28}} = 15$ MPa

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410$$

$$\rho_1 = 0.410 \Rightarrow \beta = 0.902 \Rightarrow \alpha = 0.294 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.027$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{24.33 \times 10^3}{0.902 \times 33 \times 3.39} = 241.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 241.11 \times 0.027 = 6.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.5}{25 \times 33} = 0.182$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0.182 \Rightarrow \beta = 0.931 \Rightarrow \alpha = 0.207 \Rightarrow K = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_a} = \frac{8.59 \times 10^3}{0.931 \times 33 \times 1.5} = 186.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.017 \times 186.39 = 3.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3. Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.7} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{3.7} = 0.094 > \frac{24.33}{10 \times 28.63} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 33} = 0.0041 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.4) Calcul de l'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversions M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

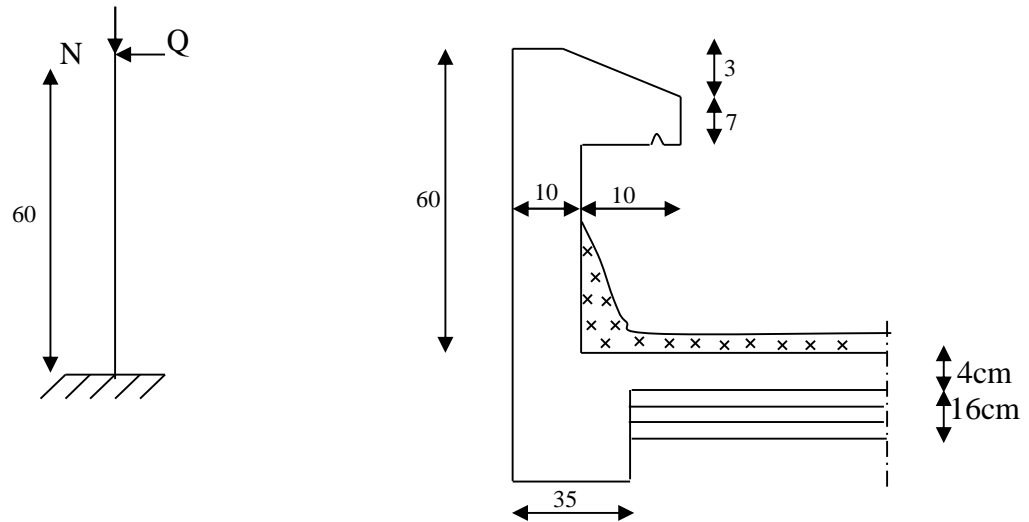


Figure III.21 : Coupe transversale de l'acrotère

III.4.1) Détermination des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : $G=1.675 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dus au poids propre G : $N=G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN m}$

Schémas statiques

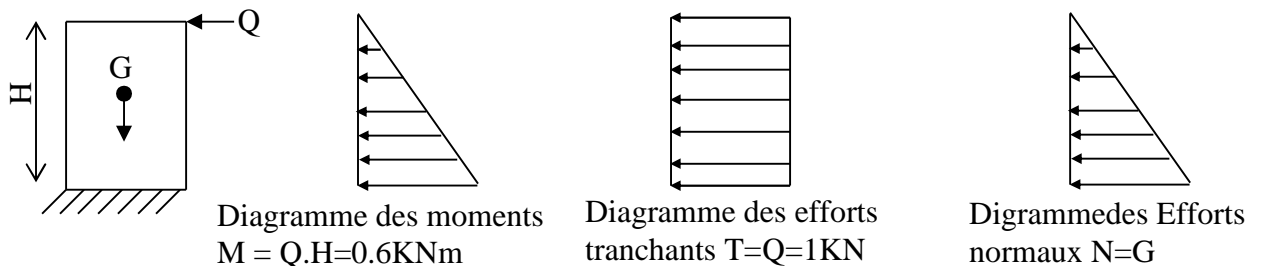


Figure III.22 : Schéma statiques

III.4.2) Combinaison des charges :

A L'ELU : La combinaison est $1.35 G + 1.50 Q$

$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.675 = 2.26125 \text{ KN}$ (dû à G)

$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$ (dû à Q)

A L'ELS : La combinaison est G +Q

$$N_s = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

III.4.3) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section (b×h) cm² soumise à la flexion composée.

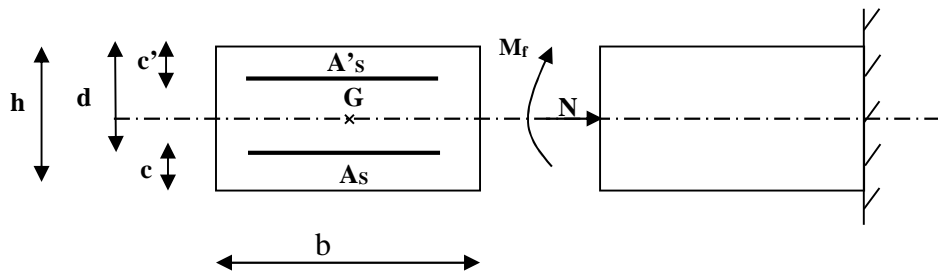
h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

d = h – c : Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.



• **Calcul des armatures à L'ELU :**

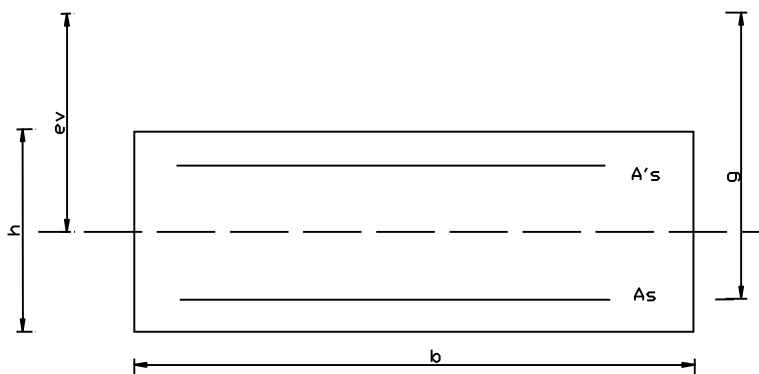
a) Position de centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.26} = 39.80 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



b) Calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec } g = e_u + \frac{h}{2} - C$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2.26 \times (0.398 + 0.1/2 - 0.03) = 0.945 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^5}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.01358$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée donc $A's = 0$

$$\mu_b = 0.01358 \Rightarrow \beta = 0.993$$

❖ Armatures fictives :

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{945}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée : (Armatures réelles)

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

III.4.4) Vérifications à L'ELU :▪ **condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4. 2.1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.3582 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 15 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35.82 - 0.45 \times 7}{35.82 - 0.185 \times 7} \right] = 0.777 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4 \text{ HA } 6 = 1.1 \text{ cm}^2$$

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

▪ **Vérification aux cisaillements : (Art III .2.BAEL 99)**

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec}$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1.5$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{70 \times 1000} = 0.021 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.021 < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc il n'ya pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de l'adhérence des barres : (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05 \times 10} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

▪ **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$

III.4.5) Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

Avec : $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 1.1}{100 \times 7} = 0.157 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow K_1 = 61.92$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0161$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.935 \times 7 \times 1.1 \times 10^3} = 83.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

- **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0161 \times 83.34 = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

- **Vérification au séisme :**

D'après le RPA 99/version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_{PWP}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

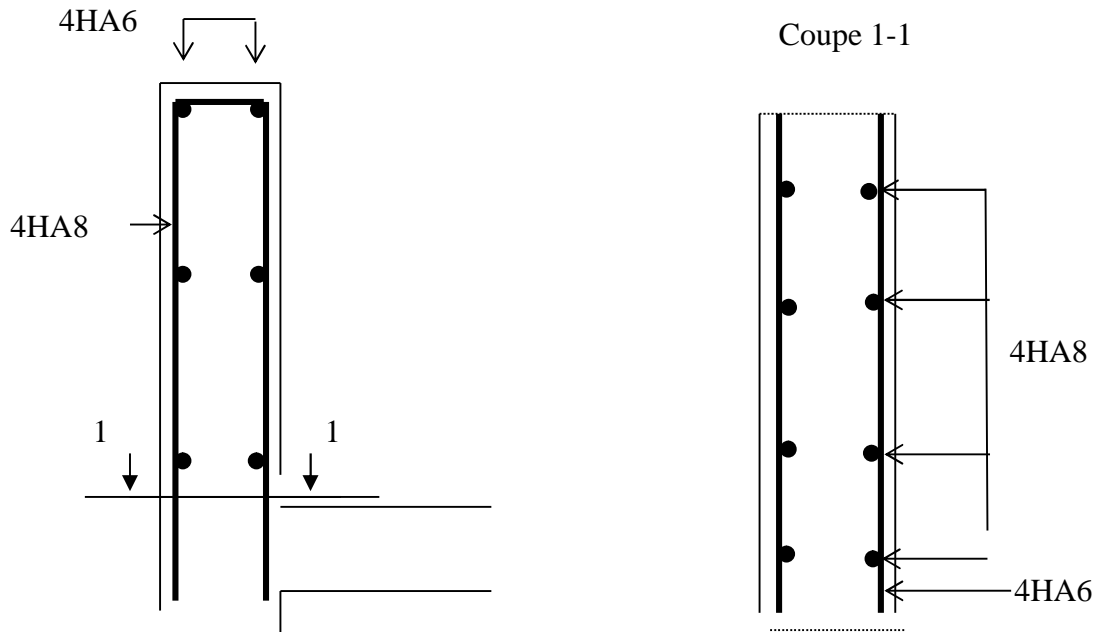
$\Rightarrow A = 0.15$ (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

w_P : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1.675KN.

D'où : $F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$

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



FigureIII.23 : Disposition des armatures dans l'acrotère

III.5) Calcul du balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres. L'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a: } L = 120\text{m}$$

$$8 \leq e \leq 13$$

on prend : $e = 13\text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas pratique, donc nous avons opté pour une épaisseur $e = 15\text{ cm}$.

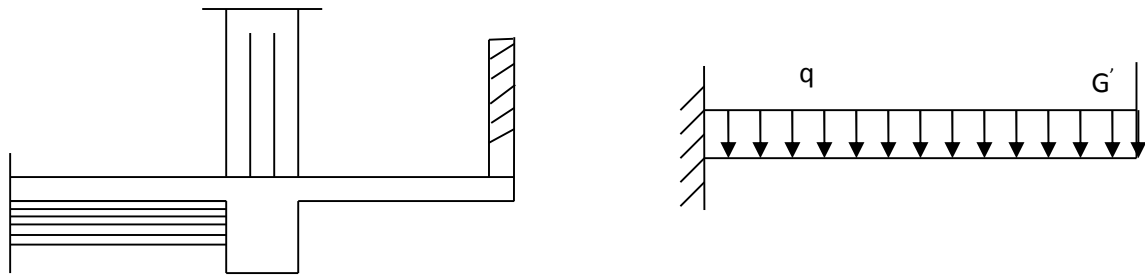


Figure III 24 : Schéma statique du balcon.

III.5.1) Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

- Charges permanentes : $G = 5.77\text{ KN/ml}$.
- Charge concentrée :(Garde-corps)

- Poids propre du garde-corps.....0.9 KN/ml.

- Enduit en plâtre (2×2 cm)..... 0.72KN/ml.

$$G' = 1.62\text{KN/ml}$$

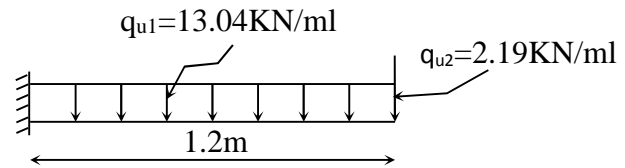
- Surcharged'exploitation : $Q = 3.5\text{ KN/ml}$.
- Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U} \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 3.5 = 13.04\text{ KN/ml}; \\ q_{u2} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.19\text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.77 + 3.5 = 9.27\text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1.62\text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.5.2) Calcul à l'état limite ultime :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

**➤ Calcul du moment sollicitant :**

$$M_u = q_{u1} \times \frac{L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = 13.04 \times \frac{1.20^2}{2} + 2.19 \times 1.20$$

$$M_u = 12.02 \text{ kN.m}$$

➤ Ferrailage :

- Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_u = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.02 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u L + g_{u1} = 13.04 \times 1.20 + 2.19 = 17.84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{17.84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.137 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.1; f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 2.5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{17.84}{0.9 \times 13 \times 125.6} = 0.121 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi e}{4\tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit: } L_s = 36 \text{ cm}$$

\Rightarrow Soit des crochets de longueur $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 36 = 14 \times 4 \text{ cm.}$

⇒ Soit $L_a=15\text{cm}$.

- **Ecartement des barres :**

Armatures principales :

$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.5.3) Calcul à l'état limite de service :

➤ **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \frac{q_{s1} L^2}{2} + q_{s2} = \frac{9.27(1.20)^2}{2} + 1.62$$

$$M_s = 8.29\text{KNm}.$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

- **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il n'est pas nécessaire de faire des vérifications des contraintes à l'ELS dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \alpha = 0.732$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.02}{8.29} = 1.45$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.475$$

$\alpha = 0.732 < 0.475 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

h_0 : épaisseur de la dalle doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ($h_0 = 15\text{cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{ cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

III.6.2) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.85}{2.05} = 0.90$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.85} = 0.567$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.05} = 0.512 \quad (\text{On a interpolation})$$

- Etap 1: interpolation simple $0.5 < \frac{U}{L_x} < 0.6$

$$\frac{V}{L_y} = 0.5$$

D'où le résultat :

$$\frac{U}{L_x} = 0.567 \qquad M_1 = 0.39$$

$$\frac{V}{L_y} = 0.5M_2 = 0.313$$

- Etap 2 : interpolation simple $0.5 < \frac{U}{L_x} < 0.6$

$$\frac{V}{L_y} = 0.6$$

D'où le résultat :

$$\frac{U}{L_x} = 0.567 \quad M_1 = 0.0883$$

$$\frac{V}{L_y} = 0.6 \quad M_2 = 0.0689$$

- Etap3: d'après l'interpolation on aura :

$$M_1 = 0.3538$$

$$M_2 = 0.2837$$

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1.35Q = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121.50 \times 0.3538 = 42.95 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121.50 \times 0.2837 = 34.47 \text{ KNm}$$

III.6.3) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 \Rightarrow 0.4 < 0.9 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.048 \text{ KN / mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0458 \times 8.048 \times (1.85)^2 = 1.261 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.778 \times 1.261 = 0.981 \text{ KN.m}$$

➤ superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 42.95 + 1.261 = 44.211 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 34.47 + 0.981 = 35.451 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Afin 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.6.4) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur

Sens X-X :

- Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 44.211 = 13.263 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.263 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0552 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.263 \times 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 3.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : S_t = 25 cm

- En travée :

$$M_t = 0.85 \times 44.211 = 37.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{37.58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.156 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_t = \frac{37.58 \times 10^3}{0.915 \times 13 \times 348} = 9.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm² Avec : S_t = 15 cm

Sens Y-Y:

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0.3 \times 35.451 = 10.63 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{10.63 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25cm.

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 35.451 = 30.13 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.125 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{30.13 \times 10^3}{0.932 \times 13 \times 348} = 7.14 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5HA14 = 7.69 cm² avec S_t = 20cm.

➤ **Résumé des résultats :**

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ _b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	13.263	0.0552	0.971	3.02	3.14	4HA10	25
	Y-Y	10.63	0.044	0.978	2.4	3.14	4HA10	25
En travée	X-X	37.58	0.156	0.915	9.07	9.23	6HA14	15
	Y-Y	30.13	0.125	0.932	7.14	7.69	5HA14	20

III.6.5) Vérification à L'ELU :**➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

- Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 0.00084$$

$$A_{\min} = 0.00084 \times (15 \times 100) = 1.26 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 9.23 > A_{\min}$$

$$A_y = 7.69 > A_{\min}$$

En appuis :

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

⇒ Condition vérifiée dans les deux sens.

➤ Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

➤ **Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).
- **Sens x-x:**
 - Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
 - Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- **Sens y-y:**
 - Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
 - Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

⇒ Condition vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à L'ELU

U_c : Périmètre du contour $U_c = 2 (U+V) = 4.2 \text{ m}$

h : Épaisseur totale de la dalle

$$\bar{Q}_u = \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} =$$

$$\bar{Q}_u = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5}$$

$Q_u = 90 \text{ KN} < \bar{Q}_u = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III6.6) Vérification à l'ELS :

➤ **les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$q_s = P$; $\nu = 0.2$ à ELS :

$$M_{x1} = 90 (0.3538 + 0.2 \times 0.2837) \Rightarrow M_{x1} = 36.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.2837 + 0.2 \times 0.3538) \Rightarrow M_{y1} = 31.9 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 \Rightarrow q_s = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = 0.0458 \times 5.85 \times (1.7)^2 = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.778 \times 2.47 = 1.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = 36.95 + 2.47 = 39.42 \text{ KN m}$$

$$M_y = 31.9 + 1.92 = 33.82 \text{ KN m}$$

➤ **Ferraillage :**

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons le même ferraillage.

❖ **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 :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

- **Aux Appuis :** $M_a = 0.3 \times 39.42 = 11.83 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{13.263}{11.83} = 1.12$$

$$\mu_u = 0.0552 \rightarrow \alpha = 0.0721$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 > \alpha = 0.0721 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :** $M_t = 0.85 \times 39.42 = 33.5 \text{ KN.m.}$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{37.58}{33.5} = 1.122$$

$$\mu_u = 0.156 \rightarrow \alpha = 0.2131$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.122 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.311 > \alpha = 0.2131 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens (Y-Y) :

- **Aux Appuis :** $M_a = 0.3 \times 33.82 = 10.146 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10.63}{10.146} = 1.05$$

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \alpha = 0.0562$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.275 > \alpha = 0.0562 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :** $M_t = 0.85 \times 33.82 = 28.75 \text{ KN.m.}$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{30.13}{28.75} = 1.048$$

$$\mu_u = 0.125 \rightarrow \alpha = 0.1689$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.048 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.274 > \alpha = 0.1689 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

IV.1) Introduction

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus proches aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6**

IV.2) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.3) Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

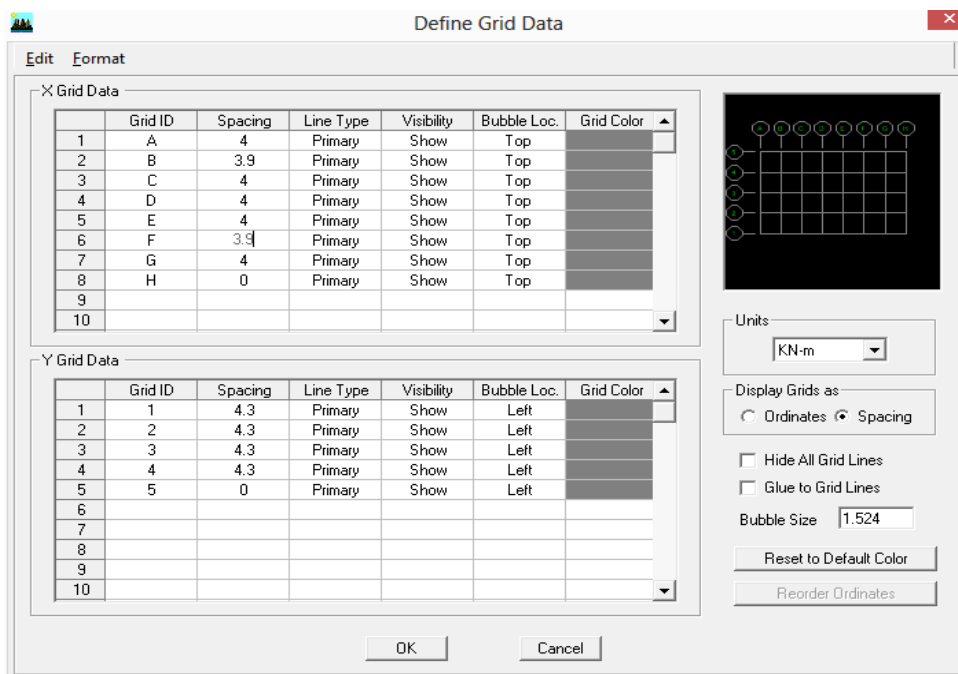
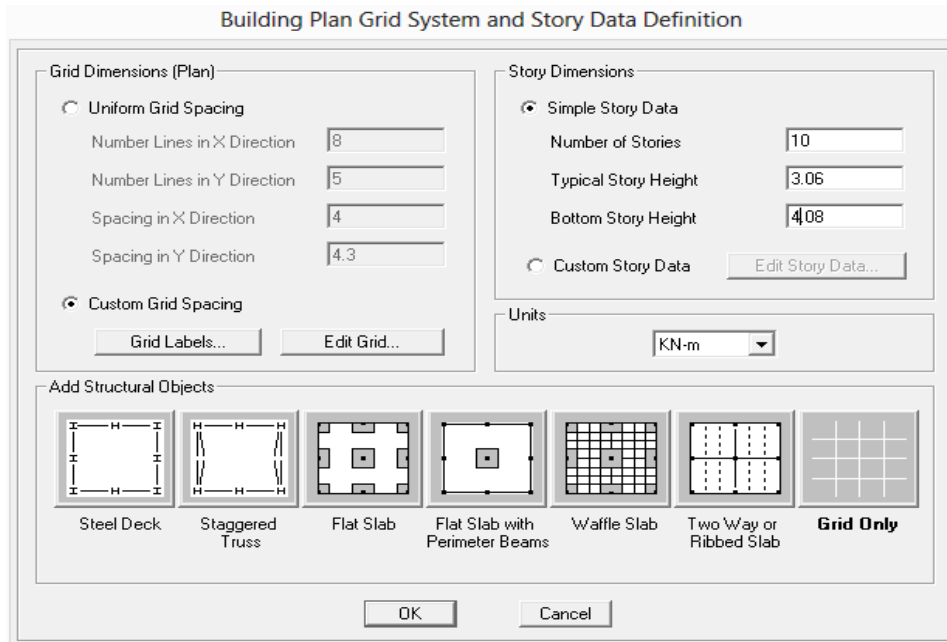
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie du modèle

a) **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **n.m**

b) **Géométrie de base** : on clique sur :

File → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**



Cette opération permet d'introduire:

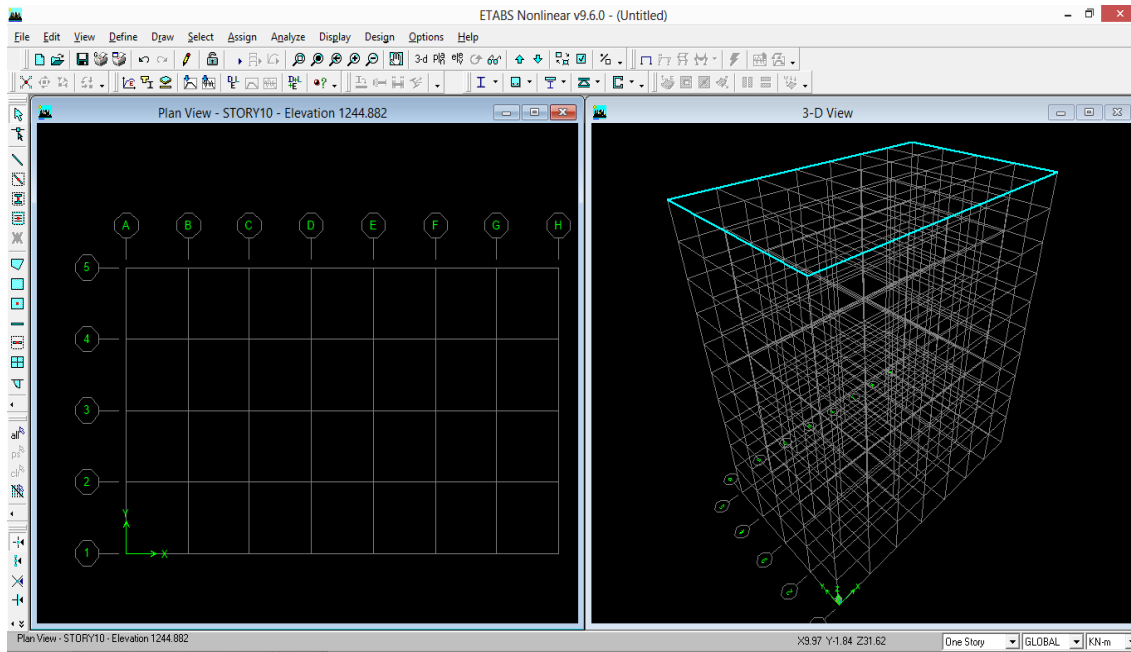
- ✓ le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- ✓ le nombre de travée dans les deux sens X et Y

- ✓ les hauteurs des différents étages
- ✓ le nombre d'étages
- ✓ les longueurs des travées

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

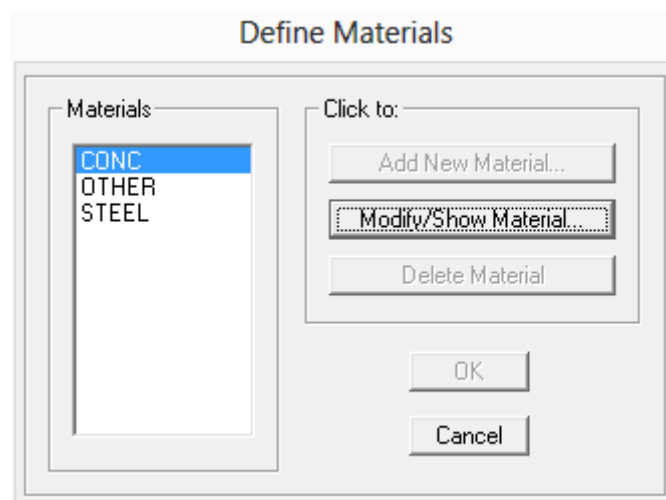
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

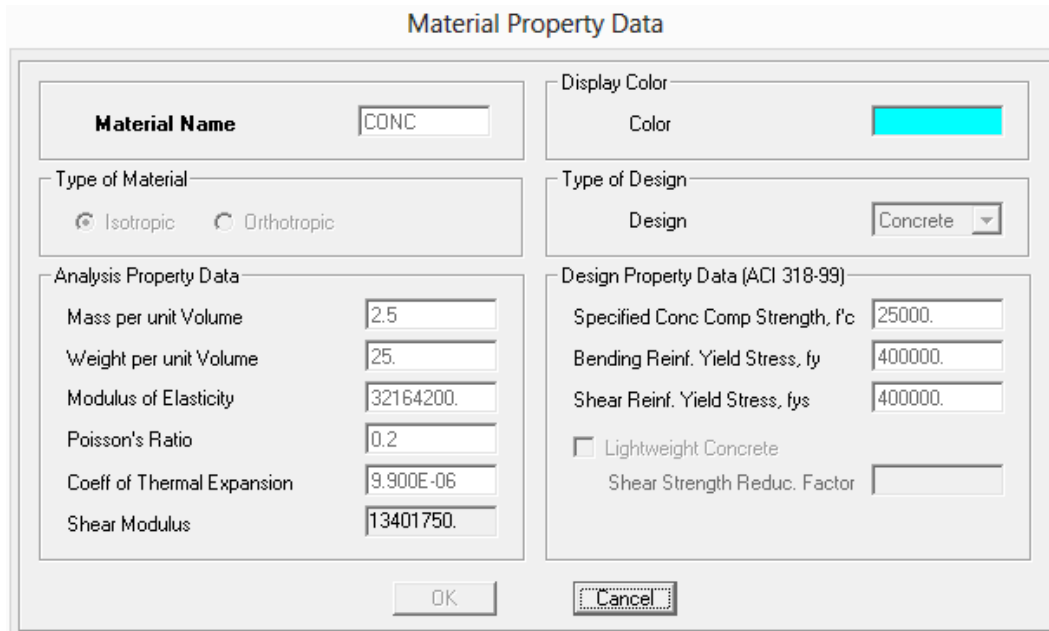
La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define → **Material properties** → **conc** → **Modify/ShowMaterial**



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Define → **Material properties** → **Add New Material**



The dialog box is titled "Material Property Data". It contains several sections:

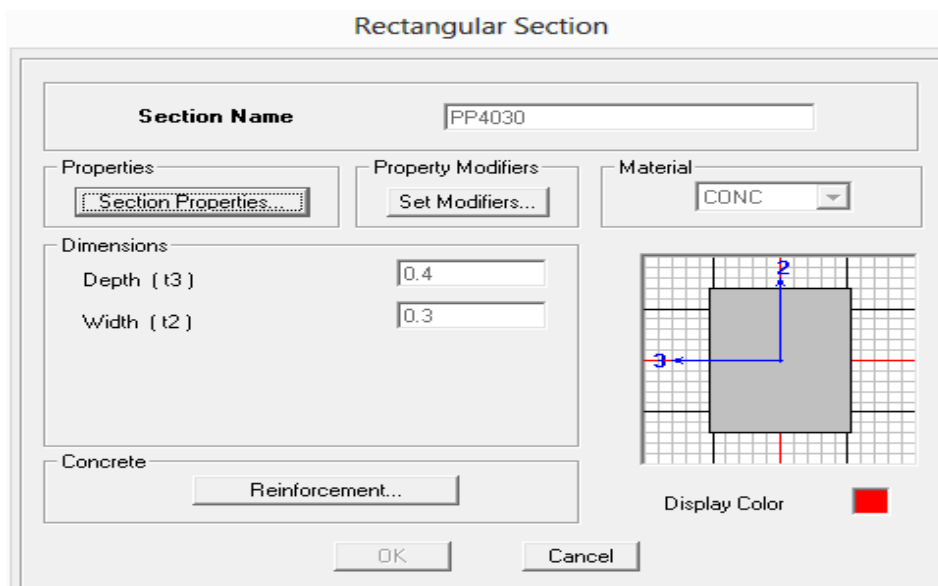
- Material Name:** A text field containing "CONC".
- Display Color:** A color selection area with a red square.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu set to "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of input fields:
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: [empty field]

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et ceci de la manière suivante :

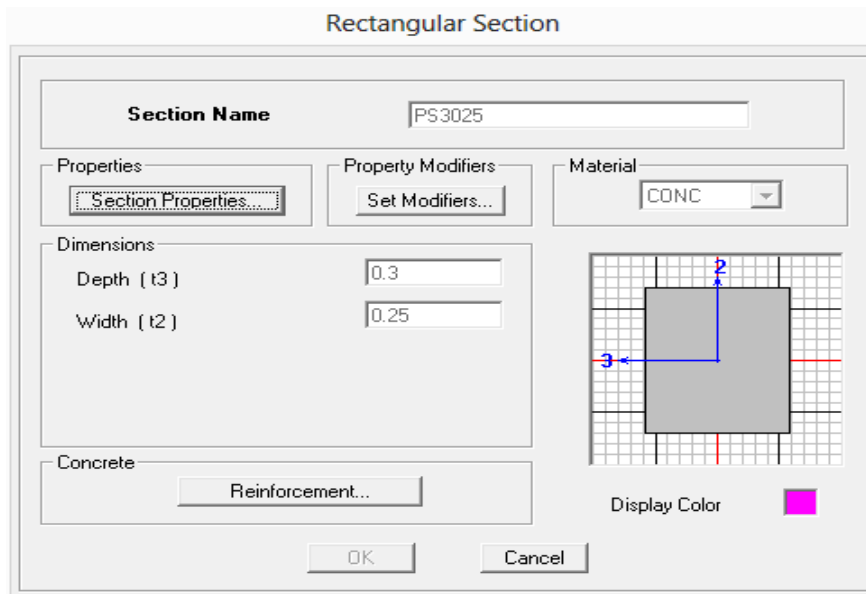
Define → **Frame sections** → **Add rectangular**



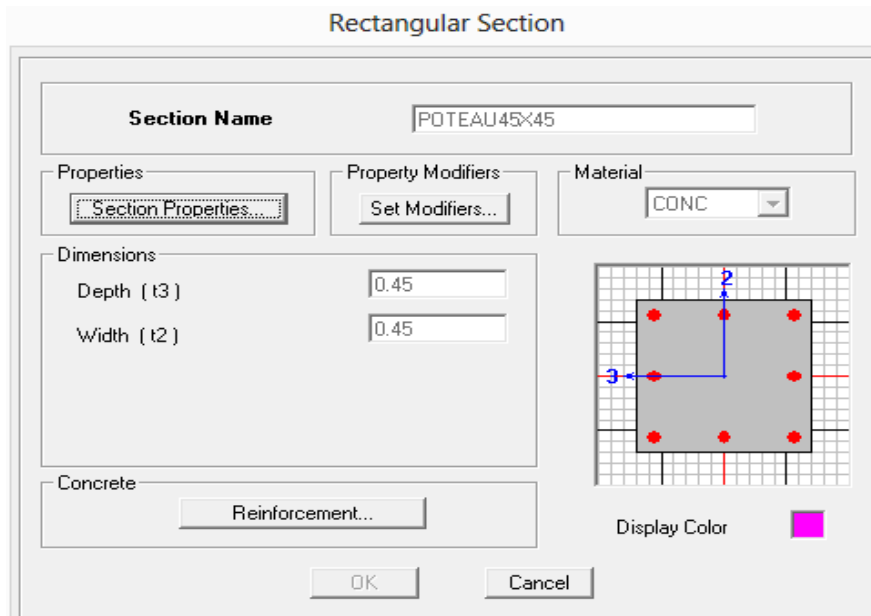
The dialog box is titled "Rectangular Section". It contains several sections:

- Section Name:** A text field containing "PP4030".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu set to "CONC".
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0.4
 - Width (t2): 0.3
- Concrete:** A button labeled "Reinforcement...".
- Display Color:** A color selection area with a red square.

A diagram on the right shows a rectangular cross-section on a grid with coordinate axes (1, 2, 3). Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.



On procède de la même manière pour les poteaux.



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **Area sections** → **Add New Section**

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ■

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

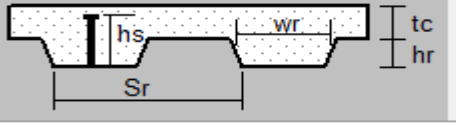
Display Color ■

Deck Section

Section Name

Type

Filled Deck
 Unfilled Deck
 Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc)

Deck Depth (hr)

Rib Width (wr)

Rib Spacing (Sr)

Material

Slab Material

Deck Material

Deck Shear Thick

Composite Deck Studs

Diameter

Height (hs)

Tensile Strength, Fu

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area


Display Color ■

Puis on définit leurs propriétés.

- Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

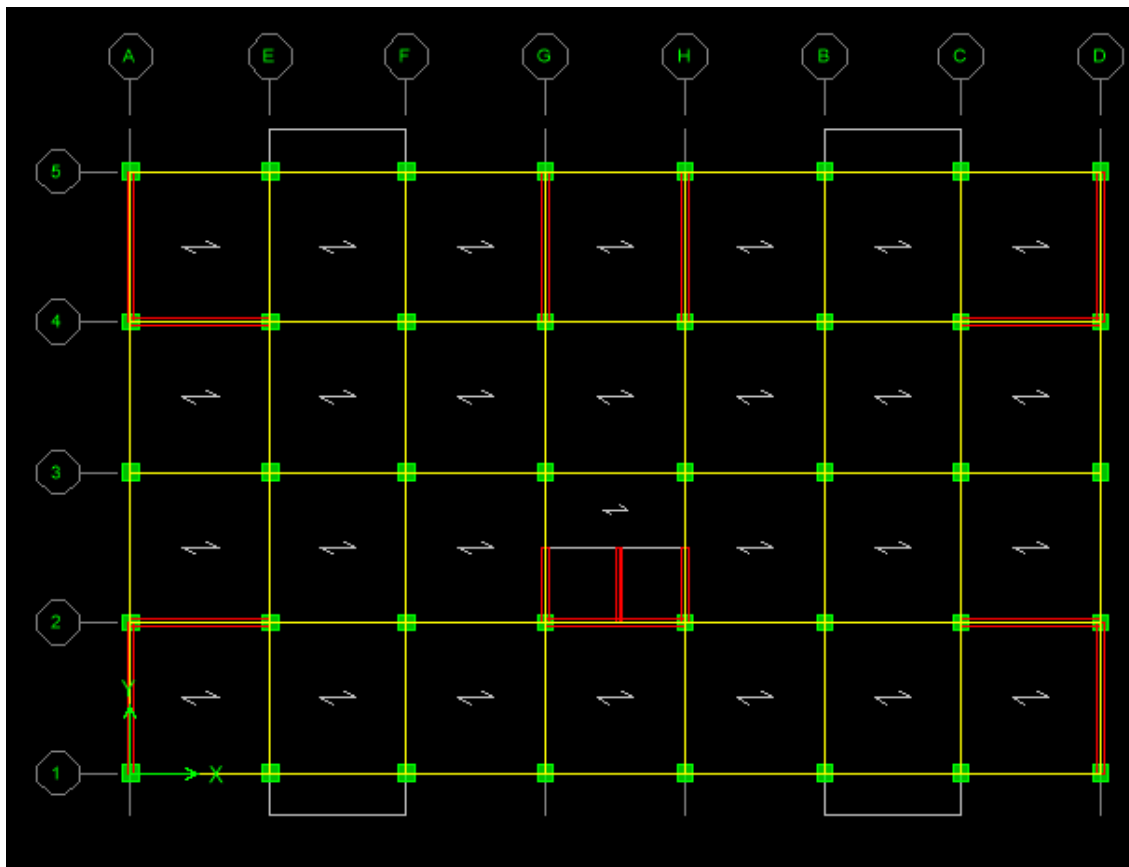
Pour les poteaux :


On clique sur le bouton 

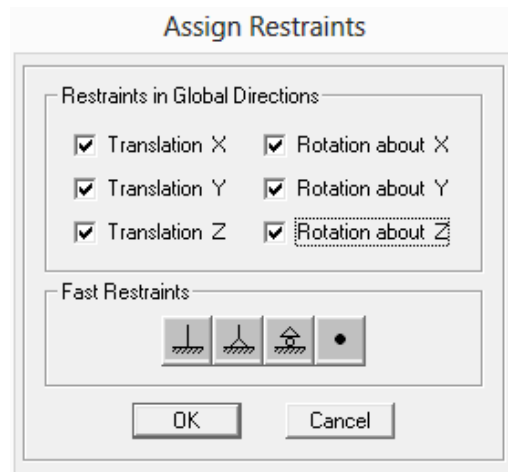
Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) → **None** → on choisit le nom de la section (pot35.35 par exemple) on valide

Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- Mass source:

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

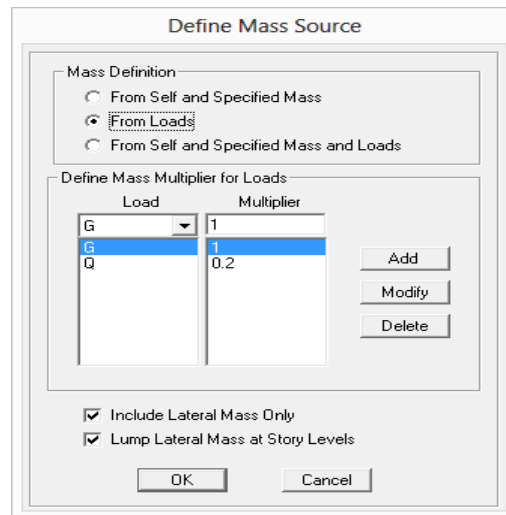
W_{Qi} : charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99 (on le prend pour notre cas égal à 0.2 → bâtiments

d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

Define → **Masse source** → **from loads**

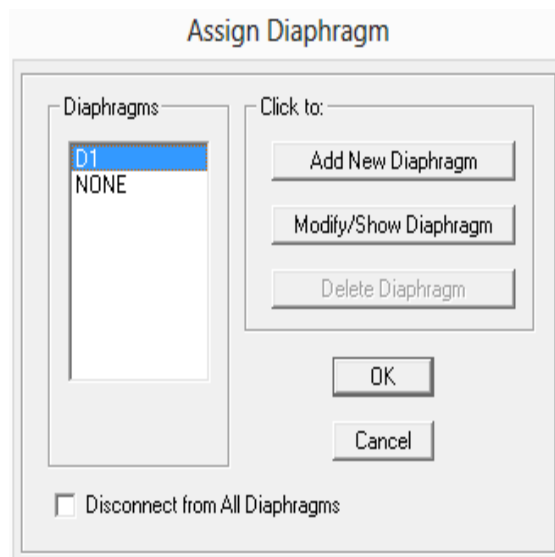


- Diaphragme :Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de« Nœuds Maîtres».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les noeuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

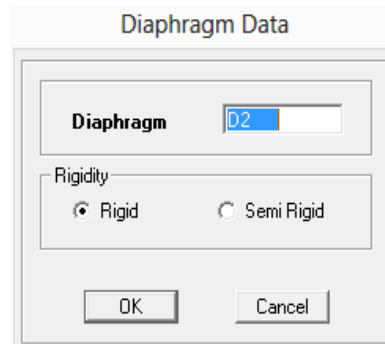
On sélectionne le premier étage :

Assign → Joint/Point → Diaphragms → D1 → OK



Le deuxième étage :

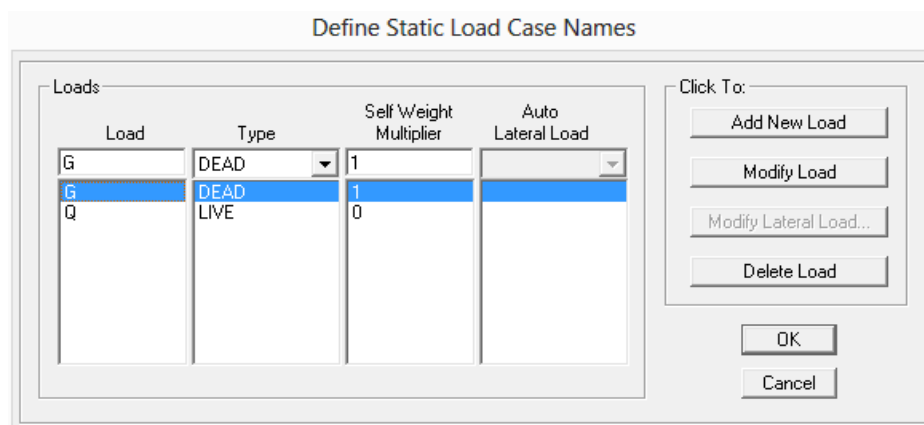
Assign → Joint/Point → DiaphragmsAdd → New Diaphragm → D2 → OK



On suit la même procédure pour les autres étages.

4. Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur: **Define** → **StaticLoad Cases**



5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- a) Le site : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site ferme S 3.(Article 3.3.1 de RPA).
- b) La zone : zone IIa
- c) Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- d) Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- e) pourcentage d'amortissement critique ζ

f) facteur de qualité Q tel que :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable $Q = 1.15$

▪ **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.6.0

Sens x-x

L'effort tranchant à la base sous l'action d'EX

On a $2637.4 \longrightarrow 100\%$
 $2526.38 \longrightarrow X$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2526.38 \times 100}{2637.4} = 95\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles = **95%**

Effort repris par les portiques = **5%**

Sens y-y

On a $2925.37 \longrightarrow 100\%$
 $2812.38 \longrightarrow X$

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2812.38 \times 100}{2925.37} = 96\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles = **96%**

Effort repris par les portiques = **4%**

Conclusion :

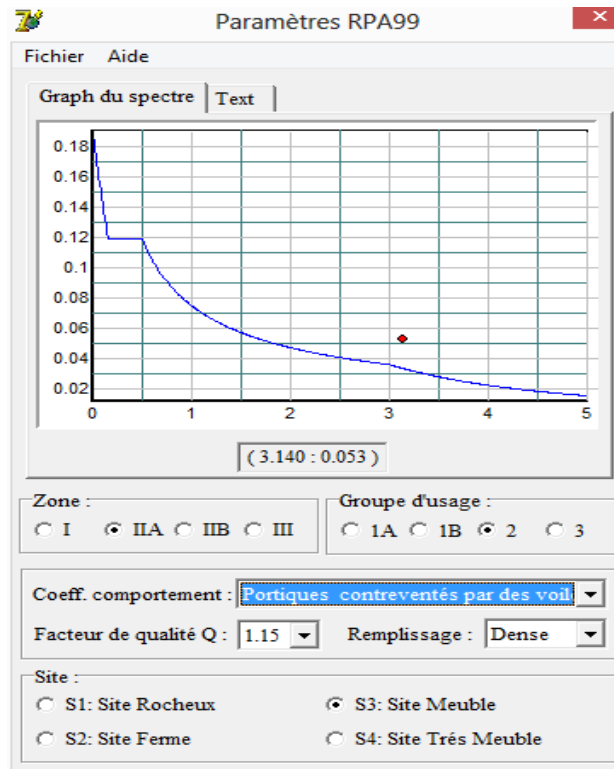
D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles

- Valeur de ζ :

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

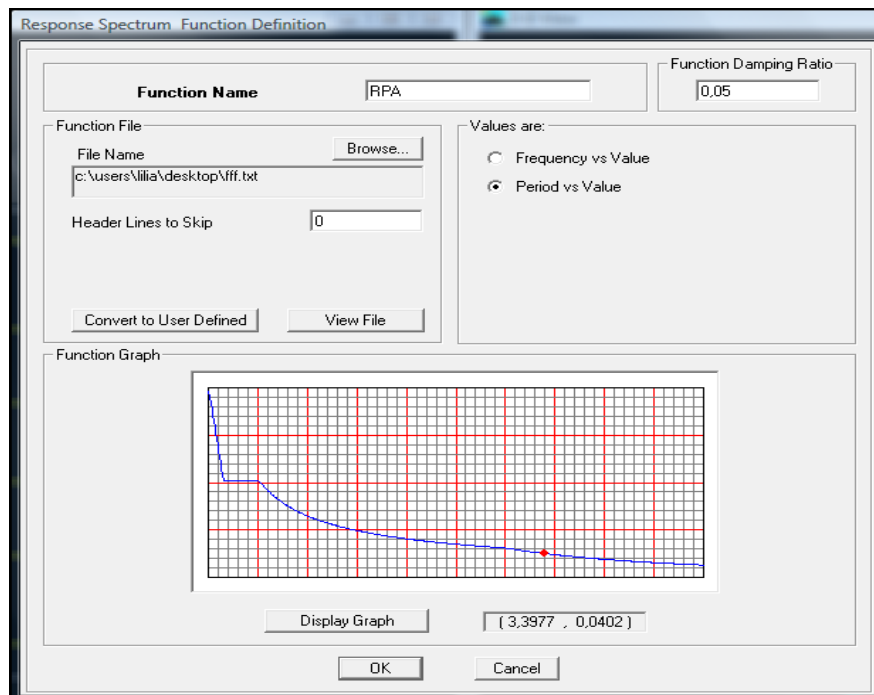
Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau.

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3
La zone	IIa
Le groupe d'usage	2
Facteur de qualité Q	1.15
coefficient de comportement R	4
% d'amortissement critique ζ	10



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur/

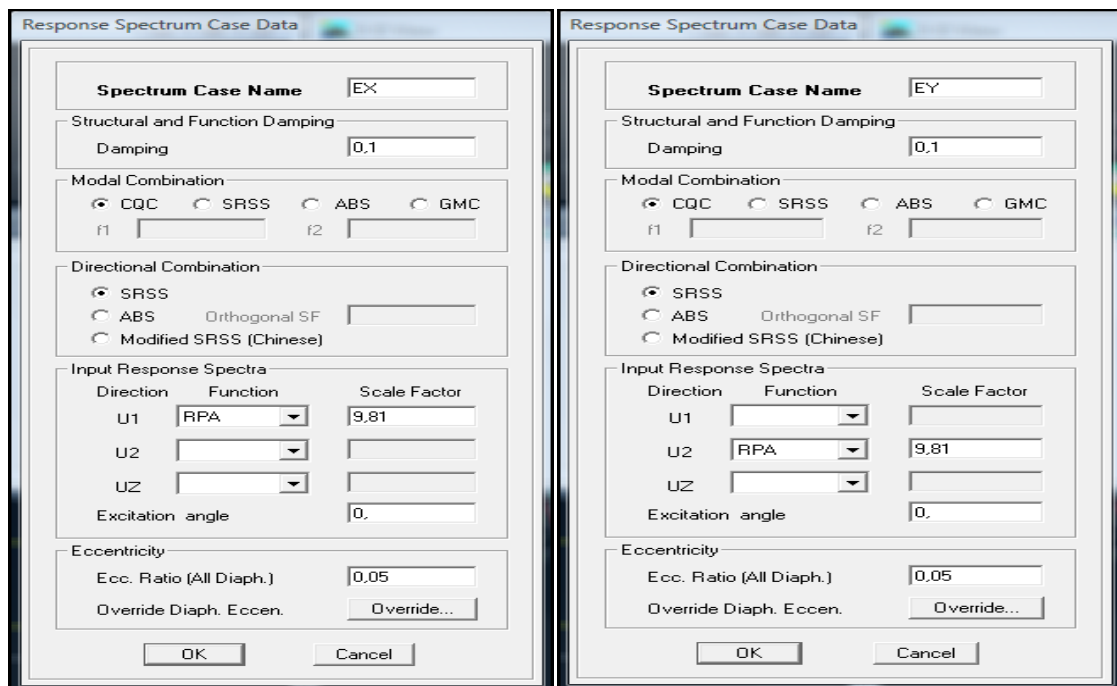
Define Response → **Spectrum** → **reponse spectrum functions**





6. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define → **Response Spectrum cases** → **Add New Spectrum**



7. Chargement des éléments

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Shell/Areas loads** →  **uniform**
- On sélectionne chaque élément linière (poutres) et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **frame/line loads** →  **distributed**

8. Introduction des combinaisons d'actions

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

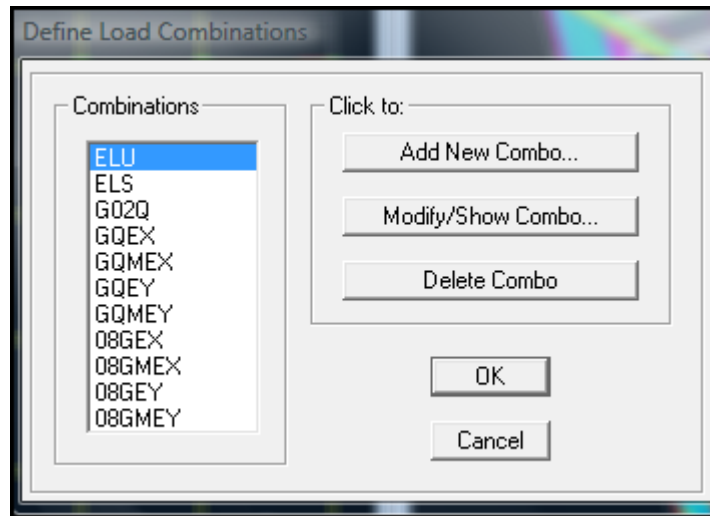
Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q E

08GE : 0.8G E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define —→ **Load Combinations** —→ **Add New Combo**



9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze** —→ **RunAnalysis**

Visualisation des résultats

Déformée de la structure :

on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Memberforces/Stresses Diagram**

V.1) Introduction :

Le séisme est un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des ruptures à l'intérieure de l'écorce terrestre ; l'énergie de déformation libérée engendre des vibrations se propageant dans toutes les directions provoquant à la surface de la terre des tremblements de terres.

L'action sismique et réglementé par le RPA99V2003, son calcul dépend de plusieurs paramètres :

- La zone sismique.
- Les différents paramètres sismiques(R ;Q ;D ;W)

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le (RPA 99/version2003) nous propose deux méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [Art4.1.2RPA99/Version2003] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par cette méthode.

V.2) Méthode statique équivalente :

Cette méthode consiste à remplacer les forces sismiques réelles par des forces statiques dont les effets sont considérés comme équivalent à l'action sismique.

V.3) Vérifications réglementaires :

➤ Les Modes de Vibration :

On remarque que notre structure a atteint les 90% au mode 11 donc la condition est vérifiée.

➤ justification du type de contreventement: RPA (Art 3.4)

Pour la justification de contreventement, on doit vérifier que l'inertie des voiles dépasse les 20% et l'inertie des portiques dépasse les 25% (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique (4a) dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4 .3 RPA99 révisé 2003).

Si la deuxième condition n'est pas vérifiée on peut dire que nous avons un contreventement par voile (4_b) dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R = 4$ (tableau 4 .3 RPA99 révisé 2003).

Les sollicitations verticales totales de la structure : 56525,017 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 23399,47 KN

Donc : $23399,47/56525,017 = 41,39 \% > 20 \% \Rightarrow$ vérifiée

Suivent X :

L'effort tranchant total à la base : 2637,40KN

L'effort tranchant total à la base reprises par les portiques : 113,89 KN

On a :

Donc : $113,89/2637,40 = 4,32 \% < 25 \% \Rightarrow$ non vérifiée

Suivent Y :

L'effort tranchant total à la base : 2925,37KN

L'effort tranchant total à la base reprises par les portiques : 113,72 KN

On a :

Donc : $113,72/2925,37 = 3,88 \% < 25 \% \Rightarrow$ non vérifiée

L'inertie des voiles dépasse les 20% et l'inertie des portiques ne dépasse pas les 25%

Donc on a contreventement par voile.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \quad (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de Zone en fonction de la sismicité de la zone et du groupe d'usage.

$$\text{Pour notre cas} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (art 4.3.3, tab 4.7 du RPA99/V2003).

T : Période fondamentale de la structure (art4.2.4, du RPA99/V2003).

η : Facteur de correction d'amortissement tel que :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) = pourcentage d'amortissement critique il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

ξ (%) = 10 « **contreventement par voiles** ». D'où

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,764 \geq 0,7 \text{ Vérifiée.}$$

Les valeurs de **T1** et **T2** dépendent de la catégorie du site leurs valeurs sont données par le **tableau4.7** du RPA99V 2003.

Dans notre cas : la catégorie de site est **S3** (site meuble) \rightarrow **T1 = 0,15s** et **T2 = 0,5s**.

- **Calcul de la Période fondamentale T :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,6667s$$

$$D = (2,5 \times 0,764) (0,5/0,6667)^{(2/3)} = 1,57$$

D=1.57

Q : facteur de qualité donné par le **RPA99V2003(art4.2.3)** par la formule suivante :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non.

Q = 1,15.

R : coefficient de comportement global de structure il est en fonction du système de contreventement il est donnée par le **RPA99V2003 (Tableau 4.3)**

Structure contreventée par des voiles → **R=4.**

Calcul de la force sismique total a la base :

$$A = 0,15; Q = 1,15; R = 4; D = 1,57$$

$$V_0 = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,15}{4} \times 48936,25$$

$$V = 3278,72 \text{ KN}$$

$$\rightarrow 0,8V_0 = 2622,97 \text{ KN}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X

$$V_{\text{Dynamique}} = 2637,40 \text{ KN}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique équivalente suivant le sens X $V_{\text{statique}} = 3278,72 \text{ KN}$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 2622,97 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0,8 V_{\text{statique}} \dots \text{vérifiée}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y

$$V_{\text{Dynamique}} = 2925,37 \text{ KN}$$

- ✓ L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens Y

$$V_{\text{statique}} = 3278,72 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 2622,97 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0,8 V_{\text{statique}} \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de Déplacement inter étage :**

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

À chaque niveau "k" de la structure, le déplacement relatif est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta K = R \times \delta k$

Avec : δk : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion) $\Delta k = \text{Drif} \times h$

R : Coefficient de comportement.

Niveau	δx (m)	δy (m)	$\Delta k x$ (m)	$\Delta k y$ (m)	1% h (m)	Observation
10	0,0027	0,00201	0,0108	0,00804	0,0306	Vérifiée
9	0,0023	0,00203	0,0092	0,00812	0,0306	Vérifiée
8	0,0024	0,00203	0,0096	0,00812	0,0306	Vérifiée
7	0,0024	0,00204	0,0096	0,00816	0,0306	Vérifiée
6	0,0023	0,00200	0,0092	0,00800	0,0306	Vérifiée
5	0,0022	0,00193	0,0088	0,00772	0,0306	Vérifiée
4	0,0021	0,00179	0,0084	0,00716	0,0306	Vérifiée
3	0,0018	0,00160	0,0072	0,00640	0,0306	Vérifiée
2	0,0015	0,00134	0,0060	0,00536	0,0306	Vérifiée
1	0,0012	0,00100	0,0048	0,00400	0,0306	Vérifiée
RDG	0,0005	0,00047	0,0020	0,00188	0,0306	Vérifiée

Tableau V.1 : justification de Déplacement inter étage

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Vérification de l'effet P- Δ :**

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

$$\theta = P_k, \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » .

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » .

- **Sens longitudinal :**

Niveau	W_k (KN)	P_k	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (m)	θ_k
10	272,6	272,6	0,003552	69,06	3,06	0,0045
9	437,69	4649,5	0,003072	597,1	3,06	0,0078
8	487,51	9524,6	0,003124	1037,51	3,06	0,0024
7	487,51	14399,7	0,003136	1375,32	3,06	0,01
6	492,53	19325	0,003084	1662,65	3,06	0,0117
5	498,39	24308,9	0,002968	1910,49	3,06	0,0123
4	498,39	29202,8	0,002760	2117,28	3,06	0,0124
3	504,19	34244,7	0,002456	2288,48	3,06	0,0120
2	510,82	39352,9	0,002064	2429,37	3,06	0,0109
1	510,82	44461,1	0,001548	2544,02	3,06	0,0088
Basse	534,94	49810,5	0,000716	2637,36	3,06	0,0033

Tableau V.2 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal

- **Sens transversale :**

Niveau	W_k (KN)	P_k	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (m)	θ_k
10	272,6	272,6	0,002664	73,26	3,06	0,0032
9	437,69	4649,5	0,002661	657,8	3,06	0,0060
8	487,51	9524,6	0,002656	1151,88	3,06	0,0071
7	487,51	14399,7	0,002668	1537,11	3,06	0,0081
6	492,53	19325	0,002624	1864,21	3,06	0,0088
5	498,39	24308,9	0,002524	2144,64	3,06	0,0093
4	498,39	29202,8	0,002352	2373,85	3,06	0,0094
3	504,19	34244,7	0,002092	2560,08	3,06	0,0091
2	510,82	39352,9	0,00176	2711,16	3,06	0,0083
1	510,82	44461,1	0,00132	2832,65	3,06	0,0067
Basse	534,94	49810,5	0,000616	2925,42	3,06	0,0025

Tableau V.3 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale

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

➤ **Vérifications des Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le BAEL et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{art 7.4.3.1 RPA99})$$

Poteaux	N _d (N)	B _c (mm)	f _{c28} (MPa)	V	observation
35×35	416160	122500	25	0,135	Vérifiée
40×40	849290	160000	25	0,212	Vérifiée
45×45	1460900	202500	25	0,288	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérifications des Sollicitations normales

V.4) Conclusion :

Toutes les vérifications aux exigences du RPA sont satisfaites donc on peut passer au ferrailage de la structure.

VI.1) Introduction :

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant M , effort normal N , donc ils en sont sollicités en flexion composée.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

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

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

VI.2.1) Armatures longitudinales :

A. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

a) on calcule l'effort de compression centré maximal qui peut être supporté par le béton :

$$N_b^{\max} = b \cdot h \cdot x_f \cdot f_{bc}$$

b) on calcule le coefficient de remplissage ψ_1 , égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

c) on compare le coefficient Ψ_1 à 0.81 :

▪ Si $\Psi_1 \leq 0.81$

On détermine l'excentration critique ξ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\Psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{(3\Psi_1 - 1)(1 - \Psi_1)}{4\Psi_1}$$

On calcule $e_{NC} = \xi x h$

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{NC} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et à l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures. $A = 4 \text{ cm}^2 \times$ le périmètre de la section, le taux d'armatures dans la section de béton (A/B) doit être compris entre 0,2 et 0,5%

$e > e_{NC} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et à l'ELU peut être atteint.

▪ **Si $\Psi_1 > 0.81$**

On détermine le coefficient x :

$$x = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \psi_1 \left(0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0.19 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0.19 \Rightarrow$ Section entièrement comprimée et il n'y a pas besoin d'aciers inférieurs A_s mais seulement d'aciers supérieurs A_s'

$x < 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée et on a besoin d'aciers inférieurs A_s et d'acier supérieurs A_s' .

Dimensionnement des sections partiellement comprimées :

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

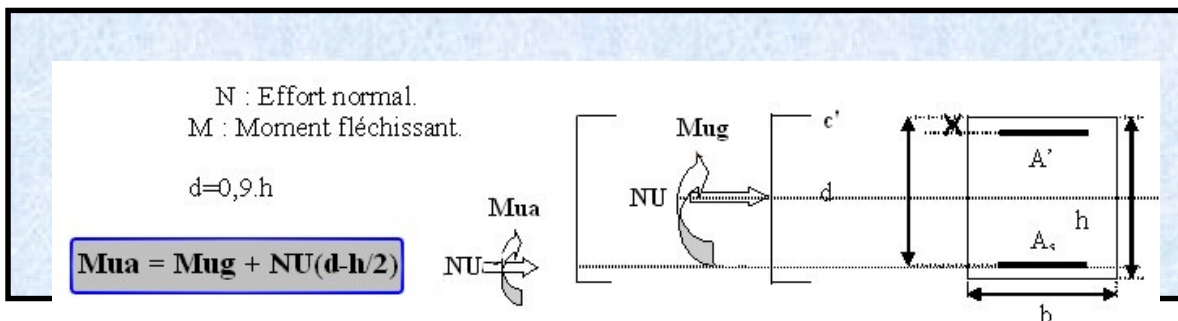


Figure VI.1 : Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif, on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimés A_s' ;
- Une section d'armatures A_{fictif} .

La section réelle d'aciers tendus vaut $A_s = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$

Cette dernière quantité peut être négative, donc on prend la section minimale

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \right\}$$

Dimensionnement des sections entièrement comprimées :

Si $0 \leq x < 0.19$

Les sections d'armatures valent :

$$A_s' = \frac{N_u - (1-x)bhf_{bc}}{\sigma_s'} \text{ avec } \sigma_s' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = 0$$

Si $x < 0$

Les sections d'armatures valent :

$$\begin{cases} A_s' = \frac{N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) - bhf_{bc} \left(d - \frac{h}{2} \right)}{(d - d')\sigma_{s2}'} \\ A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_{s2}'} - A_s' \end{cases}$$

Avec $\sigma_{s2}' = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ pour HA 400

B) Les recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et son crochet.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton.

- Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008(45 \times 45) = 162 \text{ cm}^2$.

- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.008(40 \times 40) = 128 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.008(35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$.

- **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (45 \times 45) = 1215 \text{ cm}^2$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0.06 \cdot (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times bh$

- Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0.04 \cdot (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

C) Calcul à l'ELU :

Le tableau qui suit résume les calculs et le ferrailage des poteaux de portique longitudinal

Niv	Sec (cm ²)	Com	N(KN)	M(KNm)	Nbmax	Ψ	ξ	ϵ_{nc}	Eu	Nature	M _r	A	A _{min}	Ferrallaige	A adopté
zone I	35x35	Nmax-Mcor	584,11	0,13	1739,5	0,335	0,392	0,137	0,000	SEC		5,600	9,800	8HA14	12,31
		Nmin-Mcor	67,47	1,25	1739,5	0,038	0,165	0,058	0,018	SEC		5,600	9,800		
		Mmax-Ncor	197,13	12,09	1739,5	0,113	0,163	0,057	0,061	SPC	39,623	1,584	9,800		
zone II	40x40	Nmax-Mcor	336,74	0,818	2272	0,148	0,162	0,065	0,002	SEC		6,400	12,800	4HA14+4HA16	14,19
		Nmin-Mcor	91,76	1,709	2272	0,040	0,165	0,066	0,018	SEC		6,400	12,800		
		Mmax-Ncor	102,02	13,028	2272	0,045	0,165	0,066	0,127	SPC	29,279	2,070	12,800		
zone III	45x45	Nmax-Mcor	154,71	1,05	2875,5	0,053	0,165	0,074	0,006	SEC		8,000	16,200	4HA16+4HA20	20,6
		Nmin-Mcor	4,41	1,957	2875,5	0,001	0,133	0,059	0,443	SPC	2,747	2,619	16,200		
		Mmax-Ncor	20,71	11,47	2875,5	0,007	0,166	0,074	0,553	SPC	15,180	2,619	16,200		

Tableau VI .1 :Ferrailage des poteaux à l'ELU

D) Vérification a L'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Les sollicitations sont

Moment de flexion M_{ser} et un effort normal N_{ser} , l'excentricité $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Hypothèse de calcul :

Si $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$ il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée.

Si $e_s > \frac{h}{6} \Rightarrow$ il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_{ser} = z + c$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé ;

z : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p ;

c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

z est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $z^3 + p \cdot z + q = 0$

Avec :

$$z = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \bar{A}'_{su} \cdot \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \bar{A}'_s \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

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

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; \quad z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) ; \quad z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour z celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + \bar{A}_s' (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus

$$\sigma_s = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \text{ la section est effectivement partiellement comprimée si } \sigma_s \geq 0$$

▪ Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')$

On calcule l'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s' + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

On vérifie que : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Niv	Sec (Cm ²)	Com	N (KN)	M (KNm)	e _s	A _{min} (cm ²)	Nature	As=A's	S(cm ²)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{inf} (Mpa)	σ _b (Mpa)	OBS
zone I	35x35	Nmax-Mcor	416,16	2,145	0,005	3,456	SEC	12,31	1594,30	4,529	0,928	15	Vérifié
		Nmin-Mcor	13,45	5,436	0,404	1,003	SPC	12,31	1594,30	0,151	0,068	15	Vérifié
		Mmax-Ncor	123,04	23,193	0,188	0,458	SPC	12,31	1594,30	1,358	0,651	15	Vérifié
zone II	40x40	Nmax-Mcor	849,29	1,653	0,002	4,355	SEC	14,19	2025,70	3,722	6,893	15	Vérifié
		Nmin-Mcor	112,63	3,483	0,034	6,923	SEC	14,19	2025,70	0,495	0,912	15	Vérifié
		Mmax-Ncor	323,10	28,709	0,088	-6,158	SPC	14,19	2025,70	1,960	2,078	15	Vérifié
zone III	45x45	Nmax-Mcor	1460,90	0,277	0,000	5,412	SEC	20,6	2643,00	4,943	9,485	15	Vérifié
		Nmin-Mcor	112,63	3,483	0,031	7,679	SEC	20,6	2643,00	0,302	0,809	15	Vérifié
		Mmax-Ncor	568,94	25,926	0,045	10,242	SEC	20,6	2643,00	1,532	4,087	15	Vérifié

Tableau VI .2 : Vérification des poteaux à l'ELS

VI.2.2) Armature transversales : (article A7.1.3)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm soit } \phi_L = 8 \text{ mm}$$

$$2 \text{ cadres } \Phi 8 = 4 \text{ brins} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

A) Les recommandations du RPA 99**Espacement :**

La valeur maximale de l'espacement « t » des armatures transversales est déterminée comme suit:

- **En zone nodale :** $t \leq \text{Min} (10\phi_1, 15\text{cm})$

$$\text{pour } \phi_1^{\text{min}} = 12 \text{ mm} \Rightarrow t \leq \text{min}(120, 150) \text{ cm} \text{ soit } St = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :** $t' \leq 15\phi_1$

ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$\text{Pour } \phi_1^{\text{min}} = 12 \text{ mm} \Rightarrow t \leq 180 \text{ cm} \text{ soit } St = 15 \text{ cm}$$

B) Calcul Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (l'article 7.4.2.2 du R.P.A. 99 v2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot S_t}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- $\rho_1 = 2,5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

- $\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

$$A_t = 2,5 \times 20,762 \times 0,15 / (0,35 \times 400 \times 10^3)$$

$$A_t = 0.556 \text{ cm}^2$$

C) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

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

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0.3\% \text{ t.b}$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0.8\% \text{ t.b}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que : $l_f = 0.7 \cdot l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

Poteau de 35x35 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 271 = 18.77 \quad A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b} = 0.10 \cdot \text{St}$$

Poteau de 40x40 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 271 = 16.43 \quad A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b} = 0.12 \cdot \text{St}$$

Poteau de 45x45 :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 271 = 14.60 \quad A_t^{\min} = 0.3\% \text{ St.b} = 0.13 \cdot \text{St}$$

En zone nodale : St = 10 cm

Poteau de 35x35 : $A_t^{\min} = 0.10 \times 10 = 1.00 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 : $A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 : $A_t^{\min} = 0.13 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poteau de 35x35 : $A_t^{\min} = 0.10 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 : $A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 : $A_t^{\min} = 0.13 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres T8 soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$

VI.3) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries, sollicités par un moment fléchissant « M » et un effort tranchant « T » ; le calcul sera donc effectué en flexion simple en prenant en compte une fissuration peu nuisible (FPN).

Toutes les poutres de la structure ont une section droite de dimension **30x40** pour les poutres principales, et **25x30** pour les poutres secondaires. Le ferrailage est soumis aux recommandations suivantes :

VI.3.1) Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL
 - $G + Q \pm E$ selon RPA99
 - $0.8 G \pm E$ selon RPA99
- La combinaison (1,35G+1,5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
 - La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
 - La combinaison (0.8 G ± E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VI.3.2) Recommandations du RPA99 : (art 7.5.2)

A. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30x40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (25x30): $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.750 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30x40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires de (25x30): $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en 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° .

B. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

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

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

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

VI.3.3) Etapes de calcul à L'ELU :

a) Valeurs règlementaires des matériaux :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}; f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (Mpa)}$$

	γ_b	γ_s	f_{c28}	f_{t28}	f_{bu}	σ_s
SDT	1,5	1,15	25	2,1	14,17	348
SA	1,15	1	25	2,1	18,48	400

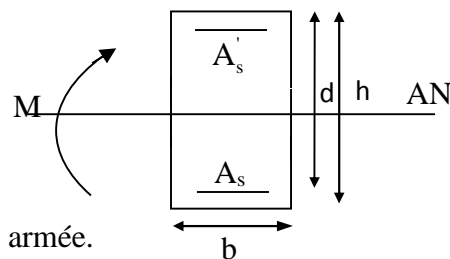
b) Calcul du moment réduit :

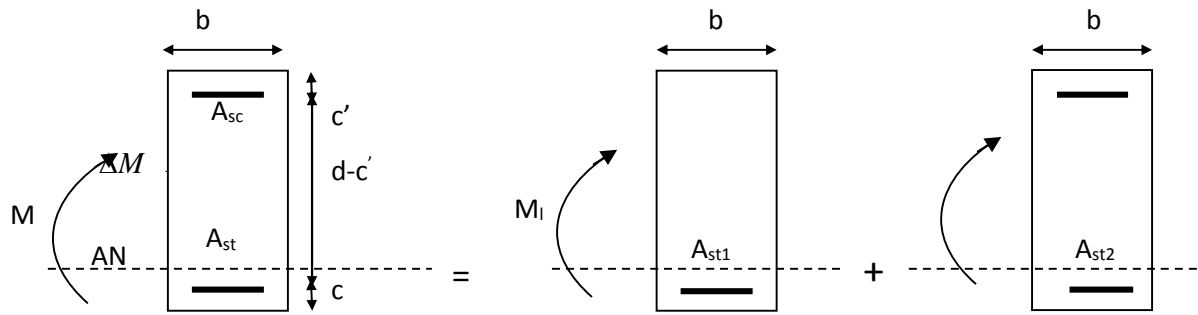
$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.





On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Exemple d'application :

On a pour la poutre principale :

- $b \times h = 30 \times 40$, $L = 4,30$ m .
- M max (sur l'appui) = 76,12 KN.m
- M max (en travée) = 33,93KN.m
- V max = 86,19 KNm

❖ Ferrailage longitudinal :

Armature en travées :

$$M_{ult} = 33,93 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33,93}{30(36)^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0,061 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,93}{0,968 \cdot 36 \cdot 348} = 2,79 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 2T14 ($A_s = 3,08 \text{ cm}^2$)

Armature sur appui :

$$M_{\text{ult}} = 76,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{76,12}{30(36)^2 14,17} = 0,138$$

$\mu = 0,138 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{76,12}{0,925 \cdot 36 \cdot 348} = 8,09 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 3T14+2T16 ($A_s = 6,56 \text{ cm}^2$)

On a pour la poutre secondaire de (25x30) :

- $b \times h = 25 \times 30$, $L = 4,00 \text{ m}$.
- M_{max} (sur l'appui) = 20,62 KN.m
- M_{max} (en travée) = 8,251 KN.m
- $V_{\text{max}} = 13,96 \text{ KNm}$

❖ Ferrailage longitudinal :

Armature en travées :

$$M_{\text{ult}} = 8,251 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,251}{25(27)^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$\mu = 0,0319 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,251}{0,984 \cdot 27 \cdot 348} = 0,89 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 3T8 ($A_s = 1,50 \text{ cm}^2$)

Armature sur appui :

$$M_{ult} = 20,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,62}{25(27)^2 14,17} = 0,079$$

$\mu = 0,079 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,62}{0,958 \cdot 27 \cdot 348} = 2,29 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 3T10 ($A_s = 2,35 \text{ cm}^2$)

❖ Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{tj28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30×40): $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires de (25×30): $A_{min} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

❖ Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0.5% en toute section : $A_{min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

- Poutres principales : $A_{min} = 6,00 \text{ cm}^2$

$$\text{Armature sur appui : } A_s = 9,11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature en travées : } A_s = 3,08 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6,00 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée.

On prendra donc 3T16 ($A_s = 6,03 \text{ cm}^2$)

- Poutres secondaires : $A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$

$$\text{Armature sur appui : } A_s = 2,35 \text{ cm}^2 < A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature en travées : } A_s = 1,50 \text{ cm}^2 < A_{min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée pour les armatures en travées

On prendra donc 2T16 ($A_s = 4,02 \text{ cm}^2$)

VI.3.4) Vérification à l'ELS:

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{86.19 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,798 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{13.96 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,27} = 0,206 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa.}$$

Poutres principales $\tau_u = 0,798\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 0,206\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 86,19 - \frac{76,12}{0,9 \times 0,36} = -148,74 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 13,96 - \frac{20,62}{0,9 \times 0,27} = -70,895 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

Poutres principales $T_u = 86,19 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,36 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 648 \text{KN} .$

Poutres secondaires $T_u = 13,96 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,27 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{KN} .$

▪ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales 2HA14+3HA16

$$\sum U = 2 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,6 = 23,86 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 23,86 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{76,12 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,31 \times 0,2324} = 1,174 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires 2HA16

$$\sum U = 2 \times 3,14 \times 1,6 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{13,96 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,27 \times 0,1005} = 0,571 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22,58$ cm.

▪ **ELS vis-à-vis des déformations :**

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

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \cdot \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

$$\text{d'armatures}). \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton en compression}).$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

niveaux	Ms (kN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)
pp	33,178	4300	10818,87	40	9,11	0,006	1,40	124,140	0,564	190778	117356	6,828
PS	17,113	4000	10818,87	30	4,02	0,006	1,40	160,066	0,583	64933,2	39327,45	6,435

Tableau VI .3 : Vérification de la flèche des poutres

La valeur de la flèche n'est dépassé pas la valeur limite « \bar{f} »

Poutres principales :

$$f = 6,828mm \leq \bar{f} = 8mm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$f = 6,436mm \leq \bar{f} = 8,6mm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,6 ; 2,5)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des espacements :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30\text{cm}\right)$$

- Poutre principales de (30× 40) : $S_t = 10\text{ cm}$

- Poutre secondaire de (25× 30) : $S_t = 7,5\text{cm}$ Soit $S_t = 7\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right)$$

- Poutre principales de (30 × 40): $S_t = 20\text{ cm}$

- Poutre secondaire de (25 × 30): $S_t = 15\text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$

❖ Délimitation de la zone nodale :

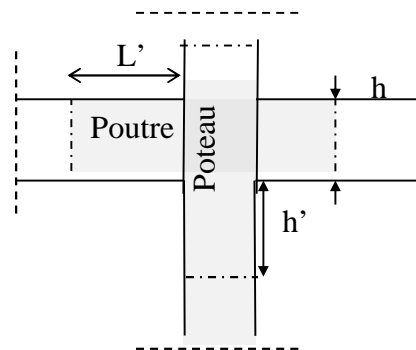
$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60\text{ cm}$

- $L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutre principales de (30×40)

- $L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$: poutre secondaire de (25×30)

❖ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.4) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E). Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

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

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 01 : RDC ,1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.
- Zone 02 : 4^{ème} et 5^{ème}, 6^{ème} étage.
- Zone 03 : 7^{ème}, 8^{ème}, et 9^{ème} étage.

VI.4.1) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ 0.8 G \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

VI.4.2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

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

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

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

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

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

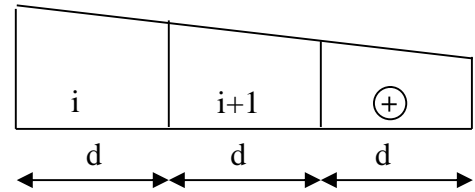
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

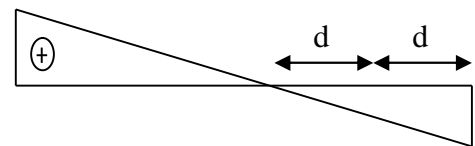
Avec : e : épaisseur du voile



- **Section partiellement comprimée :**

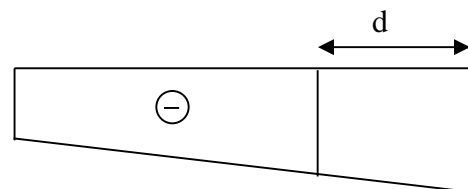
$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VI.4.3) Détermination des armatures :

- **Armatures verticales :**

Section entièrement comprimée :

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

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales :**

Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) : Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$A_h \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B$ Zone courante.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$A_h \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ En zone courante

D'après le BAEL :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VI.4.4) Dispositions constructives :

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

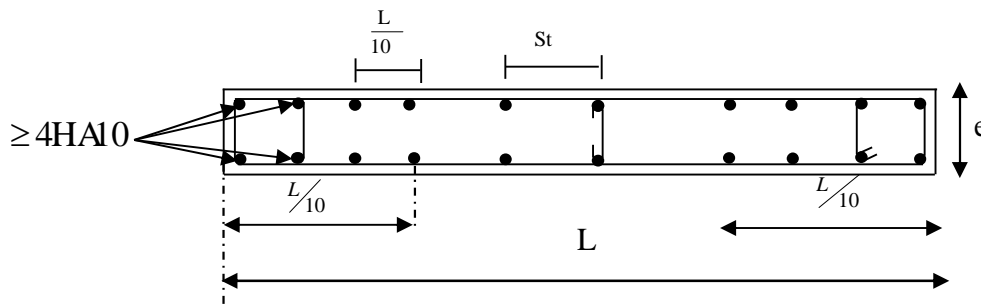


Figure VI.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

▪ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** égales à :

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

▪ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VI.4.5) Vérification :

▪ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Tableau VI.4 : Calcul de voile VT1-VT2-VT3-VT4 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.4	3.5	3.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.68	0.7	0.72	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2450.28	952.44	287.46	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2092.49	-1528.16	-1007.28	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	473.98	320.08	162.81	
	L _t (m)	1.57	2.16	2.80	
	L _c (m)	1.83	1.34	0.80	
	d (m)	0.783	1.078	1.400	
	σ_1 [KN/m ²]	1046.245	764.080	503.640	
	N (kN)	N ₁	245.78	247.12	211.58
		N ₂	81.927	82.374	70.528
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.14	6.18	5.29
		A _{v2}	2.05	2.06	1.76
	A _{vj} (cm ²)		18.25	12.32	6.27
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.71	9.26	6.86
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.05	5.14	3.33
	A _{min} (cm ²)		8.22	11.32	14.70
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	12.3	12.3	15.84
Bonde 2		9.04	12.3	15.84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 4HA14	2 ^x 4HA14	2 ^x 7HA12
		Bonde 2	2 ^x 4HA12	2 ^x 4HA14	2 ^x 7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	15	10
		Bonde 2	10	15	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.70	6.47	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08	3.96
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nap	9HA10/nap	8HA10/nappe
ep =15cm		(A=4.71cm ²)	(A=7.06cm ²)	(A=6.28cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.774	0.508	0.251
		τ_b (MPa)	1.084	0.711	0.352
	ELS	N _s (kN)	1773.4	1152.43	604.62
σ_b (MPa)		2.49	1.56	0.79	

Tableau VI.5 : Calcul de voile VL1-VL2-VL3-VL4 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.6	3.65	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.71	0.72	0.73	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1190.33	430.35	783.41	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3517.95	-1379.71	-840.7	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	492.87	307.08	158.24	
	L _t (m)	2.65	2.74	1.89	
	L _c (m)	0.90	0.86	1.76	
	d (m)	1.326	1.372	0.945	
	σ_1 [KN/m ²]	1758.975	689.855	420.350	
	N (kN)	N ₁	699.85	283.95	119.13
		N ₂	233.284	94.651	39.710
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.50	7.10	2.98
		A _{v2}	5.83	2.37	0.99
	A _{vj} (cm ²)		18.98	11.82	6.09
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22.24	10.05	4.50
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.83	5.32	2.52
	A _{min} (cm ²)		13.93	14.41	9.92
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.62	15.39	11.31
Bonde 2		15.39	15.39	11.31	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 [×] 8HA14	2 [×] 5HA14	2 [×] 5HA12
		Bonde 2	2 [×] 5HA14	2 [×] 5HA14	2 [×] 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	15	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.96	8.23	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		6.16	3.85	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	8HA12/nap	6HA12/nappe
ep =15cm		(A=9.05cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.771	0.474	0.241
		τ_b (MPa)	1.080	0.663	0.337
	ELS	N _s (kN)	1760.15	1093.64	584.92
σ_b (MPa)		2.29	1.43	0.77	

Tableau VI.6 : Calcul de voile VT5-VT6 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.85	3.9	3.95	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.77	0.78	0.79	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2023.42	649.83	719.29	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2746.14	-1845.12	-1183.64	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	700.57	450.16	230.16	
	L _t (m)	2.22	2.88	2.46	
	L _c (m)	1.63	1.02	1.49	
	d (m)	1.108	1.442	1.228	
	σ_1 [KN/m ²]	1373.070	922.560	591.820	
	N (kN)	N ₁	456.55	399.13	218.11
		N ₂	152.184	133.043	72.703
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.41	9.98	5.45
		A _{v2}	3.80	3.33	1.82
	A _{vj} (cm ²)		26.97	17.33	8.86
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	18.16	14.31	7.67
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	3.80	7.66	4.03
	A _{min} (cm ²)		11.64	15.14	12.90
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	18.46	15.84	13.56
Bonde 2		13.56	15.84	13.56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 ^x 6HA14	2 ^x 7HA12	2 ^x 6HA12
		Bonde 2	2 ^x 6HA12	2 ^x 7HA12	2 ^x 6HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	9 cm	10cm	7cm
		Bonde 2	10cm	10cm	7cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.65	8.65	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		4.62	3.96	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nap	8HA12/nap	6HA12/nappe
ep =18cm		(A=6.78cm ²)	(A=9.05cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.011	0.641	0.324
		τ_b (MPa)	1.415	0.898	0.453
	ELS	N _s (kN)	2266.06	1446.24	769.86
σ_b (MPa)		2.77	1.75	0.93	

Tableau VI.7 : Calcul de voile VL5 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.6	3.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.71	0.72	0.66	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2294.29	836.83	842.26	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2375.48	-1554.22	-842.26	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	551.86	362.25	188.66	
	L _t (m)	1.81	2.34	1.65	
	L _c (m)	1.74	1.26	1.65	
	d (m)	0.903	1.170	0.825	
	σ_1 [KN/m ²]	1187.740	777.110	421.130	
	N (kN)	N ₁	321.73	272.77	104.23
		N ₂	107.245	90.924	34.743
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.04	6.82	2.61
		A _{v2}	2.68	2.27	0.87
	A _{vj} (cm ²)		21.25	13.95	7.26
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	13.36	10.31	4.42
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	2.68	5.76	2.68
	A _{min} (cm ²)		9.48	12.29	8.66
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15.38	12.31	9.05
Bonde 2		11.31	12.31	9.05	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 5HA14	2 ^x 4HA14	2 ^x 4HA12
		Bonde 2	2 ^x 5HA12	2 ^x 4HA14	2 ^x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	10	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.42	7.02	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	3.08	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nap	8HA10/nap	8HA10/nappe
ep =10cm		(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.864	0.559	0.318
		τ_b (MPa)	1.209	0.783	0.445
	ELS	N _s (kN)	1937.68	1261.82	690.95
σ_b (MPa)		2.58	1.67	1.01	

Tableau VI.8 : Calcul de voile VT7-VT8 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.9	1.95	2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.38	0.39	0.4	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2302.43	898.75	229.3	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2380.79	-1574.81	-872.69	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	290.38	188.74	97.31	
	L _t (m)	0.97	1.24	1.58	
	L _c (m)	0.93	0.71	0.42	
	d (m)	0.483	0.621	0.792	
	σ_1 [KN/m ²]	1190.395	787.405	436.345	
	N (kN)	N ₁	172.47	146.63	103.67
		N ₂	57.490	48.877	34.555
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.31	3.67	2.59
		A _{v2}	1.44	1.22	0.86
	A _{vj} (cm ²)		11.18	7.27	3.75
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	7.11	5.48	3.53
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	1.44	3.04	1.80
	A _{min} (cm ²)		5.07	6.52	8.32
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9.23	6.78	9.04
		Bonde 2	6.78	6.78	9.04
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 3HA14	2 ^x 3HA12
Bonde 2			2 ^x 3HA12	2 ^x 3HA12	2 ^x 4HA12
S _t (cm)		Bonde1	9 cm	9cm	9cm
		Bonde 2	9cm	9cm	9cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.90	3.72	6.00	
A _H /nappe (cm ²)		2.31	1.70	2.26	
Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12/nap	3HA12/nap	6HA12/nappe	
ep =15cm		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.849	0.538	0.270
		τ_b (MPa)	1.189	0.753	0.378
	ELS	N _s (kN)	1033.04	663.36	361.03
		σ_b (MPa)	2.56	1.62	0.85

Tableau VI.9 : Calcul de voile VT9 :

Zones		Zone 01	Zone 02	zone 03	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.15	2.15	2.15	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.43	0.43	0.43	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	815.47	266.39	102.72	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2345.55	-1522.14	-811.41	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	277.85	184.82	94.71	
	L _t (m)	1.60	1.83	1.91	
	L _c (m)	0.55	0.32	0.24	
	d (m)	0.798	0.915	0.954	
	σ_1 [KN/m ²]	1172.775	761.070	405.705	
	N (kN)	N ₁	280.65	208.89	116.14
		N ₂	93.549	69.629	38.712
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.02	5.22	2.90
		A _{v2}	2.34	1.74	0.97
	A _{vj} (cm ²)		10.70	7.12	3.65
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9.69	7.00	3.82
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.34	3.52	1.88
	A _{min} (cm ²)		8.38	9.61	10.02
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	11.3	11.3	11.3
Bonde 2		9.04	11.3	11.3	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ^x 5HA12	2 ^x 5HA12	2 ^x 5HA12
		Bonde 2	2 ^x 4HA12	2 ^x 5HA12	2 ^x 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	9 cm	9cm	10cm
		Bonde 2	10cm	9cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4.79	5.49	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		2.83	2.83	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nap	6HA12/nap	6HA12/nappe
ep =16cm		(A=5.65cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.718	0.478	0.245
		τ_b (MPa)	1.005	0.669	0.343
	ELS	N _s (kN)	1000.99	652.99	351.79
σ_b (MPa)		2.17	1.41	0.76	

VII.1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

Fondations superficielles : Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles filantes et les radiers).

Fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

❖ Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol.
- Capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

❖ Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VII.2) Dimensionnement :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

VII.2.1) Semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1A \Rightarrow \text{Poteau carré}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \quad \text{avec : } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

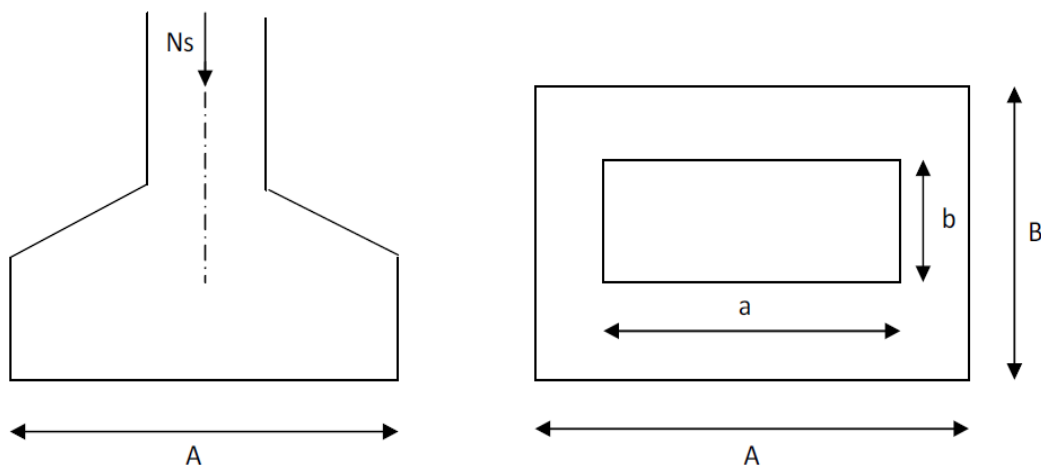


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_s = 344.63 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{344.63}{150}} \Rightarrow A = B = 1.51 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.2.2) Semelles filantes

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S (m ²)
VL1	1693.05	3.55	3.18	11.28
VL2	1757.07	3.55	3.29	11.71
VL3	1694.19	3.55	3.18	11.28
VL4	1760.15	3.55	3.30	11.71
VL5	1937.68	3.55	3.63	12.89
				58,87

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

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S (m ²)
VT1	1773.40	3.85	3.07	11.80
VT2	1711.20	3.85	2.96	11.39
VT3	1770.96	3.85	3.06	11.80
VT4	1707.19	3.85	2.95	11.39
VT5	2266.06	3.85	3.91	15.09
VT6	2265.99	3.85	3.91	15.09
VT7	1033.04	1.9	3.62	6.88
VT8	1028.50	1.9	3.60	6.85
VT9	1000.99	2.15	3.09	6.66
				96.95

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

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_v = \sum S_i = 155.82\text{m}^2$$

Semelles filantes sous poteaux :

Etape de calcul :

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

d) Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

e) Détermination de la hauteur de la semelle : $h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

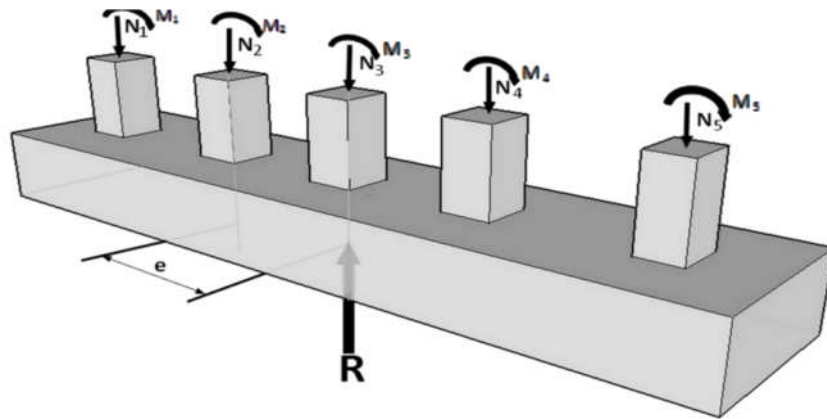


Figure VII.2: Semelle filante.

Application :

Le calcul se fera pour le portique transversal.

Poteau	G+Q (kN)	e_i (m)	P . e_i (kNm)
C3	486.97	-8,600	-4187.94
C14	559.37	-4,300	-2405.29
C22	584.11	0,000	0,000
C23	557.67	4,300	2397.98
C39	497.12	8,600	4275.23
			79.98

Tableau VII.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

a) La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 2685.24 \text{ kN}$

b) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = -0.03$$

c) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.03 < \frac{L}{6} = \frac{17.2}{6} = 2.86 \text{ m}$$

Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2685.24}{17.2} \left(1 + \frac{6 \times -0.03}{17.2} \right) = 154.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2685.24}{17.2} \left(1 - \frac{6 \times -0.03}{17.2} \right) = 157.75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2685.24}{17.2} \left(1 + \frac{3 \times -0.03}{17.2} \right) = 155.30 \text{ KN/m}^2$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{155.30}{150} = 1.03 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.10 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1.10 \times 17.2 = 18.92 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 18.98 \times 4 + 155.82 = 231.74 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

On a : la Surface totale du bâtiment : $S_b = 478.16 \text{ m}^2$

❖ La Condition de non chevauchement des semelles :

Faisant le rapport $\frac{S_t}{S_{bt}}$, on déduit : $\frac{S_t}{S_{bt}} = \frac{231.74}{478.16} = 0,48$

La surface totale des semelles est inférieure à 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ;
Donc pas de chevauchement.

VII.3) Calcul de la semelle filante:**VII.3.1) Calcul de la semelle :****❖ Dimensionnement :**

Hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.
b: coté de poteau

$$h \geq \frac{110-45}{4} + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 21.25$$

- sous voiles

$$h \geq \frac{110-20}{4} + 5 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 27.5 \Rightarrow h = 30 \text{ cm.}$$

Les dimensions adoptées sont les suivantes: L = 17.2 m

$$B = 110 \text{ cm}$$

$$h_s = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérification des contraintes réelles :

$$\sigma = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{b} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{155.30}{1.1} = 141.18 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiées.}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

❖ Ferrailage de la semelle:

Le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_u = \frac{N(B-b)}{8 \cdot \sigma_{bc} \cdot d} = \frac{584.11(110-45)}{8.25} \cdot \frac{1}{348 \times 10^3} = 5.45 \text{ cm}^2$$

On prend : $6T12 = 6.77 \text{ cm}^2$ soit un espacement : $e_s = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{6.77}{4} = 1.69 \text{ m}^2$$

On prend : $5T10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e_s = 20 \text{ cm}$

VII.3.2) Etude de la poutre de rigidité :

❖ Dimensionnement de la poutre de rigidité:

- **La hauteur** : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié (L=4.30m).

$$\Rightarrow \frac{430}{9} \leq h_p \leq \frac{430}{6} \Rightarrow 47.77 \leq h_p \leq 71.6$$

On adopte une hauteur **$h_p = 70 \text{ cm}$**

- **La largeur**: $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

$$\Rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66$$

On adopte une largeur **$b_p = 45 \text{ cm}$**

Poutre de rigidité (45 x 70) cm²

Dimensions adoptés :

	L (m)	b (cm)	h (cm)	c = c' (cm)	d (cm)
SEMELLE	17.2	110	30	5	25
POUTRE	17.2	45	70	5	65

❖ **Ferraillage de la poutre (ELU) :**

Pour le calcul et le ferraillage de la poutre de rigidité, on utilise le logiciel de calcul (**Genicad 2009**).

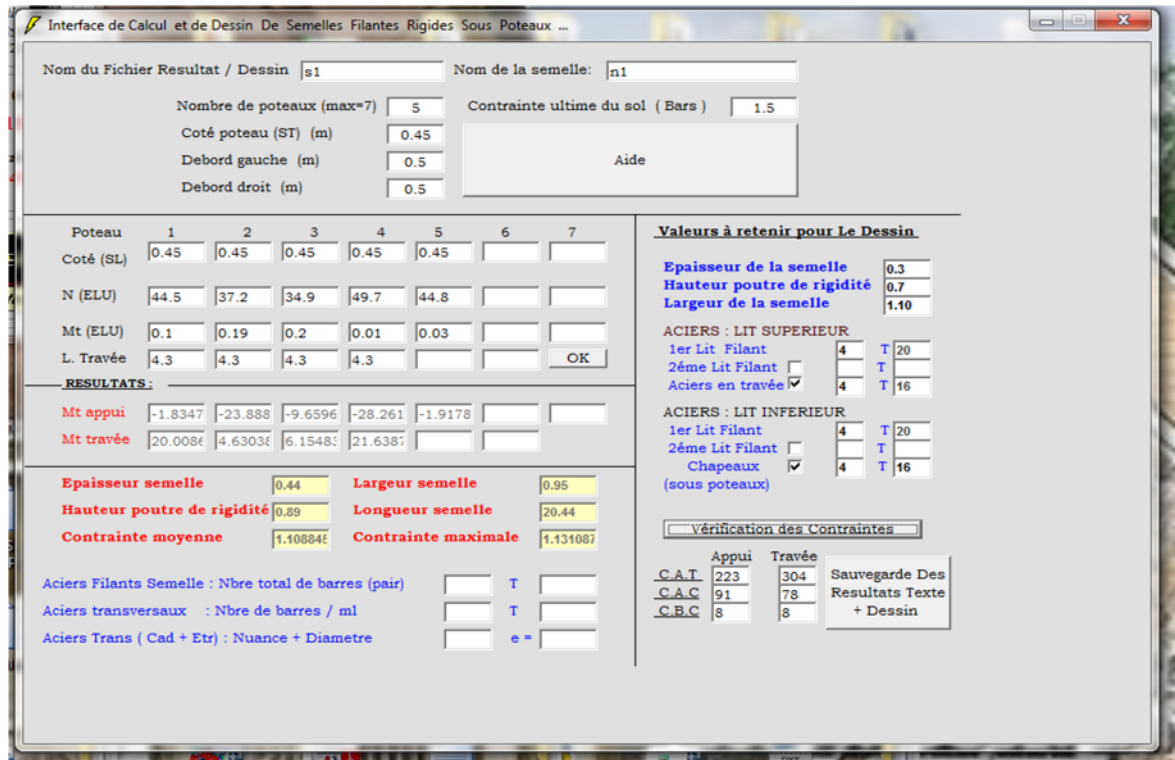


Figure VII.3 : Interface de calcul et dessin de la semelle filante rigide sous poteau

Les résultats :

Localisation	Moment (t.m)	Coffrage	As calcul	As adopté	Ferraillage adopté
Travée	216.3	45x70	16.03	20.16	4T20fil+4T16chap
Appuis	282.6	45x70	18.56	20.16	4T20fil +4T16chap

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23. b. d \times \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{min} = 0.23. 45.65 \times \frac{2.1}{400} = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{travée} = 20.16 \text{ Cm}^2 > 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{appuis} = 20.16 \text{ Cm}^2 > 3.53 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Dans le béton On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \text{ Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

la contrainte dans l'acier est : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

❖ Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau ci-après :

NIV	M (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
BASE	$M_1=216.30$	20.6	0.704	0.878	25.98	183.98	7.08	15	CV
	$M_a=282.6$	20.6	0.704	0.878	25.98	240.38	9.25		CV

Tableau VII.4 : Les résultats des vérifications

a) Espacement des cadres :

Selon le RPA99 (2003)

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(17.5\text{cm}; 19.2\text{cm})$$

On prend : $S_t=10$ cm

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm} \text{ on prend: } S_t=15 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0.003.S_t.b = 0.003.15.45 = 2.025\text{cm}^2$$

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est : $L_s \geq 40\phi_l$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectué avec des crochets de 90°

VII.3.3) Semelle filantes sous voiles :

Selon le BAEL91 le ferrailage se fera à l'ELU :

• Dimensionnement : (ELS)

$$N_{ser}=1707.19\text{KN}, L=3.40\text{m}, \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar.}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}.L} \Rightarrow B \geq \frac{1707.19}{150 \times 3.40} = 3.34\text{m}$$

On prend : $B=3.40\text{m}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 5\text{cm} = \frac{340 - 20}{4} + 5 = 80\text{cm}$$

On prend : $h=80\text{cm}$.

- **Vérification de la contrainte de sol :**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{SER} + G_{SER}}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

D'où : $G_{SER} = 25 \times 0,80 \times 3,4 \times 3,4 = 23,11 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = \frac{1707,19 + 23,11}{3,4 \times 3,4} = 149,67 \leq \overline{\sigma}_{sol} \dots \text{CV}$$

- **Calcul des armatures:**

$N_u = 1707,19 \text{ KN}$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8B} = \frac{1707,19(3,4-0,2)^2}{8 \times 3,4} = 642,70 \text{ KN.m}$$

$$A_{u_{st}} = \frac{M_u}{0,9d \times \sigma_{st}} = \frac{642,7 \times 10^4}{0,9 \times 750 \times 348} = 27,36 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit : 14HA16 / ml = 28,14 cm²

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

Pour l'acier HA fe E400 $l_s = 40\emptyset$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{28,14}{4} = 7,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 / ml = 7,9 cm²/ml

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\sigma_{se} = 0,6 \sigma_{se} \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{se} : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

ψ_s : Coefficient de scellement (BAEL).

$\psi_s = 1$ Pour les aciers lisses.

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers de haute adhérence.

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \sigma_{su}} = \frac{400\phi}{4 \cdot 2,835} = 35,27\phi \text{ cm}$$

Pour fe400, acier HA, $L_s = 35,27\phi \Rightarrow L_s = 56,43 \text{ cm}$.

On opte pour des crochets a 45° avec $L_s' = 0,4L_s$

$$L_s' = 0,4 \cdot 56,43 = 22,57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_s' = 25 \text{ cm}$$

VII.3.4) Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- **N** : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- **α** : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

a) Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S2 et S3.

Dans notre cas on prend la section de (30×40) cm²

b) Ferrailage des longrines :

La catégorie du site est : **S3 α = 12 (RPA 10.1.1. 2003)**

$$F = 584,11/12 = 48,67 > 20 \text{ KN}$$

$$A = \frac{48,67 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\%bh = 0,006 \times 30 \times 40 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 : A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi = \min \{h/40 ; \phi_l ; b/10\}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre en HA8

- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA99, l'espacement entre les cadres doit être

$$e \leq \min(20; 15\phi)$$

$$e \leq \min(20; 21)$$

On opte pour un espacement de: $e=15\text{cm}$

Conclusion générale

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes rencontrés au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours

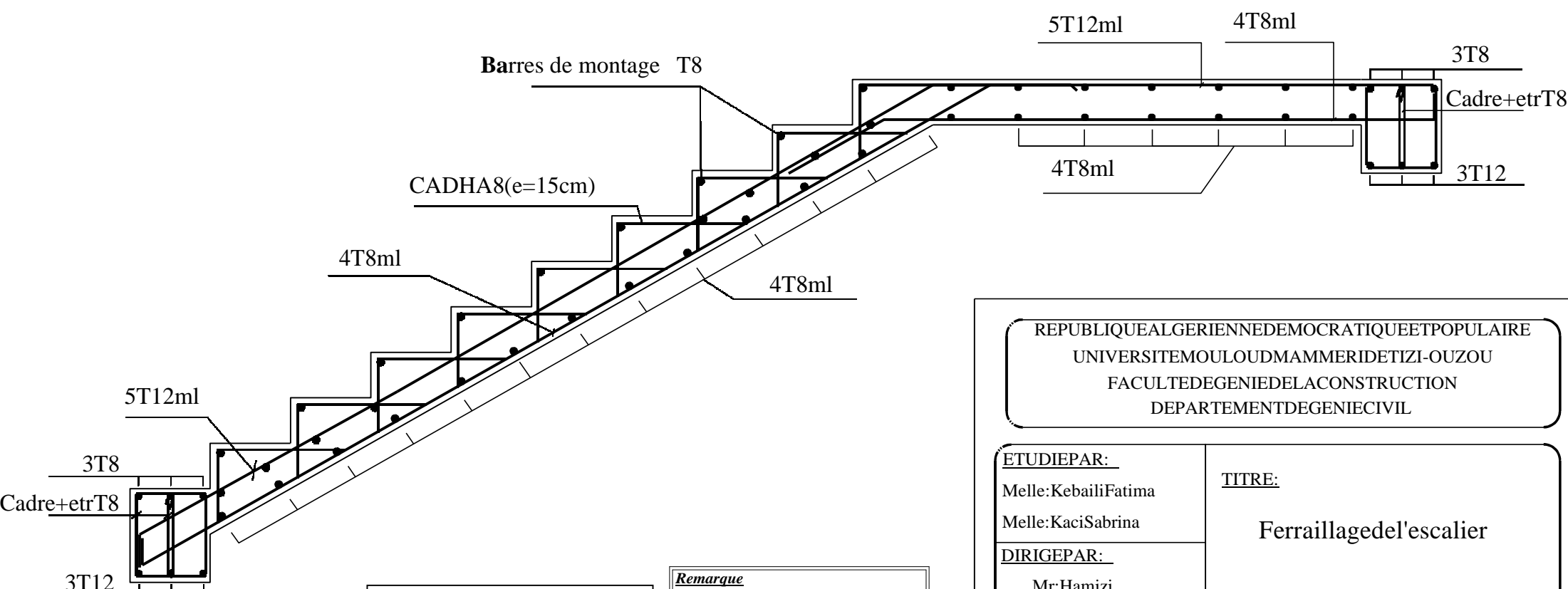
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.s
- Cours de bâtiment.

Thèses

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes

- AUTOCAD 2011(Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office Excel 2007.
- Office Word 2007.
- Genicad 2009(calcul semelle filante).



NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³. Fc28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *la longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

Remarque
 L'espacement des cadres des poteaux
 au niveau des Escaliers est de 10cm
 surtout en la longueur

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

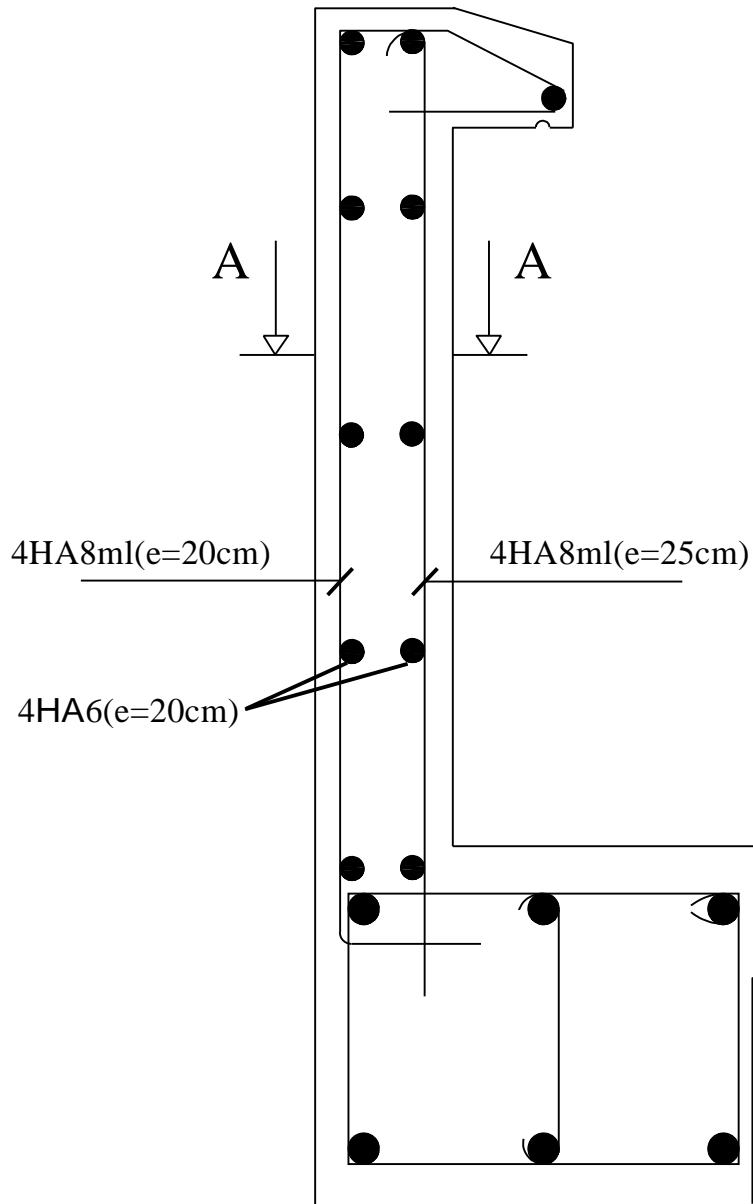
ETUDE PAR:
 Melle: Kebaili Fatima
 Melle: Kaci Sabrina
DIRIGE PAR:
 Mr: Hamizi

TITRE:
 Ferrailage de l'escalier

PROMOTION 2015-2016

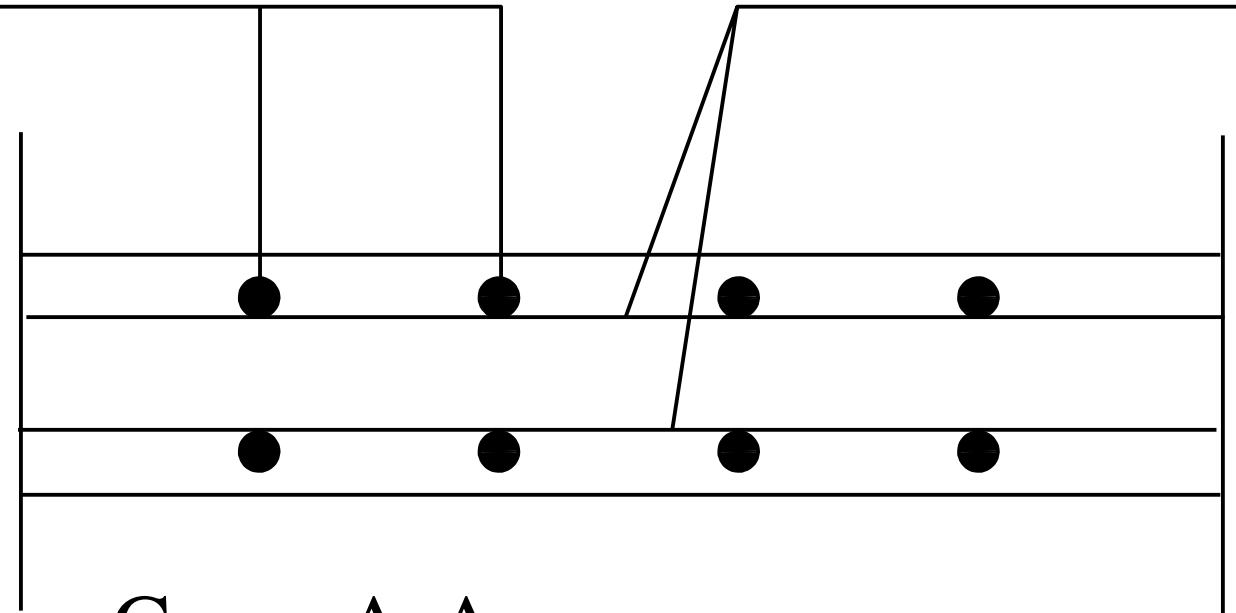
3/\$1 & +(1 f

ECHELLE 1/50



4HA8ml(e=20cm)

4HA6 (e=20 cm)



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:

Melle: Kebaili Fatima

Melle: Kaci Sabrina

DIRIGE PAR:

Mr: Hamizi

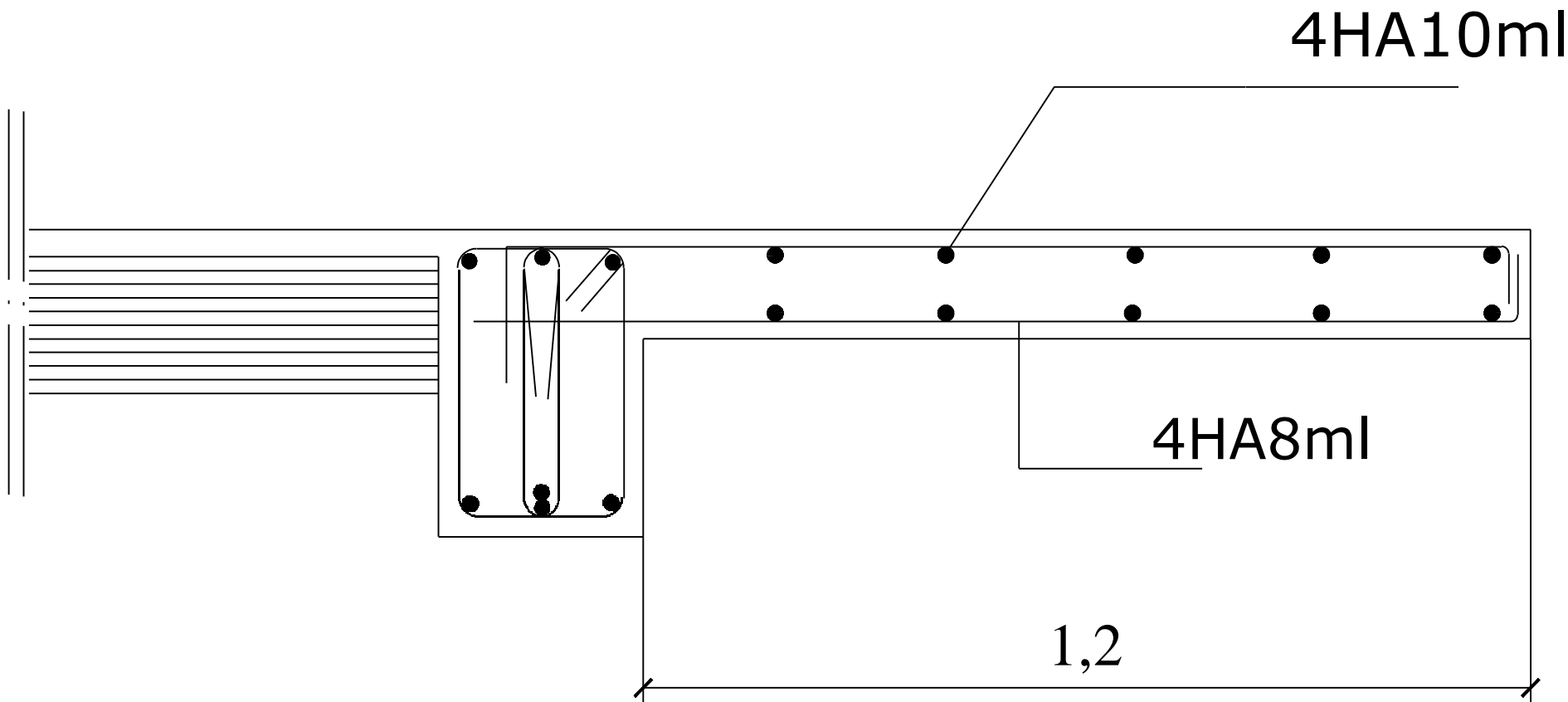
PROMOTION 2015-2016

TITRE:

)HUUDLOODJH GH O DFURWqUH

3/\$1&+(1f

ECHELLE 150



REPUBLIQUEALGERIENNEDEMOCRATIQUEETPOPULAIRE
 UNIVERSITEMOULOUDMAMMERIDETIZI-OUZOU
 FACULTEDEGENIEDELACONSTRUCTION
 DEPARTEMENTDEGENIECIVIL

ETUDIEPAR:

Melle:KebailiFatima

Melle:KaciSabrina

DIRIGEPAR:

Mr:Hamizi

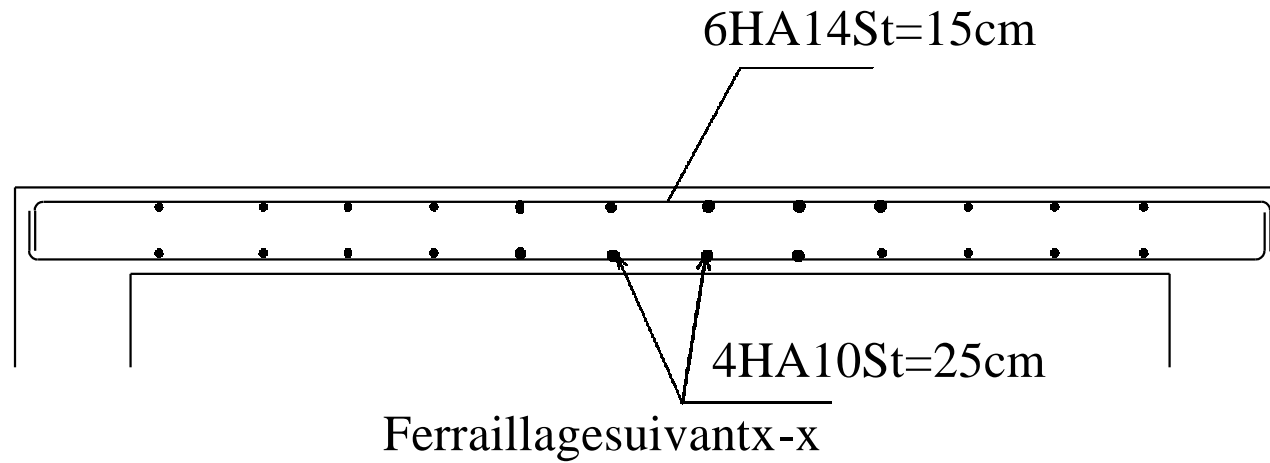
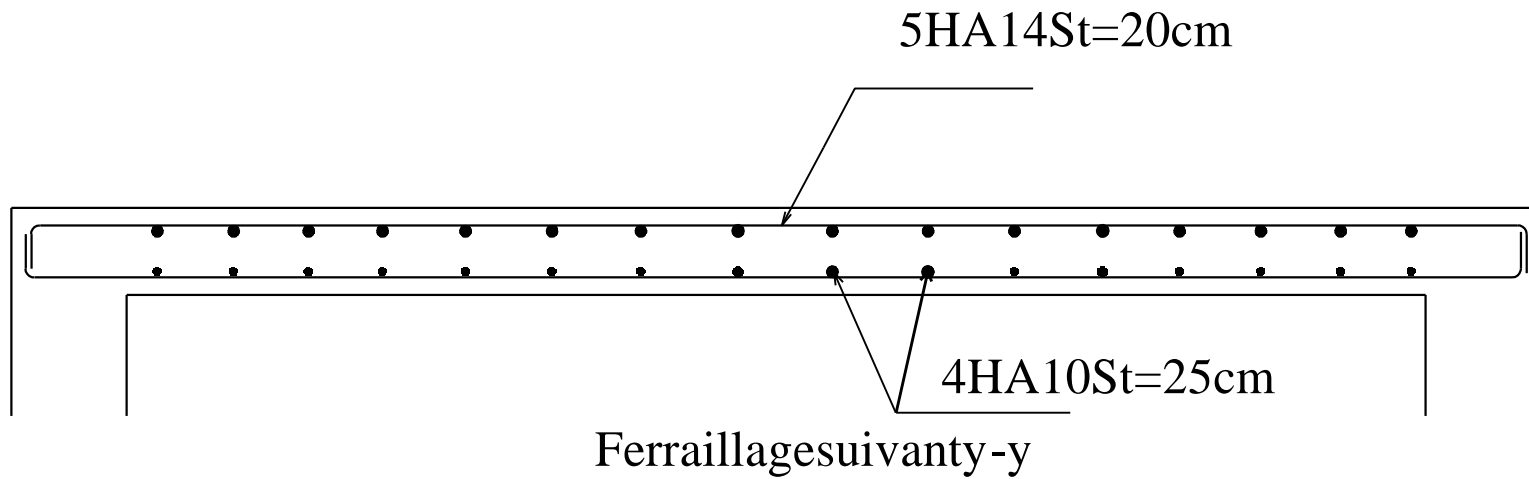
TITRE:

Ferraillage dubalcon

PROMOTION2015-2016

3/\$1&+(1f

ECHELLE150



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI - OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Melle: Kebaili Fatima
 Melle: Kaci Sabrina

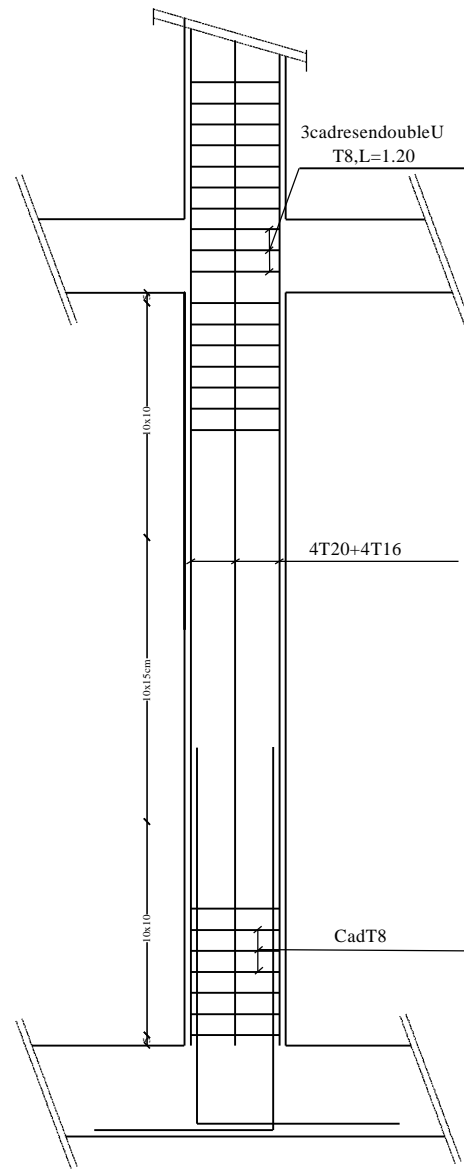
DIRIGE PAR:
 Mr: Hamizi

TITRE:
 Ferrailles de Salle Machine

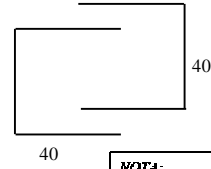
PROMOTION 2015-2016

3/1 & + (1 f

ECHELLE 1/50

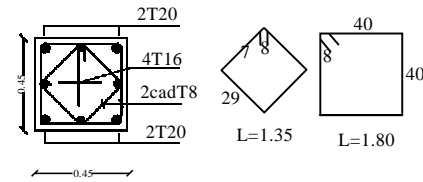


Ferrillage des poteaux du RDC Niveau ±0.00

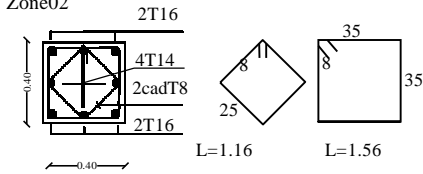


NOTA:
 *1- Béton dosé à 350 kg/m³, f_c28 = 25 Mpa.
 *2- Les aciers sont de type Fe 400
 *3- la longueur de recouvrement des barres est 50 Ø.

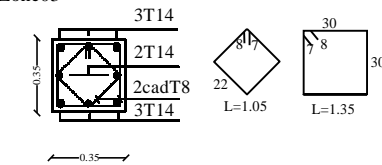
Zone01



Zone02



Zone03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Melle: Kebaili Fatima Melle: Kaci Sabrina	TITRE: ferrillage des poteaux	
DIRIGE PAR: Mr: Hamizi		
PROMOTION 2015-2016	3/S1 &+C 1/	ECHELLE 1/50

Ⓐ

Ⓑ

Ⓒ

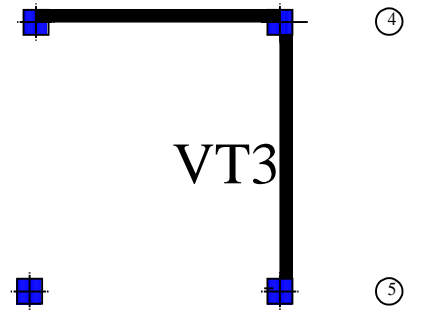
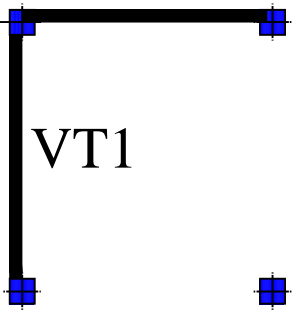
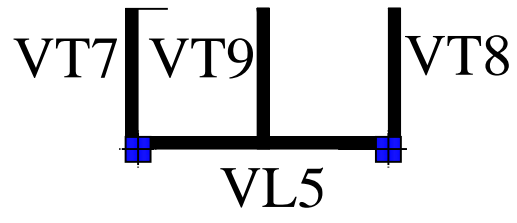
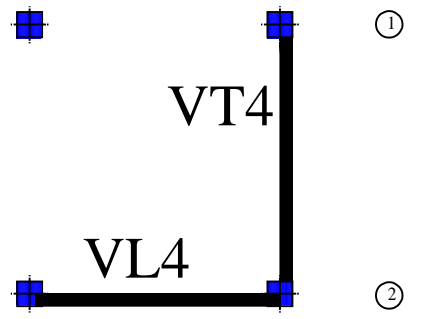
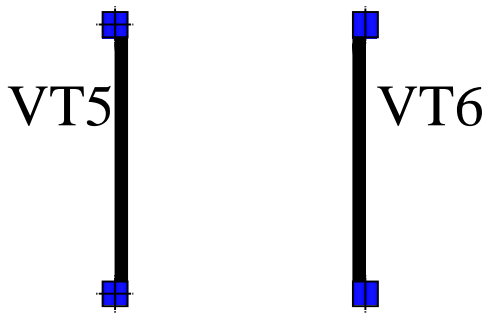
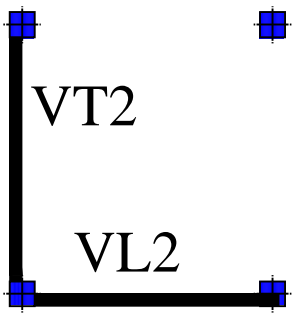
Ⓓ

Ⓔ

Ⓕ

Ⓖ

Ⓗ



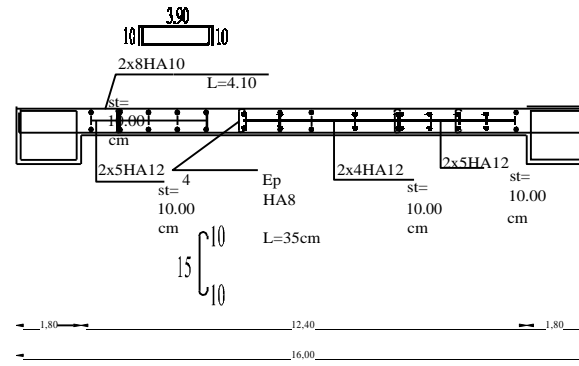
①
②
③
④
⑤

DISPOSITION DES VOILES

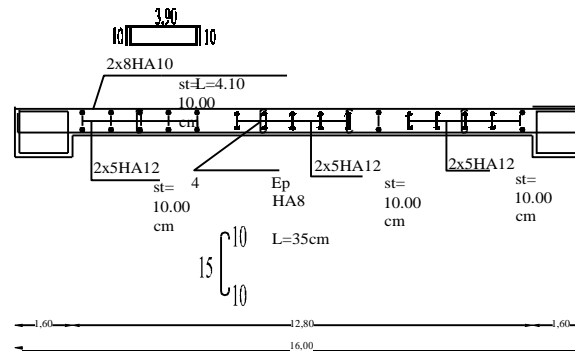
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Melle: Kebaili Fatima Melle: Kaci Sabrina	TITRE: DISPOSITION DES VOILES	
DIRIGE PAR: Mr: Hamizi	PROMOTION 2015-2016	3/51 & + (1 f) ECHELLE 1/50

FERRAILLAGEVOILE:VL5

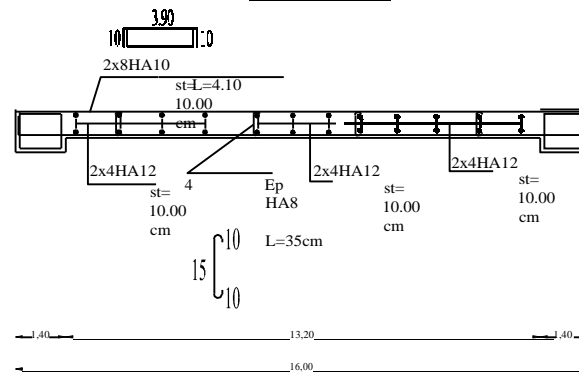
ZONE01



ZONE02

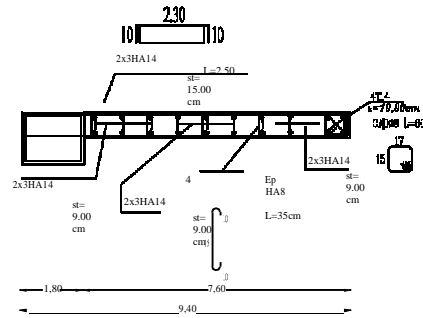


ZONE03

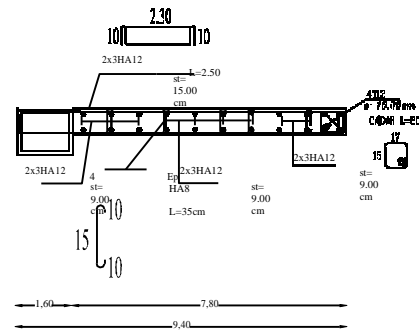


FERRAILLAGEVOILE:VT7,VT8

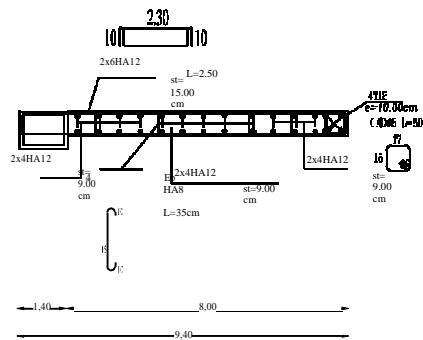
ZONE01



ZONE02

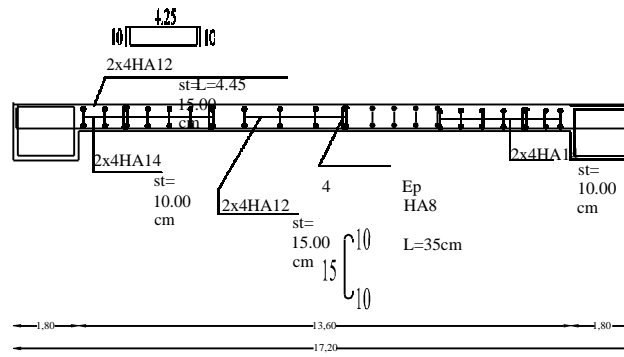


ZONE03

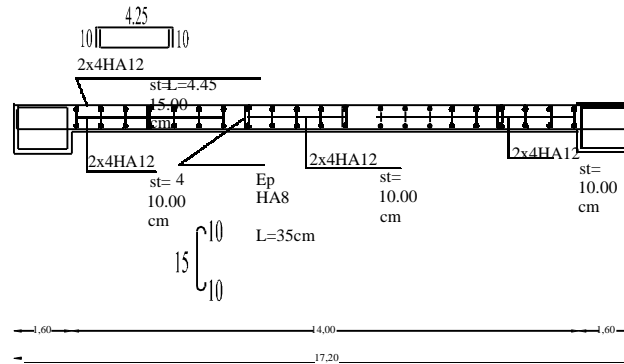


FERRAILLAGEVOILE: VT1,VT2,VT3ETVT4

ZONE01



ZONE02



ZONE03

