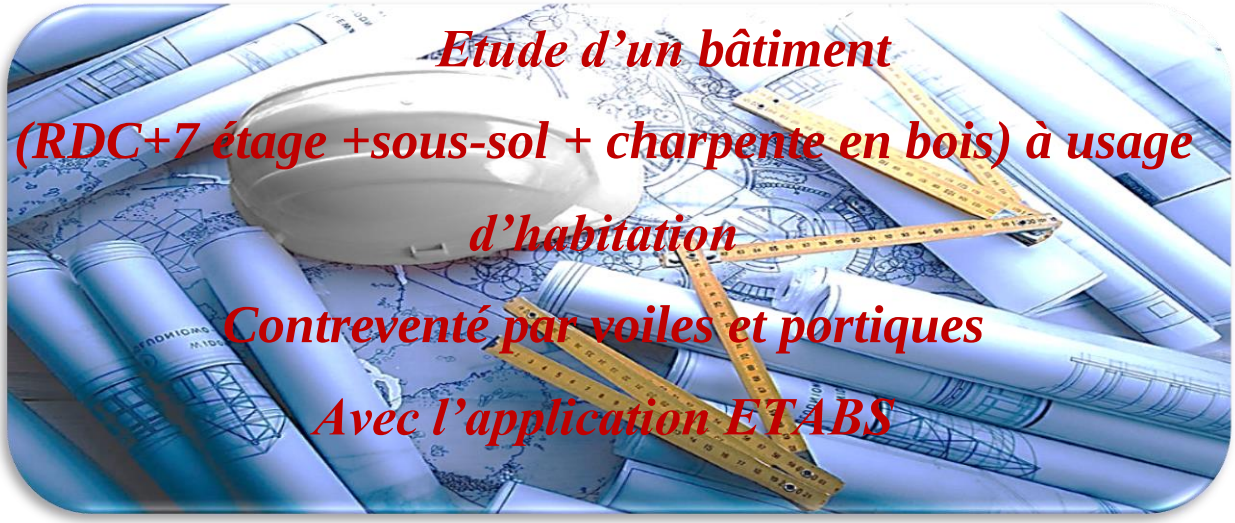
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME



Etude d'un bâtiment (RDC+7 étage +sous-sol + charpente en bois) à usage d'habitation Contreventé par voiles et portiques Avec l'application ETABS

Etudié par :
Melle : SLIMANI Hassina
Melle : HOUARI Wahiba

Dirigé par :
Mme : BOUZID.L
M^{r}: NEKMOUCHE.A

PROMOTION 2019-2020

Remerciement

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme BOUZID, ainsi que le cô-promoteur Mr A.NEKMOUCHE pour leur orientations et conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A MA CHERE MERE
(Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être).

A LA MEMOIRE DE MON PERE
(Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'toujours poussé et motivé dans mes études).

A mon très cher frère (SID-ALI).
A mes très chères sœurs (KAHINA YASMINE et KENZA).
A ma chère tante et sa petite famille
A mon très chère ABD.ELMALIK que dieu te protège pour moi.

A Melle : LAMMARI MERIEM.
A ma chère binôme WAHIBA et sa famille.
A mes chères copines et sœurs (ALDJIA DOUDOUCHE et FAHIMA FATIMA).
A mes amies (ALILOU NADIR ET BILAL MOURAD).

A la promotion génie civil MASTER II 2019/2020.
A Tous ceux qui m'ont aidé durent ce travail.
A tous ceux que j'aime et je respecte.

HASSINA .

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes très chers frères (AISSA ET AMIROUCHE).
A mes très chères sœurs (NISSA SARA et SALIHA).
A mon très chère IDRIS que dieu te protège pour moi.

A mon petit prince DAOUD

A Melle : LAMMARI MERIEM.
A ma chère binôme HASSINA et sa famille.
A mes chères copines et sœurs (FATIMA FAHIMA ET AMEL KARIMA).
A mes amies (ALILOU NADIR ET BILAL MOURAD).

A la promotion génie civil MASTER II 2019/2020.
A Tous ceux qui m'ont aidé durent ce travail.
A tous ceux que j'aime et je respecte.

WAHIBA .

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Figure I.1 Les éléments constituants un plancher (étage courant.....02
Figure I.2 Dalle pleine.....03
Figure 1.3 : Mur extérieur 03
Figure I.4 Composants d'un escalier 04
Figure I.5.1 Schémas descriptifs de la toiture 05
Figure I.5.2 Schémas descriptifs de la toiture 05
Figure I.6 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à L'ELU
Figure I.7 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.....09
Figure I.8 Treillis soudés.....10
Figure I.9 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier a L'ELU 11

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....13
FigureII.2 : Section de la poutre principale adoptée 17
Figure II.3 : Section de la poutre secondaire adoptée 17
Figure II-4 : Coupe des voiles en plan 18
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.....18
Figure II.6 Coupe transversale du plancher d'étage courant.....20
Figure II.7 Coupe transversale du mur double cloison 21
Figure II.8 Coupe transversale du mur en simple cloison.....22
Figure II.9 Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....23
Figure II.10 Schéma d'un versant de la toiture de calcul.....25

Chapitre III : calcul des éléments

Figure III.1.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.....31

Figure III.1.2 : ferraillage de la dalle de compression 33

Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle 34

Figure III.1.4: Coupe vertical d'une poutrelle.....35

Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 06 appuis.....36

Figure III.1.6 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire) 38

Figure III.1.7 : Diagramme des moments.....40

Figure III.1.8: Diagramme des moments d'une poutre continue 42

Figure III.1.9: Diagramme des efforts tranchants 43

Figure III.1.10: Schéma statique 43

Figure III.1.11: Diagramme des moments d'une poutre continue reposant sur 3 appuis....44

Figure III.1.12:Diagramme des moments fléchissant 46

Figure III.1.13: Diagramme des efforts tranchants 47

Figure III.1.14: Schéma statique 47

Figure III.1.15 : diagramme des moments d'une poutre continue 48

Figure III.1.16 : Diagramme des moments d'une poutre continue 49

Figure III.1.17: Diagramme des efforts tranchants 50

Figure III.1.18:Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression 51

Fig.III.2.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....59

Figure III.2.2: Diagramme des efforts internes 60

Figure III.3.3 Principaux termes relatifs à un escalier 66

Figure III.3.2 : Schéma du 1er type d'escalier 67

Figure III.3.3 : Schéma du 2éme type d'escalier.....67

Figure III. 3.4 Schéma statique de calcul de volés 1 et 3 a l'ELU 71

Figure III. 3.5 Diagramme des efforts internes des volés 1 et 3 a l'ELU.....73

Figure III. 3.6 Schéma statique de calcul de volé 2 a l'ELU 75

Figure III.3.7 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU 78

Figure III. 3.8 Schéma statique de calcul des volés1 et 3 a l'ELS 84
Figure III. 3.9 Diagramme des efforts internes des volés 1 et 3 a l'ELS 86
Figure III. 3.10 Schéma statique de calcul de volé 2 a l'ELS 88
Figure III.3.11 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS ... 91
Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon..... 99
Figure III.4.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS 102
Figure III.5.1:Schéma du chargement de la panne 105
Figure III.5.2 : Schéma du chargement du chevron 105
Figure III.5.3 : Schéma statique de la panne 106
Figure III.6.1.Répartition des charges 111
Figure III.6.2.Diagramme des charges et surcharges 111
Figure III.6.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU 115
Figure III.6.4 Diagramme des charges et surcharges 120
Figure III.6.5 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS..... 124

Chapitre VI: Ferraillage des éléments structuraux

Figure VI-3-1- Exemple de ferraillage du voile $VT_{1.1/1}$ avec SOCOTEC..... 190
Figure VI-3-2- Ferraillage du voile $VT_{1.1/1}$ donné par SOCOTE..... 190
Figure VI-3-3- Exemple de ferraillage du voile VL2 avec SOCOTEC 192

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure.VII-1- : Diagramme des contraintes sous le radier 202
Figure VII.2 : schéma statique de calcul du débord du radier..... 207
Figure VII.3 : Présentation des charges simplifiées 209
Figure VII.4 : Répartition trapézoïdale 209
Figure VII-5- Schéma statique des nervures (moment fléchissant) 210
Figure VII-6- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY) 211
Figure VII-7- Schéma statique des nervures (effort tranchant)..... 211

Figure VII-8- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY) 212
Figure VII-9- Schéma statique des nervures (moment fléchissant) 213
Figure VII-10- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX) 213
Figure VII-11- Schéma statique des nervures (effort tranchant).....213
Figure VII-12- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX) 214
Figure VII-13- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY) 218
Figure VII-14- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX) 219

Chapitre VIII: Etude de mur plaque

Figure VIII.1. : Schéma statique du Mur plaque.....221
Figure VIII.2: Diagramme des contraintes.....223

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I.1 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s 11

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 charges revenant au plancher étage courant 21

Tableau II.2 Charges revenant au plancher sous toiture 21

Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs 22

Tableau II.4 Charges revenant aux murs intérieurs 22

Tableau II.5 Charges revenant à la toiture 22

Tableau II.6 Surcharges d'exploitation selon le DTR 23

Tableau II.7 Coefficients de dégression de surcharge 26

Tableau II.8: Pré dimensionnement des poteaux 27

Tableau II.9: Vérification aux RPA 28

Tableau II.10: Vérification du flambement des poteaux 29

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III.1.1 Rapport des portées successives38

Tableau III.1.2 Rapport des portées successives44

Tableau III.1.3 Rapport des portées successives48

Tableau III.3.1 charge permanente de la volée 70

Tableau III.3.2 charges permanentes du palier 70

Tableau III.4.1:Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps 99

Tableau III.5.2 Charges permanentes de la toiture 104

Chapitre V: Présentation ETABS et vérification de RPA

Tableau V.1 pourcentage de participation massique 147

Tableau V.2 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit 152

Le tableau V.3. les valeurs des pénalités p_q pour notre structure 156
Tableau V.4. le poids de la structure 158
Tableau V.5. Les valeurs de $V_{x\ logiciel}$ et $V_{y\ logiciel}$.....158
Tableau V.6: Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey 160
Tableau V.7 : Justification vis-à-vis des déformations 160
Tableau V.8 : Vérifications De l'effet P- Δ.....162

Chapitre VI: Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.1.3. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle 163
Tableau VI.1.4 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version2003
Tableau VI.1.3 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....165
Tableau VI.1.4 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.....166
Tableau VI.1.5: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA 166
Tableau VI.1.6 : Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux 167
Tableau VI.1.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux..172
Tableau VI.1.7 : Sections minimales des armatures transversales.....172
Tableau VI.2.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.....174
Tableau VI.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales 176
Tableau VI-2-3 : Ferraillage des Poutres Principales en travée 176
Tableau VI-2-4 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA 176
Tableau VI-2-5 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA 177
Tableau VI-2-6: Ferraillages des poutres principales adhérées aux voiles 177
Tableau VI-2-7 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA 177
Tableau VI-2-8 : Ferraillage des Poutres secondaires aux appuis.....178
Tableau VI-2-9 : Ferraillage des Poutres secondaires en travée 178
Tableau VI-2-10: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA(aux appuis)
Tableau VI-2-11: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée) 178
Tableau VI-2-12: Ferraillages des poutres secondaires adhérées aux.....179
Tableau VI-2-13: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA 179
Tableau VI-2-14: Vérification de l'entrainement des barres.....181
Tableau VI-2-15: Vérification de l'effort tranchant (PP).....181
Tableau VI-2-16: Vérification de l'effort tranchant (PS).....181

Tableau VI-2-17: Vérification de l’effort tranchant des Poutres adhérées aux voiles 181
Tableau VI-2-18: Vérification Influence de l’effort tranchant au niveau des appuis 182
Tableau VI-2-19: Vérification des contraintes dans le béton et l’acier (PP).....183
Tableau VI-2-20: Vérification des contraintes dans le béton et l’acier (PS).....183
.

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) 196
Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal) 196
Tableau VII-3-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal).....197
Tableau VII-4-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal).....197
Tableau VII-5- Récapitulatif des contraintes 203
TableauVII.6: Vérification des contraintes à l’ELS pour la dalle du radier.....207
Tableau VII- 7- Répartition des charges dans les nervures (sens YY .....)210
Tableau VII- 8- Répartition des charges dans les nervures (sens YY) 212
Tableau VII-9- Ferraillage des nervures 214
Tableau VII-10- Répartition des charges dans les nervures (sens YY) 217
Tableau VII-11- Répartition des charges dans les nervures (sens YY) 218
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l’ELS pour les nervure.....220

Chapitre VIII : Etude de mur plaque

Tableau VIII.1 : ferraillage de mur plaque.....225
Tableau VIII.2: vérification des contraintes à l’ELS 226

Sommaire

Chapitre I: présentation et caractéristique de l'ouvrage

I.1.Description de l'ouvrage 01
I.2.Dimensions de l'ouvrage 01
I.3.Règlement utilisé 01
I.4.Elément composant de la structure 02
I.4.1.Eléments composant la superstructure 02
I.4.2.Eléments composante l'infrastructure 06
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux 06
I.5.1 Béton 06
I.5.2 L'acier 10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 .Pré-dimensionnement du plancher 13
II.2.Pré-dimensionnement des poutres 16
II.2.1.Poutres principales 16
II.2.2.Poutre secondaires 17
II.3.Pré-dimensionnement des voiles 18
II.4 Les poteaux 19
II.5. Détermination des charges et surcharges 20
II.5.1. Les charges permanentes 20
II.5.2. Les sur charges d'exploitation 23
II.5.3. Descente de charges 23
II.5.4. Surcharge d'exploitation 25
II.6. Loi de dégression des surcharges 26
II.6.1. Les sur charges cumulées 27
II.6.2. Vérification : (R.P.A 99) 28
II.7.Conclusion 30

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

III.1.Calcul des planchers 31
III.1.1.Calcul de la dalle de compression 32
III.1.2. Etude des poutrelles 33
III.1.3 Calcul des efforts internes 36

III.1.4 .Application 40
III.1.5.Calcul des armatures 51
III.1.6.Vérification à l'ELU 53
III.1.7 .Vérification à l'ELS 56
III.1.8 Conclusion 58

III.2.Calcul de l'Acrotère 59
III.2.1.Définition 59
III.2.2.Hypothèse de calcul 59
III.2.3.Dimensionnement 59
III.2.4.Calcul des efforts internes 60
III.2.5.Combinaison des charges 60
III.2.6. Ferraillage de l'acrotère 61
III.2.7.Vérification l'ELU 62

III.2.8 .Vérification à l'ELS 63
III.2.9.Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) 65
III.2.10.conclusion.....65

III.3. Calcul des escaliers 66
III.3.1 Introduction 66
III.3.2 Calcul de l'escalier pour les étages courants.....67
III.3.3 Détermination des charges de calcul.....70
III.3.4. Calcul à l'ELU 71
III.3.4.1. Vérifications à l'ELU 80
III.3.5. Calcul à l'ELS 84
III.3.5.1. Vérifications à l'ELS.....93
III.3. 6.Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5.2) 95

III.4.calcul des balcons 99
III.4.1. Introduction 99
III.4.2. dimensionnement des balcons 99
III.4.3. Détermination des charges et surcharge du balcon 99
III.4.4. Combinaison de charge 100
III.4.5. Calcul des moments de l'encastrement 100
III.4.6. Ferraillage 100
III.4.7. Vérifications à l'ELU 101

III.4.8. Vérification à l'ELS 102
III.4.9. Vérification de la flèche 103
III.4.10. Conclusion.....103

III.5 Étude de la charpente 104
III.5.1 Introduction 104
III.5.2 Détermination des charges et surcharge.....104
III.5.2.1 Charges permanentes.....104
III.5.2.2 Charges d'exploitations.....104
III.5.3 Combinaisons des charges 104
III.5.4 Choix des sections.....104
III.5.5 Calcul des poids 105
III.5.6 Détermination des efforts revenant aux différents éléments.....105
III.5.6.1. Effort revenant aux pannes 105
III.5.6.2. Effort revenant aux chevrons 105
III.5.6.3. Efforts revenant aux liteaux 105
III.5.7. Dimensionnement des éléments de la charpente 105
III.5.7.1 Dimensionnement des pannes.....106
III.5.7.2 Dimensionnement des chevrons.....107
III.5.7.3 Dimensionnement des liteaux 109

III.6.Calcul de la poutre palière 110
III.6.1.Calcul des efforts internes 111
III.6.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU 116
III .6.3.Vérification à l'ELU 116
III.6.4. Vérification à l'ELS 120

Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel ETABS

IV.1. Présentation du logiciel Etabs 126
IV.2. Étapes de modélisation 126
IV.2.a. 1ère étape : Définir la géométrie de la structure 126
IV.2.b. 2ème étape: Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments 129
IV.2.c.3ème étape : Définir la charge sismique 140
IV.2.d. 4ème étape : Spécifier les conditions aux limites 143
IV.2.e. 5ème étape : Lancer l'analyse 144

Chapitre V : Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 / 2003

V. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003.... 146
V.1.La période fondamental obtenu et le Pourcentage de participation de la masse modale 146
V.2. nombre de mode à considérer (Art 4.3.4 RPA 2003) 147
V.3. Justification du système de contreventement 148
V.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 152
V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base 153
V.5.1.Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente ..... 153.
V.3.1.1.Estimation de la période fondamentale de la structure 154
V.5.2.calcul du facteur de qualité Q 156
V.6.Vérification des déplacements relatifs 159
V.7.Vérifications De l'effet P- Δ.....161

Chapitre VI : Ferraillages Des Éléments Final

VI.1 Ferraillage des poteaux 163
VI.1.1 Introduction 163
VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)....163
VI.1.3. Conclusion 172

VI.2-ferraillage des poutres 173
VI.3.Ferraillages des voiles 185

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction.....195
VII.2 : Etude géotechnique du sol 195
VII.3. Choix du type de fondations 195
VII.4. Ferraillage du radier 203
VII.5. Ferraillage du débord 207
VII.6. Calcul des nervures 208
VII.7.Calcul à l'ELS.....217

Chapitre VIII : Etude de mur plaque

VIII.1.Introduction 221
VIII.2.Pré-dimensionnement de mur plaque 221
VIII.2.1.Caractéristiques du sol 220
VIII.2.2.Détermination des sollicitations 222
VIII.2.3.Calcul des sollicitations 222
VIII.2.4. Diagrammes des contraintes 223
VIII.2.5. Charge moyenne 223
VIII.3.Ferraillage de mur plaque..... 223
VIII.3.1.Méthode de calcul..... 223
VIII.3.2. Identification des panneaux 223
VIII.3.3.Calcul de section d'armature 225
VIII.4.Recommandations du RPA 99 225
VIII.5.Vérification à l'ELS 225
VIII.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier 225
VIII.5.2.Vérification de la flèche 226
VIII.6.Conclusion 226

Introduction générale

Autrefois, l'ingénieur en genie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures .Il s'est avéré que cette manière de faire est lente et laborieuse.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces , permettant le calcul automatique des diverses structures, parmi ces logiciels on peut citer : ETABS ,SOCOTEC ,ROBOT….etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. La complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, l'ingénieur est alors amené à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

But du travail :

Notre étude se fixe comme objectif :

- *Calcul et vérification des éléments résistants de la structure .*
- *Application d'u logiciel de calcul ETABS .*

I.1.Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à calculer un bâtiment à usage d'habitation **(RDC+ 7étage +sous sol + charpente en bois)** qui est implanté à **TADMAIT (TIZI OUZOU),** classer selon le RPA 2003 comme une zone de moyenne sismicité «ZONE II. a» **(RPA 99 VERSION 2003) article 3.2.**

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.

Ce bâtiment est composé de :

- Un RDC (boite rigide)
- Sept étages courant à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une charpente en bois

I.2.Dimensions de l'ouvrage

- Hauteur totale ……. H=29.35m
- Hauteur totale du bâtiment sans charpente ……. H=27.35m
- Longueur totale …… L= 20.29 m
- Largeur totale ……. l = 19.30m
- Hauteur du RDC ……. h= 3.74 m
- Hauteur d'étage courant ……. h = 3,06 m

I.3.Règlement utilisée

-Règles parasismique Algériennes (**RPA99/vrsion2003**).

-Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99).

-Document technique règlementaire (**DTR B.C.2.2**): charges permanentes et charges d'exploitation.

-Document technique règlementaires **(DTR B.C.2-41)** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93).**

I.4.Elément composant de la structure
I.4.1.Eléments composant la superstructure

a. L'ossature

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone II_a.comme la hauteur de notre bâtiment dépasse cette hauteur, il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composé de

- Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens (transversales et longitudinales), destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinale et transversal) constituants ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b. Les planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un batiment.ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,

Il y a deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux**

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.

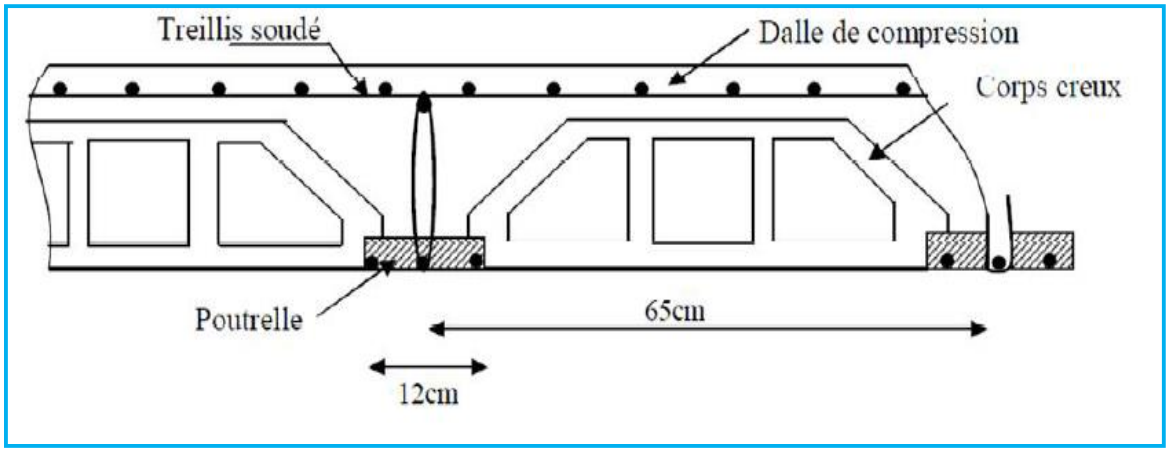


Figure I.1 Les éléments constituants un plancher (étage courant)

- **Plancher en dalle pleine**

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

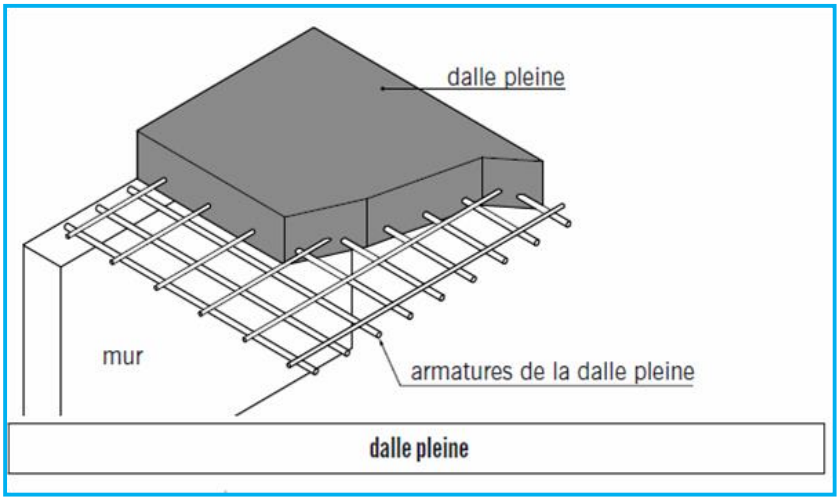


Figure I.2 Dalle pleine

c. Les voiles de contreventement :

Elément verticaux en béton armé, destiné à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

d. la maçonnerie

.Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en brique creuses de 10cm et une lame d'aire de 5cm.

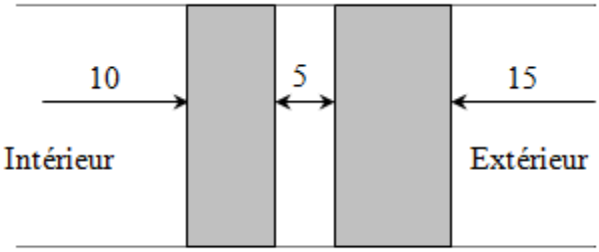


Figure 1.3 : mur extérieur

.Les murs intérieur (ou de séparation) sont en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

e. L'escalier

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasses et de palier de repos en béton armé qui sont coulés sur place.

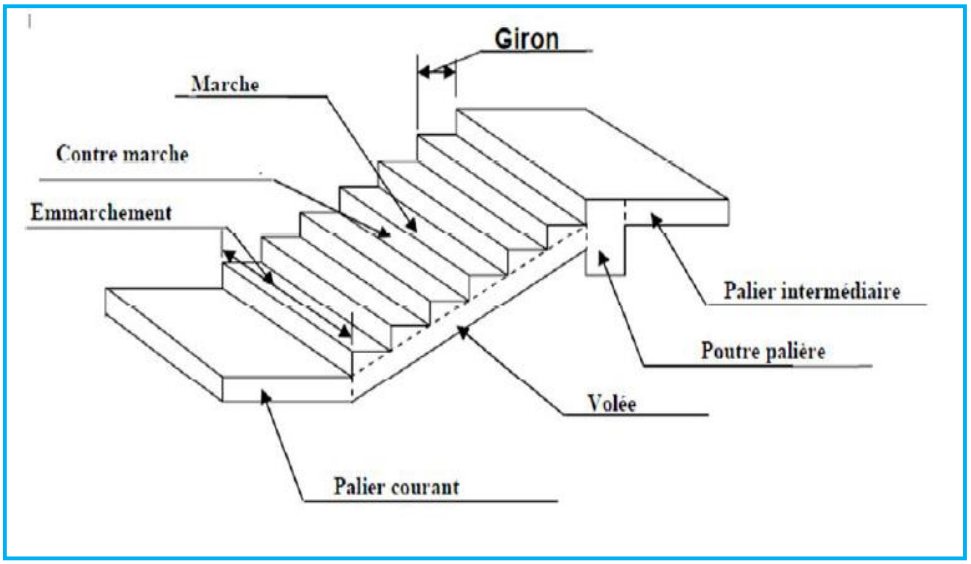


Figure I.4 Composants d'un escalier

f. Les Revêtements

- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisine.
- Enduit ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

g. Balcons

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

h. La toiture

C'est la structure porteuse, dont la fonction de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer la fonction suivante :

- supporter son poids propre (fermes, pannes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pression et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

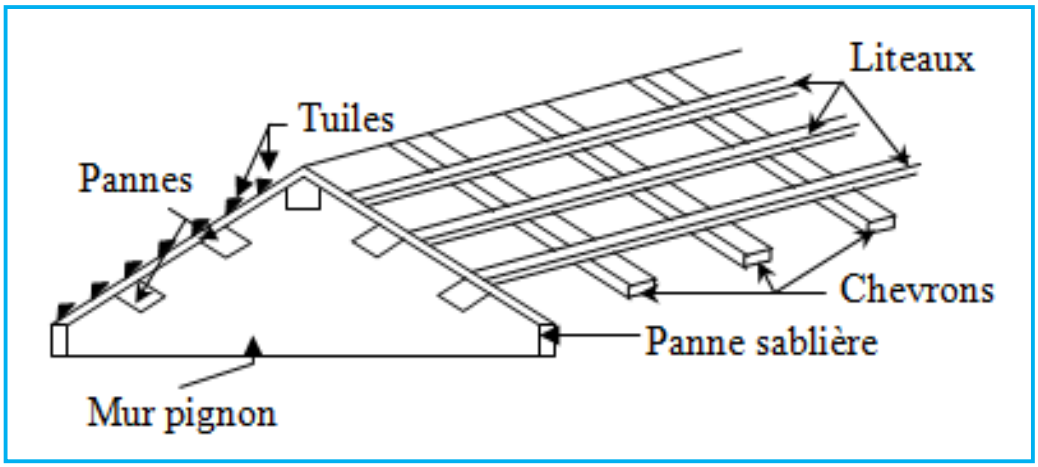
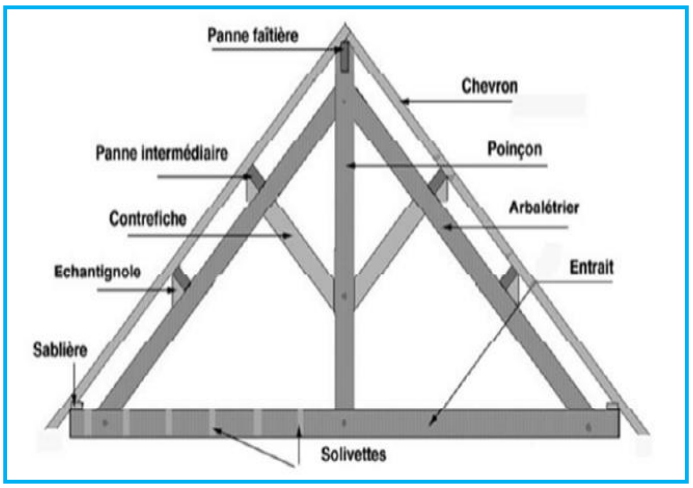


Figure I.5.1 Schémas descriptifs de la toiture



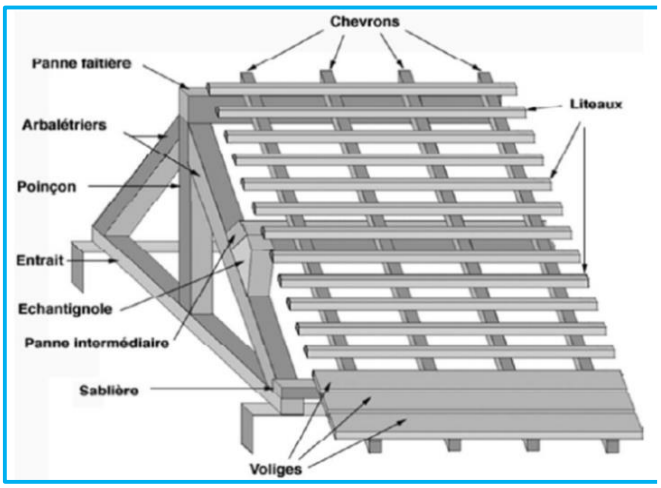


Figure I.5.2 Schémas descriptifs de la toiture

I.4.2.Eléments composante l'infrastructure

C'est la partie de la construction qui est situé au dessus du sol.

- **Fondations** : C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharge de la construction au sol .Le choix de mode de fondation est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

I.5.1 Béton

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

a. Résistance caractéristique a la compression

Le béton est définit du point de vue mécanique par sa résistance a la compression a l'âge de 28jour, elle est notée par f_{c28}. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.
Cette résistance caractéristique à la compression (fc28) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindrique normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article A.2.1.11 du BAEL 99stipule que

- **Pour j≤ 28 jours :**

$\mathbf{f_{cj}} = \frac{\mathbf{j}}{\mathbf{4.76+0.83j}} \times \mathbf{f_{c28}}$EnMPa ; pour $f_{c28} \leq 40MPa$,

$\mathbf{f_{cj}} = \frac{\mathbf{j}}{\mathbf{1{,}40+0{,}95j}} \times \mathbf{f_{c28}}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40MPa$

- **Pour j>28 jours** : elle est prise conventionnellement égale à :

fcj=fc28

Pour l'étude du projet, la valeur de fc28 sera prise comme suite : fc28=25 MPa

b. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6 + 0,06f_{cj} **(BAEL 99, art A.2.1, 12)**

c. module d'élasticité

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et engendrée

On distingue deux modules de déformation :

c.1.module de déformations longitudinales

Selon la durée d'application des contraintes normale, on distingue deux types de modules de Déformation longitudinaux.

C.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée

d'après **l'article A.2.1,22 du BAEL 99 ,**lorsque la durée des contraintes est inférieures à24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (Eij) est égale à :

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

Pour fc28=25MPa ;Eij=32164.20 MPa

c.1.b.module de déformation longitudinale différée

d'après **l'article A.2.1,22 du BAEL 99,**lorsque les contraintes appliquée sont de longue durée le module de déformation longitudinale différée du béton(Evj) est égale à :

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

Pourf_{cj}=25 MPa on à E_{ij}=32164,2MPa.

c.2.module de déformation transversale

La valeur du module d'élasticité transversale G est de :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

- Le coefficient de poisson ν **: (BAEL 99, art A.2.1,3)**

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

$$\upsilon = \frac{\Delta t/_{t}}{\Delta l/_{i}} = \frac{\varepsilon t}{\varepsilon l}$$

il est pris égal :

- ν=0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ν=0,2 (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

d. Notions d'états limites

Un état limite est une au –delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a étais conçue .on distingue deux catégories d'états limites :
.Etat limite Ultime(ELU).
.Etas Limite de service(ELS).

d.1.Etat limite ultime

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entrainerai la ruine de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :
.L'équilibre statique (non-renversement).
.La stabilité de la forme (non-flambement).
.La résistance et la fatigue des matériaux (non-rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (**A.4.3 ,41du BAEL 99)**

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

Avec :
γ_b : Coefficient de sécurité du béton
γ_b = 1,15 si la situation est accidentelle ⟶ f_{bc} =18,4MPa.
γ_b = 1,5 si la situation est constante ⟶ f_{bc} = 14,2MPa.
θ : coefficient d'application
θ = 1 lorsque t > 24 heures
θ = 0,9 lorsque 1 < t < 24 heures
θ = 0,85 lorsque t < 1 heur

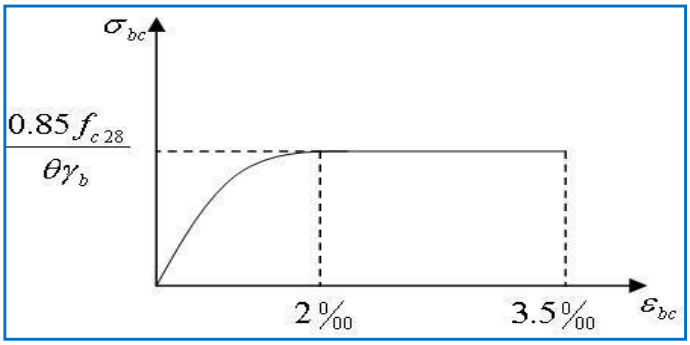


Figure I.6 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à L'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle **2 ‰ ≤ε_{bc}≤3,5 ‰**(état plastique).

d.2.Etat limite de service

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèche ou, Déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article **A.4.5,2 du BAEL 99**stipule que la contrainte de compression du béton($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à 0,6 f_{cj}

.Pour fc_{28} =25 MPa ; $\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa

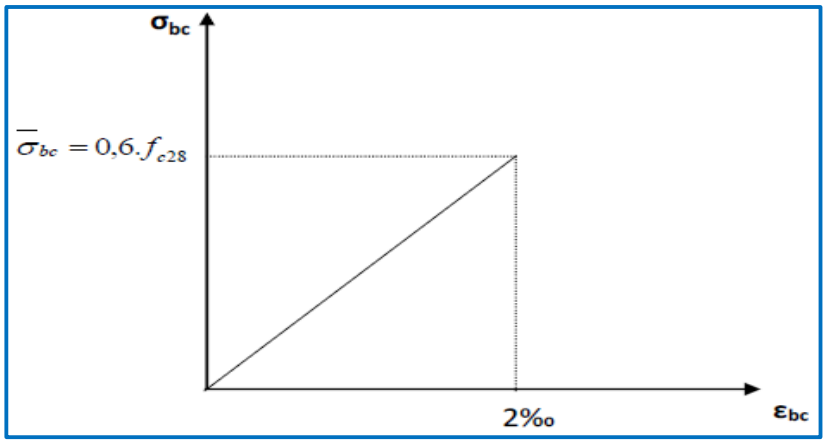


Figure I.7 : Diagramme contrainte- déformation du béton à L'ELS.

e. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : **(BAEL.91/ modifié99, Art.A.5.1, 1) :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0\ d}$$

v_u= l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisaillé.

b_0 =largeur de l'âme.

d =hauteur utile de la poutre (d=h-c).
Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2\frac{fcj}{\gamma b}; 5MPa\right)$$

- **Cas de fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.**

$$\tau_u \leq \min\left(0,15\frac{fc28}{\gamma b}; 4MPa\right)$$

I.5.2 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)**
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)**
- **Treillis soudés (TS)**

Dons notre cas, les trois types d'acier utilisés sont les suivants :
.Aciers à hautes adhérences FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$MPa.
.Treillis soudés TS520 (*Φ< 6mm),* dont la limite d'élasticité $f_e = 520$MPa

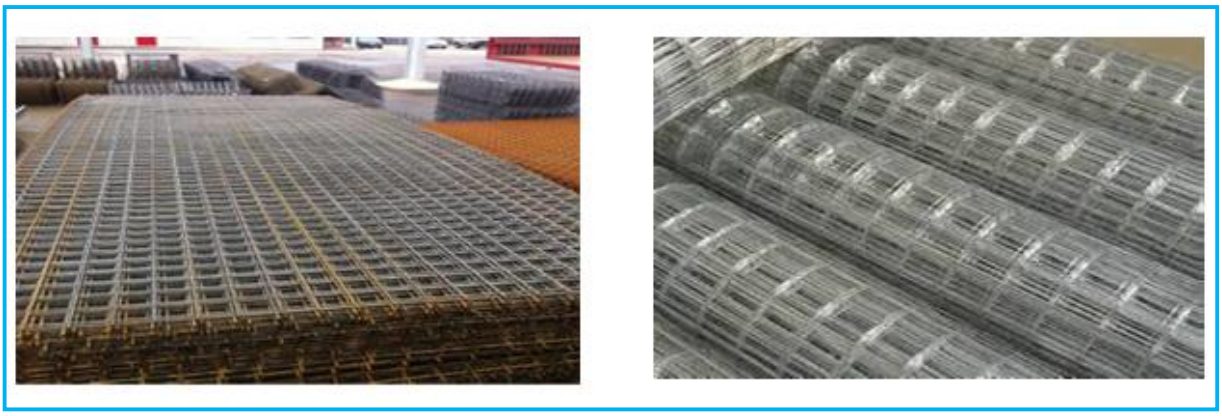


Figure I.8 Treillis soudés

a) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (Es) est donné par l'article **A.2.2.1 du BAEL 99**comme suit :
Es= 200000 MPa. (Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier)

b) Contrainte limite de l'acier

b.1.Contrainte limite ultime

La contrainte limite ultime de déformation par l'article **A.4.3 ,2 du BAEL 99**comme suite :

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

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
F_e : Limite d'élasticité.
γ_s: Coefficient de sécurité tel que :
$\gamma_s = 1{,}15$ *Situation courante.*
$\gamma_s = 1{,}00$ *Situation accidentelle.*

. Les résultats de $\bar{\sigma}_{st}$pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Nuances /Situations	**Courante** $(\gamma_s = 1.15)$	**Accidentelle** $(\gamma_s = 1.5)$
f_e = 400MPa.	$\bar{\sigma}_{st} = 347.83MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 400MPa$
f_e = 520MPa.	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17MPa$	$\bar{\sigma}_{st} = 520MPa$

Tableau I.1 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s

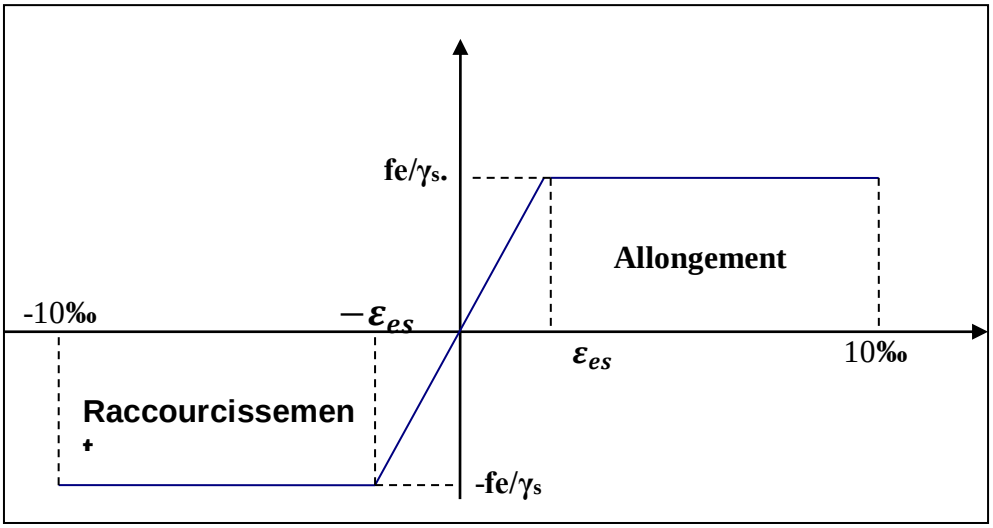


Figure I.9 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier a L'ELU.

b.2.Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99**) : Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99)** : C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_S < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e \; ; \max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) MPa.$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{St}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

fe : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses.

η = 1.3 pour les aciers de haute adhérence ***(Φ< 6mm).***

η = 1.6 pour les aciers de haute adhérence ***(Φ> 6mm).***

- ✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_S < \bar{\sigma}_{St} \leq 0.8 \min\left[\frac{2}{3} fe \; ; \max(0{,}5\, fe \; ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

Protection d'armatures: (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)

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

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons Au pré dimensionnement de notre projet. Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux, en utilisant les règlements **BAEL 91 modifié 99etRPA99 version 2003.**

II.1 .Pré-dimensionnement du plancher

Le plancher est une successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort et d'isolation thermique et phonique. Pour plaque horizontale en béton armé infiniment rigide qui sert de séparation entre deux niveaux notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Plancher à corps creux en partie courante, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons.

➢ **Planchers à corps creux:**

le plancher est composé de corps creux posés des sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales, le tout complété d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé.

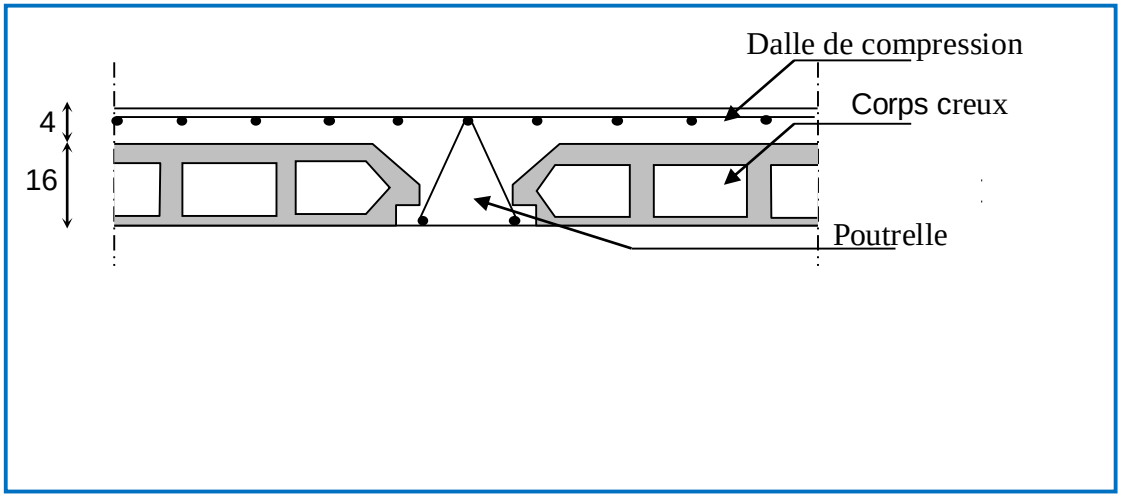


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- -Facilité et rapidité de réalisation.
- -Diminution du poids totale de la structure.
- -Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche **(Article B.6.8,424 du BAEL 91 révisées 99) .**

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

Où :

ht : Hauteur du plancher.

l : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Avec :

I =L –b

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigence de **l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003.**

Donc :

l=390 -25 = 365 cm

$$\boldsymbol{h_t \geq \frac{365}{22,5}=16,22\ cm}$$

D'où :

ht= 20 cm .

- 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
- 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

➢ **Plancher en dalle pleine:**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2 ,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

- **Condition de résistance à la flexion**

Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \rightarrow \frac{365}{50} \leq e \leq \frac{365}{40}$

D'où :

$$\mathbf{7.3 \leq e \leq 9.12}$$

Donc : on prend : e=09cm

- **Résistance au feu**

- e = 07cm : pour une (01) heure de coup de feu.
- e = 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu.
- e = 15 cm : pour quatre (03) heures de coup de feu**.**
- e = 17,5 cm pour un coup de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres…) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : e = 15cm

- **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Selon les règles du **CBA93** et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2.

$M_p = \rho_{béton} \times e \geq 350$ Kg/m^2

$\mathbf{e} \geq \frac{M_p}{\rho_{béton}} \geq \frac{350}{2500} = 0{,}14$m

Avec :

$\boldsymbol{\rho_{béton}} = 2500$ Kg/m^3

On prend : e = 15cm

- **<u>Conclusion</u>**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15**

II.2.Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

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

$$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$$

Avec :

$\mathbf{L_{max}}$: Longueur libre entre nus d'appuis.
$\mathbf{h_t}$: Hauteur de la poutre.
b : Largeur de la poutre.

Les dimensions choisis (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article (7.5.1 du RPA 99/version 2003), qui sont les suivantes :

$$b \geq 20cm$$
$$ht \geq 30cm$$
$$ht/b \leq 4$$

II.2.1.Poutres principales

- **Hauteur**

L_{max} =390-25=375 cm

$$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10}$$

D'où :

24.33$\leq h \leq$36.5 cm **h=35 cm**

- **Largeur**

.$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$

. $0.4x35 \leq b \leq 0.7x35$

D'où : $14 \leq b \leq 24.5$ **b=25 cm**

II.2.2.Poutre secondaires

. Hauteur

-Lmax=355 -25 =330 cm

-$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10}$

D'où :

$22 \leq h \leq 33cm$ **h= 30m**

. Largeur

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

-$0.4x30 \leq b \leq 0.7x30$

D'où :

$12 \leq b \leq 21cm$ **b=25cm**

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

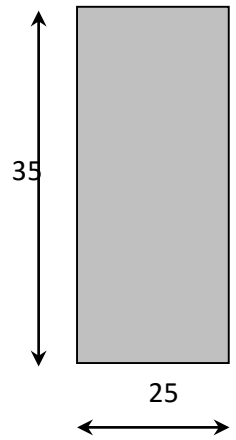
- b ≥ 20 cm ……..25 ≥ 20 cm condition vérifiée.
- h_t ≥ 30cm……...30≥ 30cm condition vérifiée.
- h_t /b ≤4……. 30 /25 = 1,2 ≤ 4 condition vérifiée.

On remarque que les dimensions trouvées vérifient les conditions du RPA 99 révisé en 2003 Art 7.51.

Section des poutres adoptées :

- Sens longitudinal :(poutres principales PP) :(25x35) cm^2
- Sens transversal: (poutre secondaires PS) : (25 × 30) cm^2

  Finalement les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :



FigureII.2 : section de la poutre principale adoptée

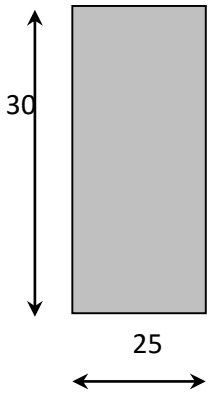


Figure II.3 : section de la poutre secondaire adoptée

II.3.Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés

D'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux,

D'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1),** on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition :L ≥4a

Avec :

l : longueur du voile.

a: épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale d'un voile : **amin = 15 cm** .De plus l'épaisseur est déterminée en Fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est Indiqué sur la figure ci-après :

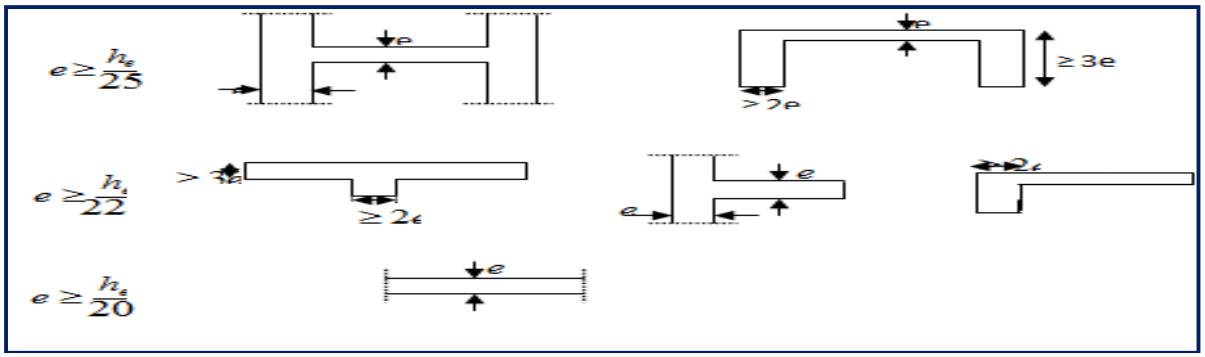


Figure II-4 : Coupe des voiles en plan.

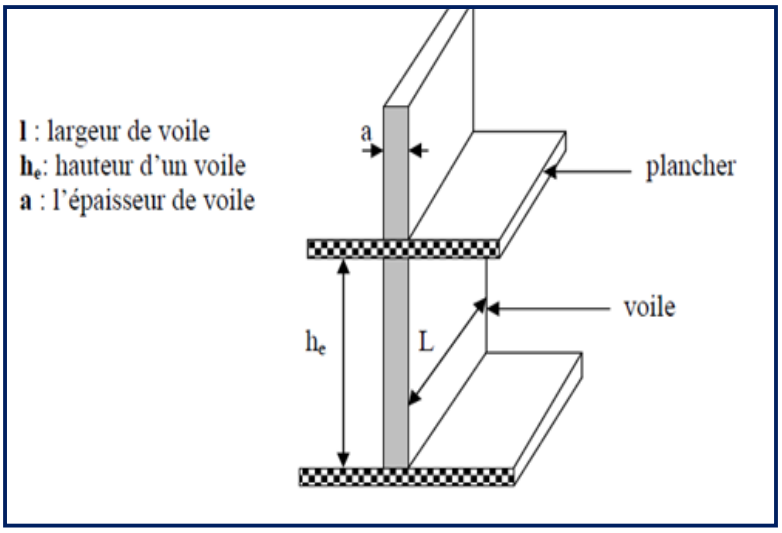


Figure II.5 :coupe de voile en élévation

Dans notre cas :

- **RDC**

h_e = 3.74-0. 20 =3.54 m

a≥ $\frac{354}{20}$=17.7 cm

- **Les étages courants**

h_e = 3,06-0,2 = 2,86 m

a≥ $\frac{286}{20}$=14.3 cm

Donc on choisira entre :

$a \geq \frac{h_e}{20}$ = max (17.7; 14.3) cm=17.7cm

On prend : **a = 20 cm**

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois sont épaisseur : **L_{min}= 4×a = 4×20 = 80 cm**

II.4. Les poteaux

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage (dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.) sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la flexion composée. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambement

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donné par la relation suivante $S \geq N/\sigma_{bc}$

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charges.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

$\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPA

II.5. Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons utiliser le DTR B.C.22

II.5.1. Les charges permanentes

- **Plancher d'étage courant**

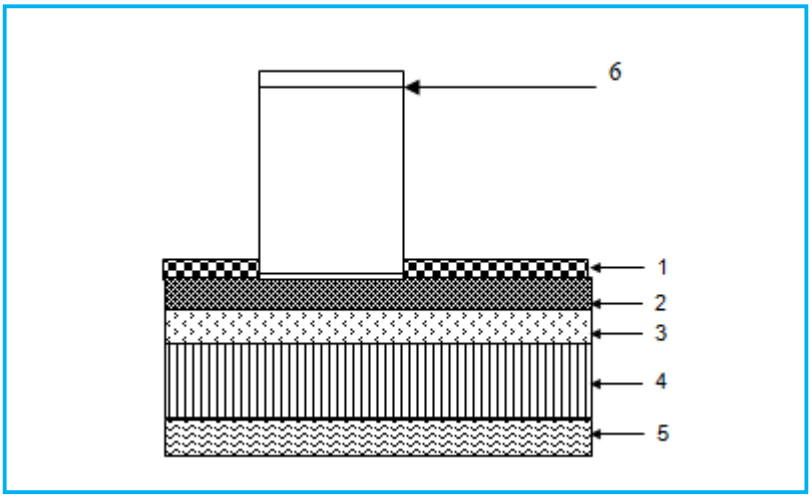


Figure II.6 Coupe transversale du plancher d'étage courant

Tableau II.1 charges revenant au plancher étage courant

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison en brique creuse	10	10	1.00
		G totale		**5.43**

- **Plancher sous toiture**

Tableau II.2 Charges revenant au plancher sous toiture

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
2	Enduit plâtre	2	10	0,20
		G totale		**3,05**

- **La Maçonnerie en brique**

A) Murs extérieurs

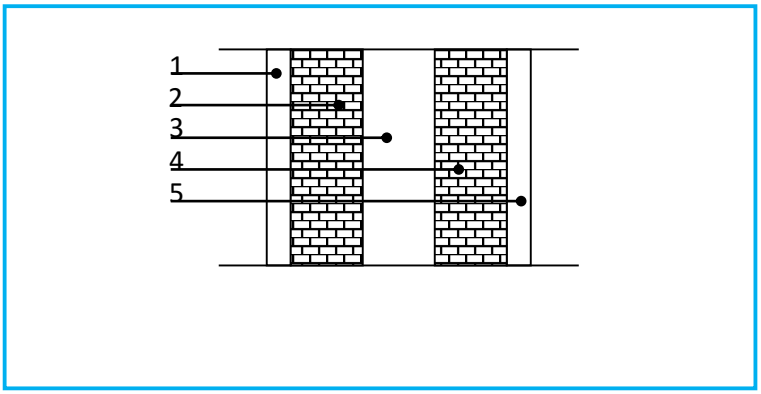


Figure II.7 Coupe transversale du mur double cloison

Tableau II.3 Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m3)	G (KN/m2)
1	Enduit en ciment	2	18	0,36
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Lame d'air	5	-	-
4	Brique creuse	10	9	0,90
5	Enduit plâtre	2	10	0,20
		G totale		**2.81**

B) Murs intérieurs

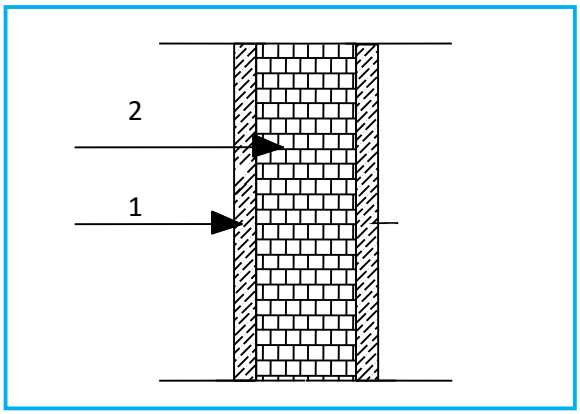


Figure II.8 Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau II.4 Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m3)	G (KN/m2)
1	Enduit en plâtre	2	10	0.20
2	Brique creuse	10	9	0,90
		G totale		**1,10**

- **La toiture**

Tableau II.5 Charges revenant à la toiture

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m3)	G (KN/m2)
1	Couverture en tuile mécanique (liteaux compris)	/	/	0,40
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0,1
3	Murs Pignons	/	/	0,90

G total	**1,40**

II.5.2. Les surcharges d'exploitation

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

Tableau II.6 Surcharges d'exploitation selon le DTR

Éléments	**Q (KN/m2)**
Toiture	**1**
Plancher étage courant	**1,5**
Plancher du RDC a usage commercial	**5**
Escaliers	**2,5**
Balcons	**3,5**

II.5.3. Descente de charges

a. Surface d'influence du poteau le plus sollicité :

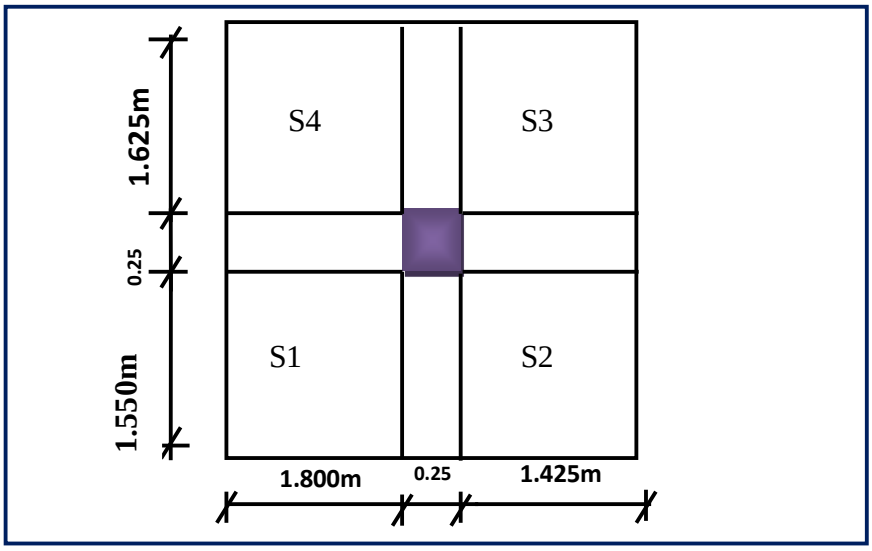


Figure II.9 Surface d'influence du poteau le plus sollicité

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

A) Surface d'influence du poteau le plus sollicité

St = S1+S2+S3+S4

St = (1.8x1.55) + (1.425x1.55) + (1.8x1.625) + (1.425x1.625) =10.23 m^2

St =10.23 m²

B) Poids propre des éléments

- **Les planchers**

Plancher étage courant : $G_{péc}$ = [= (1.8x1.55) + (1.425x1.55) + (1.8x1.625) + (1.425x1.625)] ×5.43= 55.54KN

Plancher sous toiture : GxS_t = 3.05x10.23= 31.20 KN

- **Poutres**

Poutre principale : G_{pp} = (0.35x0.25) x3.6x25 = 7.875KN

Poutre secondaire : G_{PS} = (0.30x0.25) x3.25x25 = 6.093 KN

Donc : le poids propre des poutres est Gp= 7.875+6.093 = 13.96 KN

- **Poteaux**

Poteau du RDC:(3.74m) G (P rdc)= (0.25 x0.25) x3.39 x25=5.29KN

Poteau des autres étages:(3.06m) G (P ec) = (0.25 x0.25) x2.71x25= 4.23 KN

Poteau de toiture: G= =25x (0.25x0.25) x1, 6=2.5 KN

➢ **Toiture**

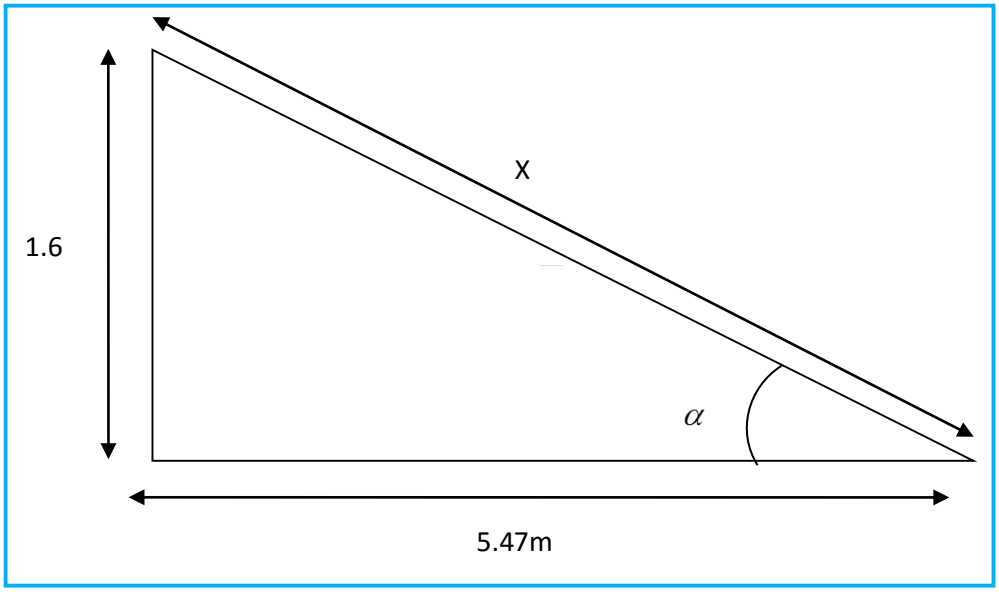


Figure II.10 Schéma d'un versant de la toiture de calcul

- **Calcul de α**

tg α = 1.6/ 5.47 = 0.29 ce qui donne α = 16.30° on prend α = 17°

- **Calcul de x**

$$x = \frac{5.47}{cos\alpha} = \frac{5.47}{\cos 17} = 5.71 \text{ m}$$

- **Calcul de la surface de la toiture inclinée St**

St = 5.71 (1.8+1.425) =18.41 m^2

Donc : le poids propre des toitures est $G_{(p\ toiture)}$ = St x G = 18.41 x 1, 4 = 25.77 KN

II.5.4 Surcharge d'exploitation

- Toiture **:** Qt x S_t = 1 x 18.41 = 18.41 KN
- Étage courant **:** Q_{EC} x S_T = 1,5 x 10.23 = 15.34 KN
- RDC **:** Q x $S_{t=}$ 5 x 10.23 = 51.15 KN

II.6. Loi de dégression des surcharges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

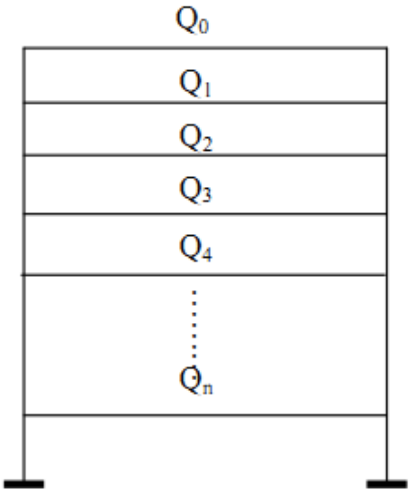
On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement surtout les planchers. La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

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

Q_0 : surcharges d'exploitation de la toiture

Q_i : surcharges d'exploitation de l'étage i.

n : nombre d'étage du haut ver le bas, pour $n \geq 5$.



$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

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

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

⋮ ⋮

$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \,.\Sigma^{n}_{i=1} Q_0$ Pour $n \geq 5$

Tableau II.7 Coefficients de dégression de surcharge

Niveau	Toiture	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0.688

II.6.1. Les surcharges cumulées

7ème== Q0+ Q1 =18.41+15.34= **33.75 KN**

6ème =Q0+ 0.95(Q1 + Q2)=18.41 +0.95 (15.34x2)=**47.55 KN**

5ème = Q0+ 0.90(Q1 + Q2+Q3) =18.41+0.9 (15.34 x3)= **59.82 KN**

4ème=Q0+ 0.85(Q1 + Q2 +Q3 + Q4) = 18.41+0.85 (15.34x4)=**70.56 KN**

3ème= Q0+ 0.80(Q1 + Q2… + Q4 + Q5)= 18.41+0.80 (15.34x5) =**79.77 KN**

2ème=Q0+0.75(Q1+Q2 ...+Q5 +Q6=18.41 +0.75 (15.34x6)=**87.44 KN**

1er = Q0+ 0.714(Q1 + Q2 ……. + Q6+ Q7)= 18.41+0,714 (15.34x7)=**95.07 KN**

RDC = Q0+ 0.688(Q1 + Q2 … + Q6+ Q7 + Q8)= 18.41+0,688 (15.34x7+51.15)= **127.47 KN**

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm^2)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G_{tot}	G_C	Q	Q_C	$N_s = G_C + Q_C$	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	A_{adop}
Toiture	31.20	13.96	2.5	47.66	47.66	18.41	18.41	66.07	44.04	25×25
7	55.54	13.96	4.23	73.73	121.39	15.34	33.75	155.14	103.42	35×35
6	55.54	13.96	4.23	73.73	195.12	15.34	49.09	244.21	162.80	35×35
5	55.54	13.96	4.23	73.73	268.85	15.34	64.43	333.28	222.18	35×35
4	55.54	13.96	4.23	73.73	342.58	15.34	79.77	422.35	281.56	40x40
3	55.54	13.96	4.23	73.73	416.31	15.34	95.11	511.42	340.94	40x40
2	55.54	13.96	4.23	73.73	490.04	15.34	110.45	600.49	400.32	40×40
1	55.54	13.96	4.23	73.73	563.77	15.34	125.79	689.56	459.70	40×40
RDC	55.54	13.96	5.29	74.79	638.56	51.15	176.94	815.50	543.66	45×45

Tableau II.8: Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celle trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les pontaux.

II.6.2. Vérification : (R.P.A 99):

1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivant :

- **Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm**
- **Min (b_1,h_1)≥ $\frac{he}{20}$**
- **¼ <$\frac{b1}{h1}$< 4**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
25x25	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) = 25≥ 25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20}$ = $\frac{160}{20}$=15.30cm < 30cm	
	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}<4$	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}=\frac{25}{25}=1<4$	
30x30	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) = 30> 25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20}=\frac{306}{20}$=15.30cm < 35cm	
	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}<4$	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}=\frac{30}{30}=1<4$	
35x35	min (b, h) ≥ 25cm	min (b, h)= 35≥ 25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20}=\frac{306}{20}$=15.30cm <40cm	
	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}<4$	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}=\frac{35}{35}=1<4$	
40x40	min (b, h) ≥ 25cm	min (b, h)= 40≥ 25 cm	Condition vérifiée
	min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{he}{20}=\frac{374}{20}$=18.7cm <45cm	
	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}<4$	$\frac{1}{4}<\frac{b}{h}=\frac{40}{40}=1<4$	

Tableau II.9: Vérification aux RPA.

2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0{,}7\ l_0$)

i : Rayon de giration :$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : section transversale du poteau (b×h)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau: $I = \frac{bh^3}{12}$

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	S (cm^2)	i (cm)	l_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
Toiture	25	25	32552.08	625	7.21	160	112	15.53	C.V
7	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	C.V
6	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	C.V
5	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	C.V
4	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	C.V
3	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	C.V
2	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	C.V
1	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	C.V
RDC	40	40	213333.33	1600	11.54	374	261.8	22.68	C.V

Tableau II.10: Vérification du flambement des poteaux.

- On conclue que la condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

3. Vérification de l'effort normal à la base :

On doit vérifier que $\mathbf{v} = \frac{\mathbf{N_s}}{\mathbf{S \times f_{C28}}} \leq \mathbf{0,3}$

$\frac{815500}{(400X400)X25} = 0.20 \leq 0.3$ ⟶ Condition vérifié

II.7.Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher en corps creux **: h_t=20 cm.**
- Epaisseur de la dalle pleine :**e =15 cm.**
- Epaisseur des voiles:
  - RDC et les différent étages : **a = 20 cm.**
- **Sections des poutres:**
  - poutres principales **:(25×35)cm^2.**
  - poutres secondaire**:(25×30) cm^2.**
- **Sections des poteaux :**
  - Toiture : **(25×25) cm^2.**
  - Niv 7, 6 **:** **(30×30) cm^2**
  - Niv 5, 4, 3,2 et 1**:** **(35×35) cm^2.**
  - RDC : **(40×40) cm^2.**

Ce résultat nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent .

III.1.Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

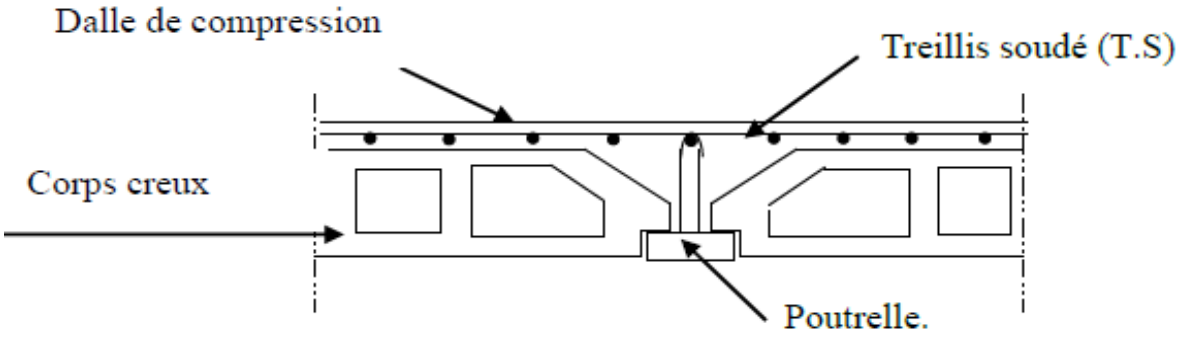


Figure III.1.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.1.1.Calcul de la dalle de compression :

La table de compression de **4 cm** d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance **(TLE 520)** dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **les armatures ⊥ aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

A**vec : *l'*=**distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

AN :$A_{\perp} \geq \frac{4x65}{520} \geq \mathbf{0,5}\boldsymbol{cm^2/ml}$

On adoptera $\boldsymbol{A_{\perp}}$**=5T5/ml=0,98cm²/ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

- **les armatures // aux poutrelles *:***

$$\boldsymbol{A_{//}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $\boldsymbol{A_{//}}$ **= 5T5/ ml = 0,98 cm²/ml** avec un espacement **St = 20 cm.**

Conclusion :

pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles **(5×200×200) mm²**.

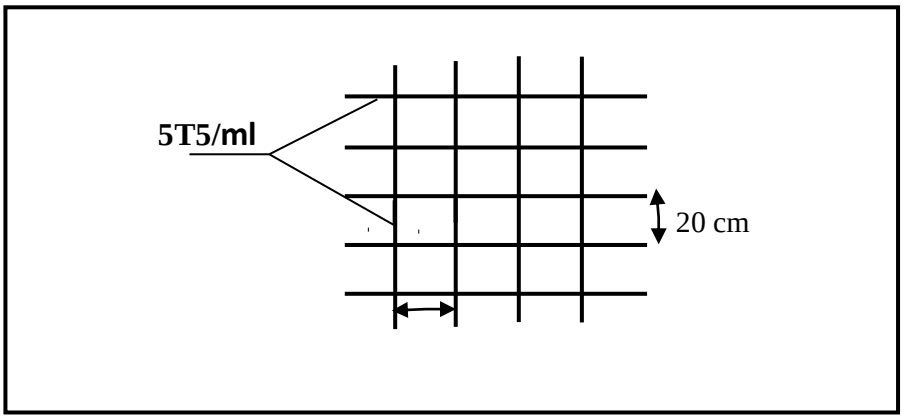


Figure III.1.2 : ferraillage de la dalle de compression

III.1.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

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

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle :** $\mathbf{G_p} = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 25 = \mathbf{0{,}12KN/ml}$
- **Poids propre de corps creux:** $\mathbf{G_c} = 0{,}95 \times 0{,}65 = \mathbf{0{,}62KN/ml}$
- **Poids propre totale :** $\mathbf{Gt} = 0{,}12 + 0{,}62 = \mathbf{0{,}74KN/ml}$
- **La surcharge de l'ouvrier :** $\mathbf{Q = 1KN/ml}$

➢ **Combinaison des charges :**

$q_u = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 1{,}35 \times 0{,}74 + 1{,}5 \times 1 = 2{,}5\ KN/ml$

- **Ferraillage à l'état limite ultime (E.L.U)**

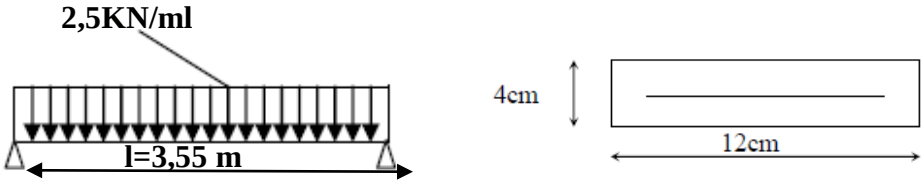


Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2{,}5 \times \frac{3{,}55^2}{8} = \mathbf{3.93\ KN\ m}$.
- Calcul effort tranchant : $Tu = q_u \frac{L}{2} = 2{,}5 \times \frac{3.55}{2} = \mathbf{4.43\ KN\ m}$.

- **Calcul des Armatures :**

$b = 12$ cm ; $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2$ cm ; $f_{bu} = 14{,}2$ MPa.

$\mu_b = \frac{M_t}{b\, d^2\, f_{bu}} == \frac{4.75 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14{,}2} = \mathbf{6.96} > \mu l = 0{,}392 \Rightarrow$S.D.A

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible **(12x4) cm²**, par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul).on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

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

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

a) .Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91modifiée99/A.4.1,3)

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d´une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$\mathbf{b_1 \leq min\ (\frac{L}{10}; \frac{L' - b0}{2})}$$

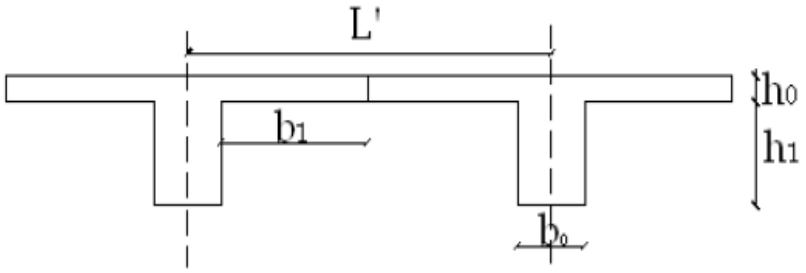


Figure III.1.4: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec:

- $\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure $\mathbf{b_0 = 12\ cm}$.
- **L′**: Distance entre axes des poutrelles **L'=65 cm**
- **L** : Longueur de la plus grande travée $\mathbf{L = 3,55m.}$
- $\mathbf{h_0}$: épaisseur de la dalle de compression $\mathbf{h_0 = 4cm.}$
- $\mathbf{h_1}$: épaisseur du corps creux $\mathbf{h_1}$**=16 cm**

AN :$b_1 \leq \min\left(\frac{355}{10}; \frac{65-12}{2}\right)$= min (35.5 cm; 26,5 cm)=**26,5 cm**

✓ On prend : $\mathbf{b_1 = 26,5cm}$

b).Poids du plancher repris par la poutrelle

a) Plancher étage courant :

- Charges permanentes : G =5,43x0,65 = 3,529 KN/ml
- Charges d'exploitation : Q =1,5x0,65 = 0,975 KN/ml

b) Plancher RDC (commerce) :

- Charges permanentes : G =5,43×0,65=3,529 KN/ml
- Charges d'exploitation : Q=5×0,65=3.25KN/ml

c) Plancher sous toiture

- Charges permanentes : G = 3,05×0,65 = 1,98 KN/ml
- Charges d'exploitation : Q = 1×0,65 = 0,65 KN/ml

c) Combinaison de charges

A) Plancher étage courant :

- ELU : qu= 1,35G +1,5Q=1,35x3,529+1,5x0, 975= 6,226 KN/ml
- ELS : qs=G+Q=3,529+0,975= 4,504 KN/ml

B) Plancher RDC (commerce) :

- ELU : qu= 1,35G +1,5Q=1,35x3,529+1,5x3.25= 9.639 KN/ml
- ELS : qs=G+Q=3,05+3.25= 6.3 KN/ml

C) Plancher sous toiture :

- ELU : qu= 1,35G +1,5Q=1,35x1, 98+1,5x0, 65=3.648 KN/ml
- ELS : qs=G+Q=1,98+0,65= 2,63 KN/ml

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce) est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferraillage.

III.1.3. Calcul des efforts internes

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

1er cas :**On a une poutre sur six appuis :**

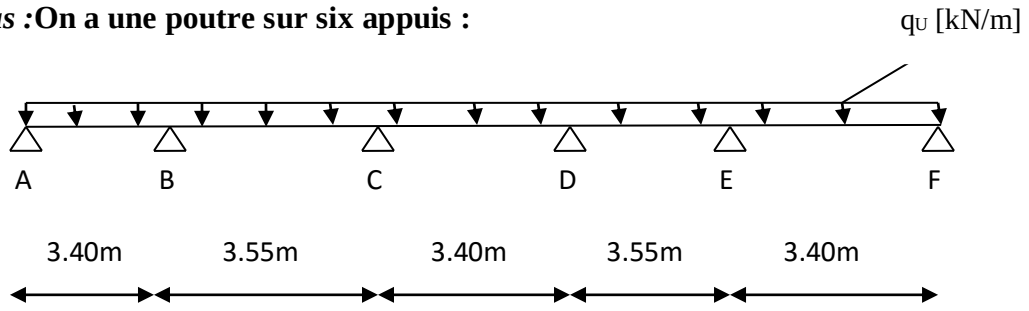


Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 06 appuis

A) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifie 99]

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant «M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Conditions d'applications de la méthode forfaitaire**

Condition 1

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2.

$Q \leq (2G; 5KN/m^2)$

$2G=2\times5.43 = 10.86$ KN /m^2

$Q= 5 \leq (10.76KN/m^2; 5KN/m^2)$ → **Condition vérifiée**

Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) → **Condition vérifiée**

Condition 3

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$

Tableau III.1.1 Rapport des portées successives

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3.40	0.95	Condition vérifiée
L_2	3.55		
L_2	3.55	1.04	Condition vérifiée
L_3	3.40		
L_3	3.40	0.95	Condition vérifiée
L_4	3.55		
L_4	3.55	0.95	Condition vérifiée
L_5	3.40		

Condition 4

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → **Condition vérifiée**

➡ **la méthode forfaitaire est applicable**

❖ Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées 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 charges que la travée considérée.

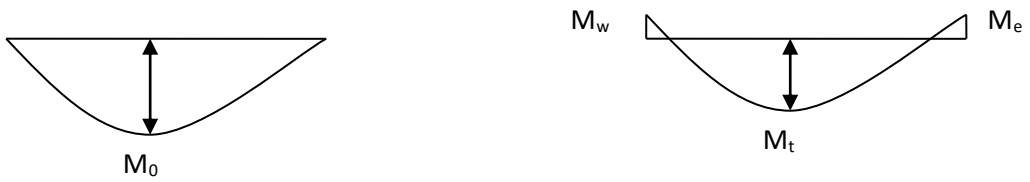


Figure III.1.6 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

❖ Exposé de la méthode:

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour Q=0 $\mapsto \alpha$ =0 et pour Q=2G α =2/3

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

  $$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

  Avec l : longueur de la travée entre nus d'appuis

  q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$ dans le cas d'une travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$ dans le cas d'une travée de rive

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

- Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

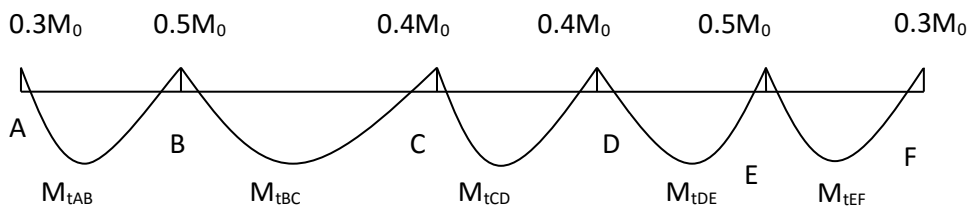


Figure III.1.7 : Diagramme des moments

III.1.4 .Application :

- **Combinaison de charge :**

ELU :qu=9.639 KN/ml

ELS : qs= 6.3 KN/ml

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions f (α) :**

$\frac{5}{5+5.43} = 0.47$ $\qquad$ $1+0.3\,\alpha = 1{,}14 > 1{,}05$

$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0{,}57$ $\qquad$ $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67$ -

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB),(CD) et(EF) :

$$M = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.40^2}{8} = \mathbf{13.92KN.m}$$

Pour les travées (BC), et(DE) :

$$M = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.55^2}{8} = \mathbf{15.18KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$M_A = M_{F=}$ 0,3x13.92=**4.176 KN.m**

$M_B = M_E$=0,5x15.78=**7.59 kN.m**

$M_C = M_{D=}$ 0,4x13.92=**5.56 kN.m**

Moments en travées :

Travée AB $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 13.92 - \dfrac{4.176 + 7.59}{2} = 9.98 kN.m \\ M_t \geq 0.67 \times 13.92 = 9.32 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tAB}}$**=9.98kN.m**

Travée BC $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 15.18 - \dfrac{7.59 + 5.56}{2} = 10.73 kN.m \\ M_t \geq 0.57 \times 15.18 = 8.66 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tBC}}$**=10.73kN.m**

Travée CD $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 15.18 - \dfrac{5.56 + 5.56}{2} = 11.74 kN.m \\ M_t \geq 0.57 \times 15.18 = 8.65 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tCD}}$**=11.74kN.m**

Travée DE $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 15.18 - \dfrac{5.56 + 7.59}{2} = 10.73 kN.m \\ M_t \geq 0.57 \times 15.18 = 8.65 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tDE}}$**=10.73kN.m**

Travée EF $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 13.92 - \dfrac{7.59 + 4.176}{2} = 9.98 kN.m \\ M_t \geq 0.67 \times 13.92 = 9.32 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tEF}}$**=9.98kN.m**

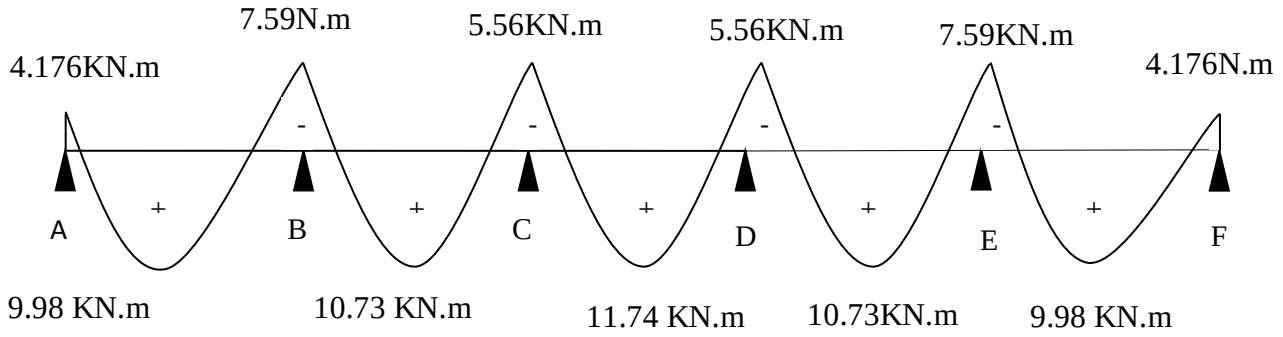


Figure III.1.8: Diagramme des moments d'une poutre continue

- **Calcul des efforts tranchant :**

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

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

-Travée AB :

$$T_a=\frac{9.639\times 3.40}{2}+\frac{-7.59-(-4.176)}{3.40}=15.38kN$$

$$T_b=-\frac{9.639\times 3.40}{2}+\frac{-7.59-(-4.174)}{3.40}=-17.39kN$$

-Travée BC :

$$T_b=\frac{9.639\times 3.55}{2}+\frac{-5.56-(-7.59)}{3.55}=17.68kN$$

$$T_c=-\frac{9.639\times 3.55}{2}+\frac{-5.56-(-7.59)}{3.55}=-16.53kN$$

-Travée CD :

$$T_c=\frac{9.639\times 3.40}{2}+\frac{-5.56-(-5.56)}{3.40}=16.38kN$$

$$T_d = -\frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-5.56-(-5.56)}{3.40} = -16.38kN$$

-Travée DE :

$$T_D = \frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-7.59-(-5.56)}{3.55} = 16.53kN$$

$$T_E = -\frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-7.59-(-5.56)}{3.55} = -17.68kN$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-4.176-(-7.59)}{3.40} = 17.39kN$$

$$T_F = -\frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-4.176-(-7.59)}{3.40} = -15.38kN$$

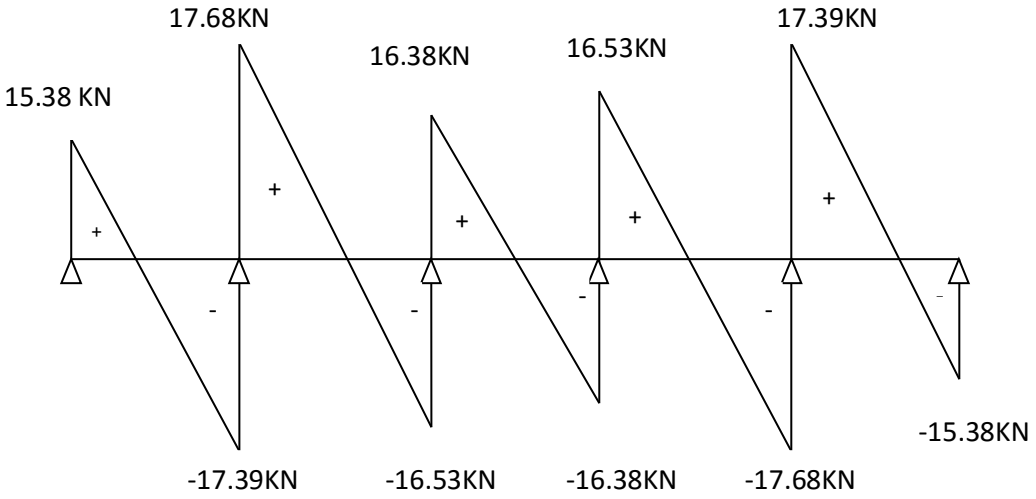


Figure III.1.9: Diagramme des efforts tranchants

2éme cas :

On a une poutre sur trois appuis ; on aura donc :

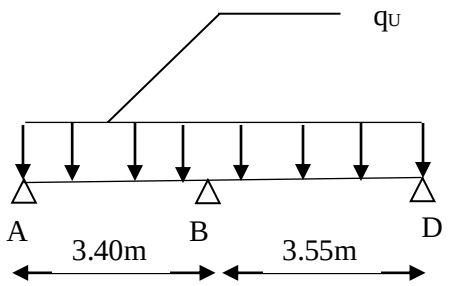


Figure III.1.10: Schéma statique

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ére} condition: $\mathbf{Q \leq min\left(2G\ ;\ 5\ \frac{KN}{ml}\right)}$

$Q = 5\ KN/ml \leq \min(6{,}812\ KN/ml\ ;\ 5\ KN/ml)$=5KN/ml→**Condition vérifiée.**

2^{éme} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées→**Condition vérifiée.**

3^{éme} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable→**Condition vérifiée.**

4^{éme} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre :$\mathbf{0,8} < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1{,}25$

Tableau III.1.2 Rapport des portées successives

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3.40	**0.95**	Condition vérifiée
L_2	3.55		

⟹ la méthode forfaitaire est applicable

⟹ la méthode forfaitaire est applicable

Pour ce cas :

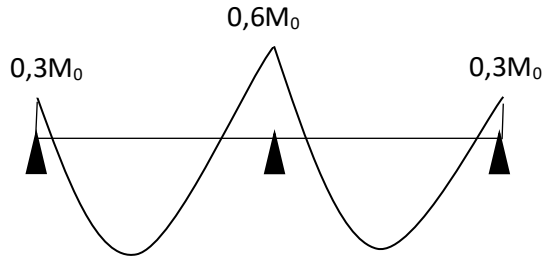


Figure III.1.11: Diagramme des moments d'une poutre continue reposant sur 3 appuis

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions f (α) :**

$\frac{5}{5+5.43} = 0.47$ $\qquad$ $1+0.3\,\alpha = 1{,}14 > 1{,}05$

$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0{,}57$ $\qquad$ $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67$

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.40^2}{8} = 13.92\mathbf{KN.m}$$

Pour les travées (BC) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.55^2}{8} = 15.18\mathbf{KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

M_A= 0,3x13.92=**4.176 KN.m**

M_B=0,6x15.18=**9.10 kN.m**

M_C= 0.3X15.18= **4.55 KN.m**

Moments en travées :

Travée AB $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 13.92 - \frac{4.176+9.10}{2} = 9.23kN.m \\ M_t \geq 0.67 \times 13.92 = 9.32KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tAB}}$**=9.32kN.m**

Travée BC $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 15.18 - \dfrac{9.10 + 4.55}{2} = 10.48 kN.m \\ M_t \geq 0{,}67 \times 15.18 = 10.17 KN.m \end{cases}$

Soit **M_{tBC}=10.48kN.m**

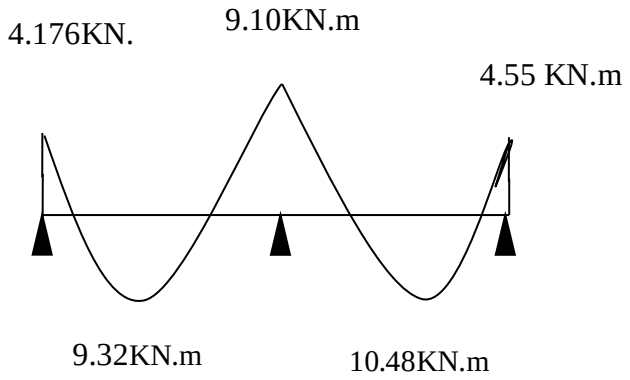


Figure III.1.12: Diagramme des moments fléchissant

- **Calcul des efforts tranchant :**

-Travée AB :

$$T_a = \frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-9.10 - (-4.176)}{3.40} = 14.21 kN$$

$$T_b = -\frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-9.10 - (-4.176)}{3.40} = -17.83 kN$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-4.55 - (-9.10)}{3.55} = 18.39 kN$$

$$T_c = -\frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-4.55 - (-9.10)}{3.55} = -15.82 kN$$

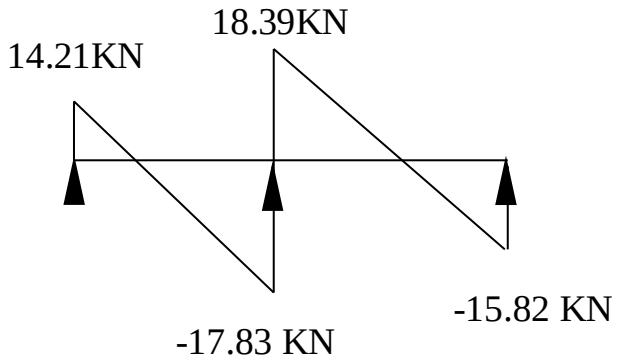


Figure III.1.13: Diagramme des efforts tranchants

3cas :On a une poutre sur quatre appuis :

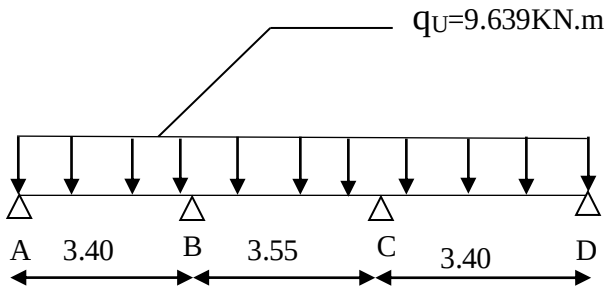


Figure III.1.14: Schéma statique

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ére} condition: $\mathbf{Q \leq min\left(2G\ ;\ 5\ \frac{KN}{ml}\right)}$

$Q = 5\ KN/ml \leq min(6{,}812\ KN/ml\ ;\ 5\ KN/ml)$=5KN/ml→**Condition vérifiée.**

2^{éme} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées→**Condition vérifiée.**

3^{éme} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable→**Condition vérifiée.**

4^{éme} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre :$\mathbf{0,8} < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1{,}25$

Tableau III.1.3 Rapport des portées successives

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3.40	**0.95**	Condition vérifiée
L_2	3.55		
L_2	3.55	**1.04**	Condition vérifiée
L_3	3.40		

⟹ la méthode forfaitaire est applicable

Pour notre cas :

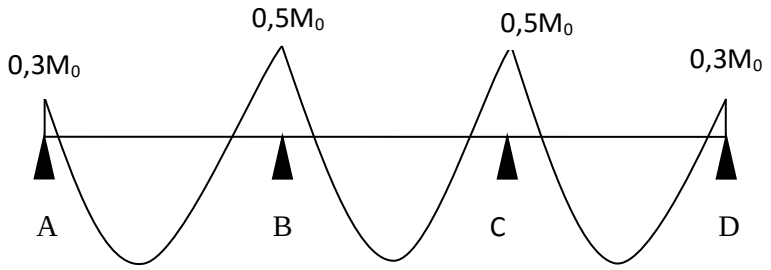


Figure III.1.15 : diagramme des moments d'une poutre continue

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions f (α) :**

$\frac{5}{5+5.43} = 0.47$ $\qquad$ $1+0.3\,\alpha = 1{,}14 > 1{,}05$

$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0{,}57$ $\qquad$ $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67$

-

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (CD)et (EF) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.40^2}{8} = \mathbf{13.92KN.m}$$

Pour les travées (DE) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{9.639x3.55^2}{8} = \mathbf{15.18KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$M_C = M_{F=}$ 0,3x13.92= **4.176KN.m**

$M_D = M_E$=0,5x15.18=**7.59 kN.m**

Moments en travées :

Travée CD $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 13.92 - \dfrac{4.176 + 7.59}{2} = 9.98 kN.m \\ M_t \geq 0.67 \times 13.92 = 9.32 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tCD}}$**=9.98kN.m**

Travée DE $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 15.18 - \dfrac{7.59 + 7.59}{2} = 9.71 kN.m \\ M_t \geq 0{,}57 \times 15.18 = 8.65 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tDE}}$**=9.71kN.m**

Travée EF $\begin{cases} M_t \geq 1{,}14 \times 13.92 - \dfrac{7.59 + 4.176}{2} = 9.98 kN.m \\ M_t \geq 0.67 \times 13.92 = 9.32 KN.m \end{cases}$

Soit $\mathbf{M_{tEF}}$**=9.98kN.m**

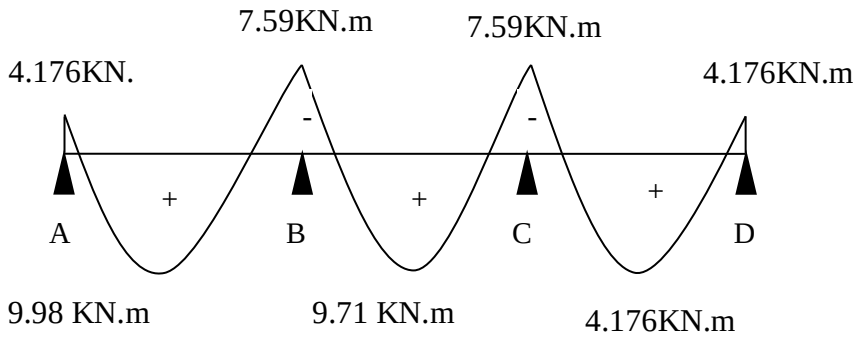


Figure III.1.16 : Diagramme des moments d'une poutre continue

➢ Calcul des efforts tranchant :

-Travée CD :

$$T_a = \frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-7.59-(-4.176)}{3.40} = 15.38kN$$

$$T_b = -\frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-7.59-(-4.176)}{3.40} = -17.39kN$$

-Travée DE :

$$T_b = \frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-7.59-(-7.59)}{3.55} = 17.10kN$$

$$T_c = -\frac{9.639 \times 3.55}{2} + \frac{-7.59-(-7.59)}{3,2} = -17.10kN$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-4.176-(-7.59)}{3.40} = 17.39kN$$

$$T_d = -\frac{9.639 \times 3.40}{2} + \frac{-4.176-(-7.59)}{3.40} = -15.38kN$$

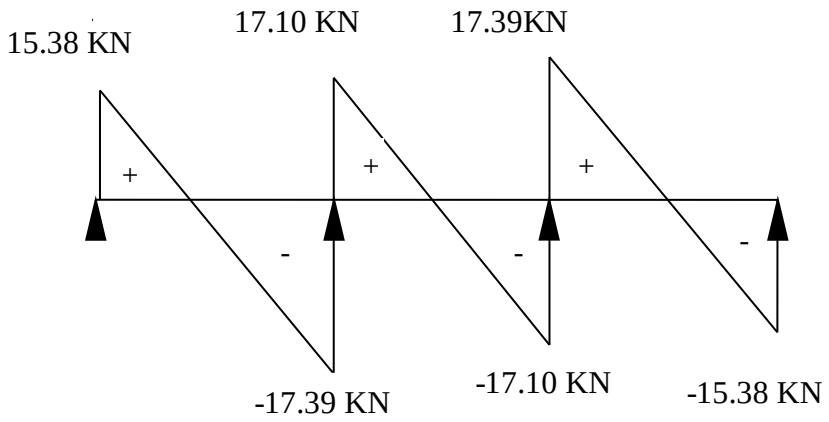


Figure III.1.17: Diagramme des efforts tranchants

III.1.5.Calcul des armatures :

On adoptera le même ferraillage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum

$Mt_{max} = 11.74$ KN.m et $M_{a\ max} = 9.10$ KN.m

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

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

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b_0 = 12cm (largeur de la nervure)

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

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

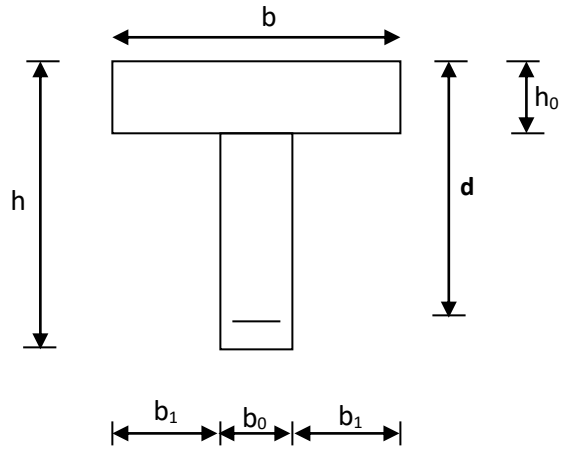


Figure III.1.18: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

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

-moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$M_0 = 0,65\times0,04\times14,2\times10^3(0,18-\frac{0,04}{2}) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_B = 9.10 < M_0 = 59,07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

$\rightarrow$ La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- **Calcul des armatures longitudinales :**
- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{11.74.10^2}{65\times(18)^2\times14{,}2\times10^{-1}} = 0{,}039 < 0{,}392 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$\mu = 0{,}039 \rightarrow \beta = 0{,}9805$

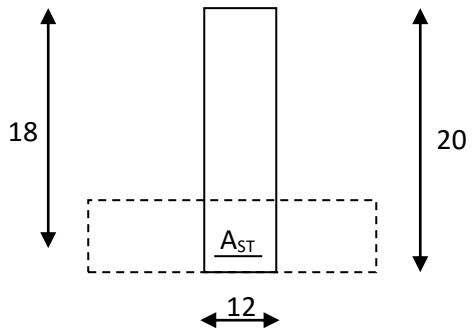
-Les armatures nécessaires (traction) :

$$\text{Ast} = \frac{M_t}{\beta.d.f_{su}} = \frac{11.74\times10^2}{0{,}9805\times18\times348\times10^{-1}} = 1.91\ \text{cm}^2$$

On adopteAst = 6HA8 = 2.26cm^2

- **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension b_0 x h



b_0 = 12cm, c = 2cm, h = 20cm, d= 18cm

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d'^2.f_{bu}} = \frac{9.10.10^2}{12\times(18)^2\times14{,}2\times10^{-1}} = 0{,}164$$

$\mu = 0.164 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0\text{cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$\mu = 0{,}164 \rightarrow \beta = 0{,}967$

$$\text{Ast} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d'.f_{su}} = \frac{9.10\times10^2}{0{,}967\times18\times348\times10^{-1}} = 1{,}50\text{cm}^2$$

Soit Ast = 6HA8 = 2.26cm^2

III.1.6.Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale(BAEL 91/Art B.4.2.1) :

1.**Calcul de la section minimale :**

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{min} = 0{,}23bd\frac{ft28}{fe}$

- **En travée :**

$$A_{st}^{min} = \frac{0{,}23 \times 65 \times 18 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{1{,}41cm^2}.$$

$\mathbf{A_{st}^{min} = 1{,}41cm^2 < A_{ad} = 2.26cm^2}$ ⟹**Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = \mathbf{0{,}26\ cm^2}.$$

$\mathbf{A_{st}^{min} = 0{,}26 < A_{ad} = 2.26\ cm^2}$ ⟹ **Condition vérifiée.**

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que: $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$

Avec :$\boldsymbol{T_{max} = 18.39\ KN}$.

$$\begin{cases} \overline{\tau_u} = min\left(0{,}20\ \frac{f_{c28}}{\gamma b}\ ;5\ MPa\right) = min(3{,}33\ MPa\ ;\ 5\ MPa) = \mathbf{3{,}33\ MPa}. \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{18.39 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.85MPa}. \end{cases}$$

✓ $\boldsymbol{\tau_u = 0{,}64\ MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa}$ ⟹**Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.**

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

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \overline{f}_{t28}}$

AN: $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s\, f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

Avec: Ψs : Coefficient de scellement

$$\Psi_s \begin{cases} 1.5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_u}{0{,}9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètres utiles de barres.

AN:

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3{,}14 \times 8 = \mathbf{150.72}\ \boldsymbol{mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{18.39 \times 10^3}{0.9 \times 150.72 \times 180} = \mathbf{0.75}\boldsymbol{MPa}.$$

✓ $\boldsymbol{\tau_{se} = 0.75 MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa}$ **→Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3{,}14 \times 8 = \mathbf{150.72}\ \boldsymbol{mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{18.39 \times 10^3}{0.9 \times 150.72 \times 180} = \mathbf{0.75}\boldsymbol{MPa}.$$

✓ $\boldsymbol{\tau_{se} = 0.75\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15\ MPa}$ **→Condition vérifiée.**

Donc Il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

-$S_t \leq min(0{,}9d\ ; 40\ cm) = min(16{,}2\ cm\ ;\ 40\ cm)$=16,2 cm

✓ $\boldsymbol{soit: S_t = 16\ cm}$

e) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

On :al$_s$=$\frac{\emptyset fe}{4\,\tau su}$

Avec:$\tau_{su} = 0{,}6\ \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2{,}835\ MPa}$

AN:$l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2{,}835} = \mathbf{35{,}27\ cm}$

-La langueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 $l_s$pour les aciers HA

$l_{ad} = 0{,}4\ L_s = 0{,}4 \times 35{,}27 = \mathbf{14{,}11cm}$

- ✓ **on prend $\boldsymbol{ls = 15cm}$**

f) Influence de l'effort tranchant :

- **Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $\boldsymbol{Ast \geq Amin = \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0{,}9d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}}$

$Amin = \left(18.39 - \frac{9.10}{0{,}9 \times 0{,}18}\right) \times \frac{1{,}15}{400} = \mathbf{-\ 0.10\ cm^2}$

- ✓ $\boldsymbol{A_{st} = 2.26cm^2 > A = -0{,}07cm^2}$→**Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.**

- **Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\frac{2\,T_{max}}{0{,}9\,b_0 d} \leq \frac{0{,}8\,f_{c28}}{\gamma_b}}$

Avec :

$$T \leq \frac{0{,}8\ \times\ 0{,}9}{2}\frac{f_{c28}b_0\,d}{\gamma_b} = 0.36\ \frac{f_{c28}b_0 d}{\gamma_b} = \frac{\mathbf{0.36 \times 25 \times 12 \times 18}}{\mathbf{1{,}5}}10^{-1} =\ 1296KN.$$

- ✓ $\boldsymbol{T_{max} = 18.39\ KN < T = 1296\ KN}$ → **Condition vérifiée.**

III.1.7 .Vérification à l'ELS :

- **Combinaison des charges:**

q_s= G + Q = 3.529+3.25)=**6.779 KN/ml**

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

On a q_u =9.639KN/ml $\Rightarrow \frac{qs}{qu} = \frac{6.779}{9.639} = 0.70$

$$\mathbf{M_{t\,s}^{max}} = M_{t\,u}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 11.74 \times 0.70 = \mathbf{8.21\ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{ap\,s}^{max}} = M_{ap\,u}^{max} \times \frac{q_s}{q_u} = 9.10 \times 0.70 = \mathbf{6.37KN.m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s . k$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est As = $6\phi_8$ = 2.26cm^2

$$\rho_1 = \frac{100.A_S}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow \alpha_1 = 0.426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.426}{15(1-0,426)} = 0.049$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{8.21 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 235.22 \text{ MPa} < 348\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{OK}$$

σ_{bc} = 0,049×235.22 = 11.52 < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa…….condition vérifiée

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis

est As = $6\phi_8$ = 2.26cm^2

$$\rho_1 = \frac{100.A_S}{b_0.d} = \frac{100\times 2.26}{12\times 18} = 1.04 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow \alpha_1 = 0.426$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.426}{15(1-0,426)} = 0.049$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_{1.}d.A_s} = \frac{6.37\times 10^6}{0,858\times 180\times 226} = 182.50 \text{ MPa} < 348\text{MPa}\ldots\ldots\ldots\ldots\text{OK}$$

σ_{bc} = 0,049×182.50 = 8.94 < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15MPa…….condition vérifiée

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c/ Etat limite de déformation :

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 de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

L = 320cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \ldots\ldots\ldots (\mathbf{1}) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mts}{15\ M_{0s}} \ldots\ldots\ldots (\mathbf{2}) \\ \frac{Ast}{b0.\,d} \leq \frac{4,2}{f_e} \ldots\ldots\ldots\ldots (\mathbf{3}) \end{cases}$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{355} = 0{,}056 > \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0{,}056 > \frac{Mst}{15\ Mos} = \frac{8.21}{15\ \times 11.47} = 0{,}047 \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

$$\frac{Ast}{b0.\,d} = \frac{226}{12 \times 18} = 0{,}01 = \frac{4{,}2}{fe} = 0{,}01 \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}.$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.8.Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le, ferraillage des planchers en corps creux celui adopté précédemment.

Introduction:

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

III.2:Calcul de l'Acrotère

III.2.1:Définition

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferraillage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q =1 KN» appelée poussée de la main courant, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.2.2.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.3.Dimensionnement

-Hauteur=60cm.
-Epaisseur=10cm
-La surface = 0,067 m²
-L'enrobage=3 cm

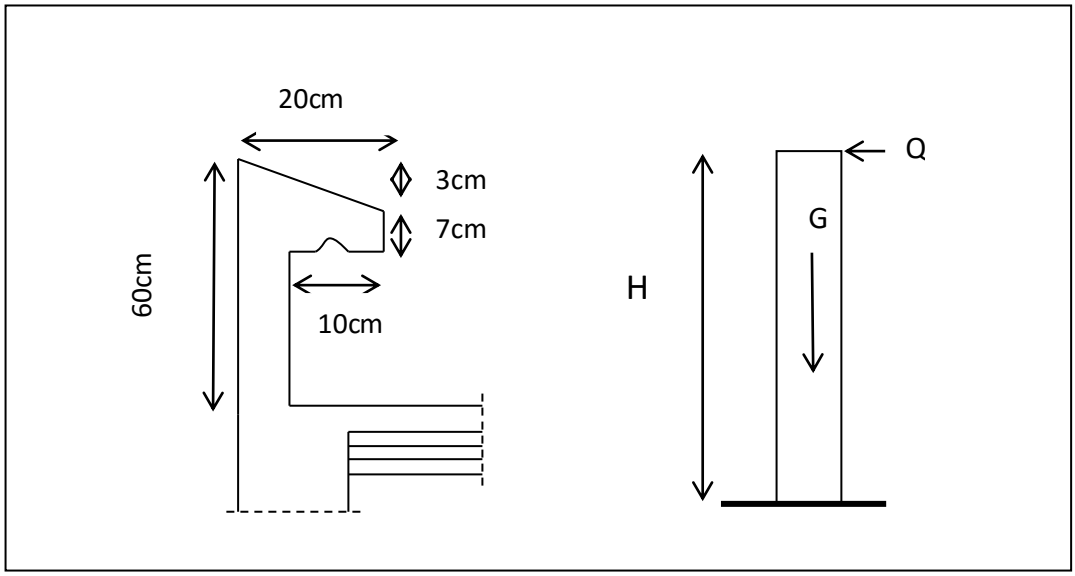


Fig.III.2.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.2.4.Calcul des efforts internes

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schémas ,vont nous permis de déterminer la charges permanente correspondantes :

G = ρ×S

Avec:

ρ: Masse volumique du béton (25KN/m³)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m²)

$G = 25[\ (0.57x0.1)+(0.1x0.07)+(0.03x\frac{0.2}{2})\ = 1.675$ KN /ml

- **G = 1.675 KN/ml**

On a la charge d'exploitation de l'acrotère déjà déterminer dans le chapitre précédent égale à :

- **Q=1 KN/ml**

-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

M_Q = Q x H = 1x0, 60x1ml = 0,60KN.m

-Effort tranchant :

T = Qx1ml = 1 KN

-Effort normal du au poids propre G :

N = Gx1ml = 1.675 KN

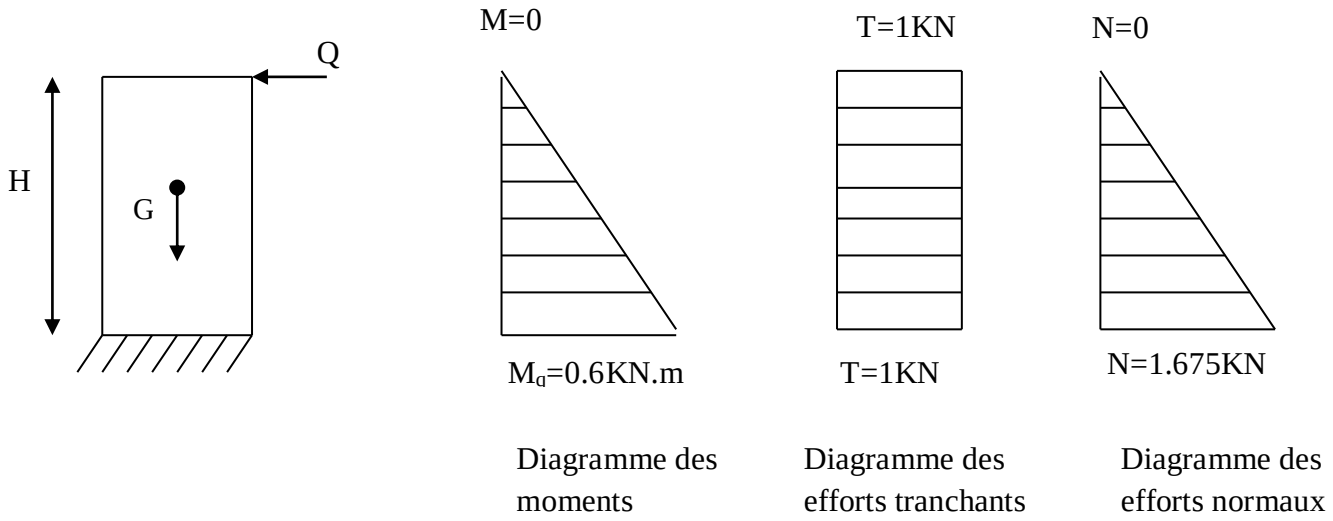


Figure III.2.2: Diagramme des efforts internes

III.2.5.Combinaison des charges

- **A l'ELU :q_u=1,35G+1,5 Q**

-L'effort normal: Nu = 1,35G = 1,35 x1.675 =**2.26 KN**

-l'effort tranchant: T_U= 1,5 x Q = 1,5 x1=**1,5 KN**

-Moment de flexion :Mu = 1,5 M_Q = 1,5x0,60**= 0,90KNm**

➢ **A l'ELS: q_u=G+Q**

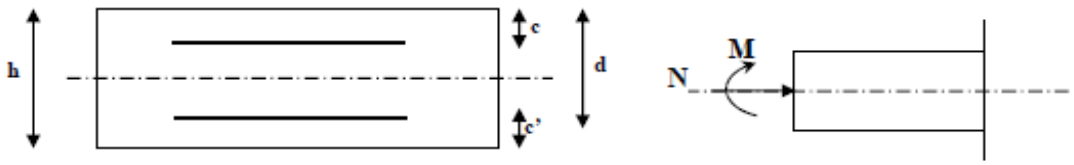
-L'effort normal: Ns = G = **1.675KN**

-l'effort tranchant: TS = Q = **1 KN**

-Moment de flexion : Ms = M_Q = **0.60KN.m**

III.2.6 : Ferraillage de l'acrotère

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Avec:

h : épaisseur de la section,

c et c' :l'enrobage,

d = h – c : hauteur utile,

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

➢ **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.26}$ =0.39 m = **39 cm**.

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3$ = **2cm** $\Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➢ **Calcul en flexion simple :**

Moment fictif :3E

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.26 \times (0,39 + 0,05 - 0,03) = 0.92 KN.m$$

Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{0.926 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (70)^2} = 0,013 \langle \mu_1 = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

Armatures fictives:

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{0.926 \times 10^6}{348 \times 70 \times 0,9935} \approx 0.38 cm^2$$

- **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.38 - \frac{2.26\times10^3}{348\times10^2} = 0.31cm^2$$

III.2.7.Vérification l'ELU

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

On doit vérifier que :

$$A_{min}=0,23x\ b\ x\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}\left[\frac{es-0,455d}{es-0,185d}\right]$$

$$e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.60}{1.675} = 0.35\ m = \mathbf{35\ cm}.$$

$$A_{min}=0,23\ x\ 100\ x\ 7\ x\ \frac{2,1}{400}\left[\frac{35-0,455\times7}{35-0,455\times7}\right] = \mathbf{0,80\ cm^2}$$

A_{min} = 0,80 cm² >$A_{calculé}$ = 0.33 cm²

Conclusion :

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

$A=A_{min}$= 0,80 cm²/ml

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** =2.515cm²,

avec un espacement S_t =20cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.515}{4} = 0,628\ cm^2$$

On prend **4HA8/ml** =2.012 cm² espacées de 25 cm

2-Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0,15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right\}$$ Fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{\ 2,5MPa\ ;\ 4MPa\ \right\} \Rightarrow \left(\overline{\tau} = 2,5MPa\right)$$

On a : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$; $T_u = 1,5KN.$

$$\tau_u = \frac{1,5\times10^3}{1000\times70} = 0,021MPa$$

$\longrightarrow$ Condition vérifié

III.2.8. Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes :

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

1.A: Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_s} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_s}} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e \ ; \ \max\left(0{,}5 f_e ; \ 110\sqrt{\eta . \ f_{t28}}\right) \right\}$

Avec: ŋ : coefficient de fissuration {ŋ=1.6 H.A ; ŋ=1 r.l}

Dans notre cas : η = 1.6.

$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}} = \min\left\{ \left[\frac{2}{3} \text{ x } 400 \text{ ; Max } [0{,}5 \text{ x}400 \text{ ; } 110\ (1{,}6 \text{ x } 2{,}1)^{1/2}] \right\} = \min\ \{266{,}6 \text{ ;max } (200;201.63)\}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$=**201.63**

$$\sigma_S = \frac{Ms}{\beta 1 \times d \times As}$$

Valeur de β_1 : $\rho = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 7} = 0{,}287.$

$\rho = 0{,}287 \rightarrow \beta_1 = 0{,}915$ →k_1=43,82 $\sigma_S = \frac{0{,}65 \times 10^3}{0{,}915 \times 7 \times 2{,}01} = 50{,}49\ [MPa].$

$\sigma_S = 50{,}49 [MPa] \langle \overline{\sigma_S} = 201{,}64\ [MPa]$ ⟶ Condition vérifié

1-B-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que:$\boldsymbol{\sigma_b} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{b}} = \mathbf{0{,}6 f_{c28}}$= 0.6 × fc28= 0.6×25 = 15MPa

$\boldsymbol{\sigma_b} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{50{,}49}{53{,}96} = 0{,}936 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ ⟶ Condition vérifié

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

On doit vérifier que :$\boldsymbol{\tau_{se}} \leq \boldsymbol{\tau_{se}} = \boldsymbol{\Psi_s\ f_{t28}}$

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28.}$=1,5×2,1=**3,15 MPa**

Avec: $\begin{cases} \Psi s : \text{Coefficient de scellement} \\ \Psi_s = 1.5 \quad \text{pour la Haute adhérence/ } \Psi_s = 1 \quad \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i}$ $\sum$ **U_i :** somme des périmètres utiles des barres.

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 MPa$

$\tau_{se} = 0.165\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ⟶ Condition vérifié

Donc Il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

On a $l_s = 40\ \Phi$ pour FeE400

$l_s = 50\ \Phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 → $l_s = 35\ \Phi = 35 \times 0,8 = 28$ cm

4. Espacement des barres :

- Armature principale : St≤ min (3h, 33cm)=30 cm

on prend : St=20 cm < 30 cm → **condition vérifier**

- Armature de répartition : St ≤min (4h ,45cm)=40cm

on prend : St=25cm < 40 cm → **condition vérifier**

$\tau_u = 0,021 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50 MPa$

Conclusion :

Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s\ f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28.} = 1,5 \times 2,1 =$ **3,15 MPa**

Avec: $\begin{cases} \Psi s : \text{Coefficient de scellement} \\ \Psi_s = 1.5 \quad \text{pour la Haute adhérence} \ / \ = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i}$ $\sum$ **U_i :** somme des périmètres utiles des barres.

$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 MPa$

$\tau_{se} = 0.165\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ⟶ Condition vérifié

Donc Il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

On al_s= 40 Φ pour FeE400

l_s = 50 Φ pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 → l_s = 40 Φ = 40 × 0,8=32 cm

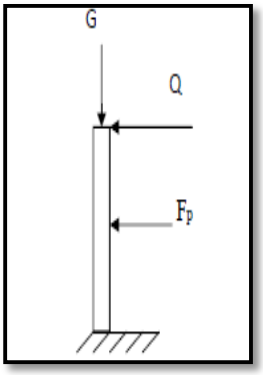
7. Espacement des barres :

- Armature principale : St≤ min (3h, 33cm)=30 cm

on prend : St=20 cm < 30 cm → **condition vérifier**

- Armature de répartition : St ≤min (4h ,45cm)=40cm

on prend : St=25cm < 40 cm → **condition vérifier**



III.2.9.Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

On doit vérifier que:$\mathbf{F_p \leq Q}$

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

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a : A= 0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

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

Dans notre cas (élément en console) : Cp = 0.8

- W_p : Poids de l'acrotère =1,87 KN/ml

AN:Fp = 4×0.15×0.8×1.675 = 0,804 [kN/ml].

Fp= 0.804kN/ml < Q = 1 kN/ml → La condition est vérifiée.

Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force Fp.

III.2.10.conclusion

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- **Armatures principales : 4HA8 avec un espacement St = 25cm.**
- **Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement St = 25cm**

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Introduction

- Un escalier est un ouvrage constitue d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permet de passer d'un niveau à un autre. (Notre bâtiment comporte des escaliers à trois volées contenues avec paliers intermédiaires. En béton armé coulé sur place).

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

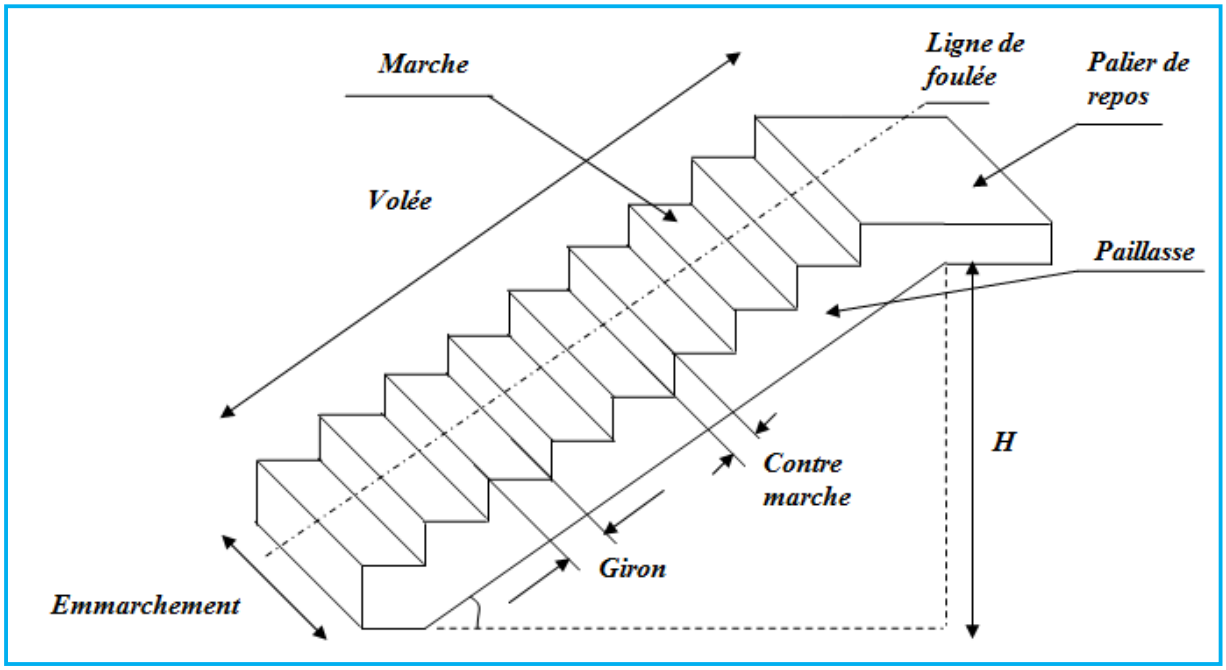


Figure III.3.1 Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche :** Est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- **La contre marche :** Est la partie verticales entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

- **La hauteur de la marche h :** Est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes h = 14 à 17 cm, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage de service ou privé.

- **Le giron :** Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28[cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :2h + g = 59 à 66.

- **Une volée :** Est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier :** Est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- **L'emmarchement :** Représente la largeur de la marche.

  - n : nombre de contre marches.
  - m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, de type « escalier droit », réalisé en béton armé coulé sur place.

III.3.2. Calcul de l'escalier pour les étages courants

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL
g+2h = 64cm
Avec :
h : Hauteur de la contre marche.
g : Giron.
Nous allons étudier deux paillasses comme représenté dans les schémas suivants

Volée 1 et 3:

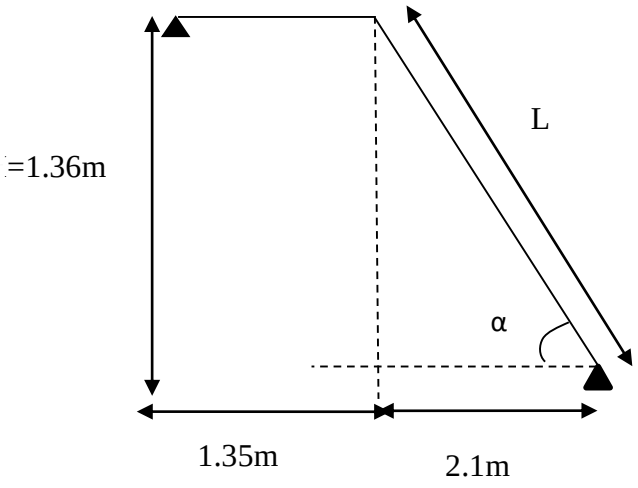


Figure III.3.2 : Schéma du 1er type d'escalier

volée 2 :

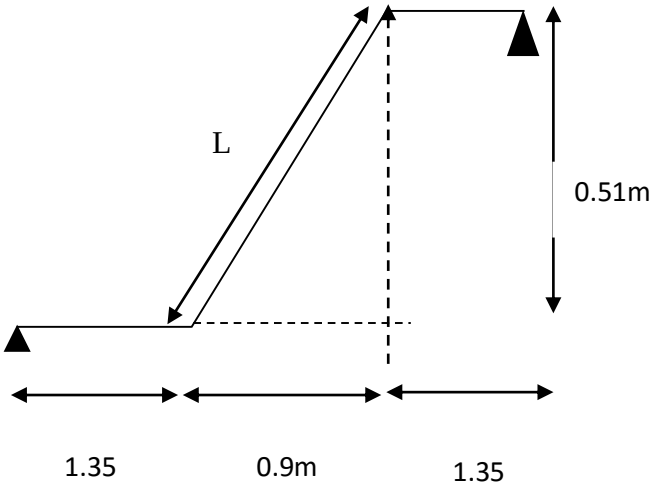


Figure III.3.3 : Schéma du 2éme type d'escalier

- **les volées 1 et 3 :**

a..Hauteur de la contre marche

$14cm \leq h \leq 17cm$ on prend : h = 17cm
$26cm \leq g \leq 30cm$ on prend : g = 30cm

b. Détermination du nombre de contremarches (n)

$$n=\frac{H}{h} \Longrightarrow n=\frac{136}{17}=8$$

n=7 contre marches

D'où le nombre de marches est **m=n-1=** 8-1 =7

c.Longueur réelle de la paillasse

L=m x g
L=7x30=210 cm

$$tg\alpha=\frac{H}{L}=\frac{136}{210}=0.0.64 \Rightarrow \alpha=32.92°$$

$$L_0=\frac{L}{\cos\alpha}+L_2=\frac{2.10}{\cos 32.92}=250cm$$

$$L_0=2.5m$$

d.épaisseur de la paillasse

(ep) est donnée par la relation suivante :

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

$$\frac{250}{30} \leq ep \leq \frac{250}{20} \Rightarrow 8.33 \leq ep \leq 12.5cm$$

On prend **ep = 15cm**

- **La volée 2 :**

a. Hauteur de la contre marche

$14cm \leq h \leq 17cm$ on prend : h = 17cm
$26cm \leq g \leq 30cm$ on prend : g = 30cm

b. Détermination du nombre de contremarches (n) :

$$n=\frac{H}{h} \Longrightarrow n=\frac{51}{17}=3$$

n=7 contre marches

D'où le nombre de marches est **m=n-1=** 3-1 =2

c.Longueur réelle de la paillasse

L=m x g

L=2x30=60 cm

$$tg\alpha=\frac{H}{L}=\frac{51}{60}=0.85 \Rightarrow \alpha=40.36°$$

$$L_0=\frac{L}{\cos\alpha}=\frac{60}{\cos 32.92}=79cm$$

$$L_0=0.79m$$

d.épaisseur de la paillasse

(ep) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \le ep \le \frac{L_0}{20}$$

$$\frac{79}{30} \le ep \le \frac{79}{20} \Rightarrow 2.63 \le ep \le 3.95cm$$

On prend **ep = 15cm**

Conclusion :

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

H=306cm ; h=17cm ; $n=\frac{H}{h} \Longrightarrow n=\frac{306}{17}=18$

donc : n=18 contre marches

Les 18 marches seront réparties de la manière suivante :

I. **Volée 1 et 3 :** n= 8 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 7 marches.
II. **Volée 2 :** n= 3 contre marches ; **Donc** : m=n-1 = 2 marches.

III.3.3. Détermination des charges de calcul

Le calcul s'effectuera, en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal. On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

- **charges permanentes**
  - **La volée**

Tableau III.3.1 charge permanente de la volée

Élément	Épaisseur X 1ml (m^2)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1\times 0,17}{\cos\alpha}$	25	5.31
Poids propre des marches	$\frac{1\times 0,17}{2}$	25	2.125
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
Mortier de pose	0,02	22	0.44
lit de sable	0,02	18	0.36
Enduit de plâtre	0,02	10	0.2
Poids propre du garde corps	/	/	0.2
			G_1 = 9.035 KN/m

- **Le palier**

Tableau III.3.2 charges permanentes du palier

Élément	Poids (KN/ml)
Poids propre du palier	3.75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.40
	G_2 = 5.15 KN/m

- **Surcharge d'exploitation**

Surcharge d'exploitation D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la surcharge d'exploitation pour un escalier est de **: Q= 2,5 kN/ml.**

- **Combinaisons de charges**

ELU : $q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

La volée : $q_{1u} = (1{,}35 \times 9.035 + 1.5 \times 2.5) = 15.95 KN/m$

Le palier : $q_{2u} = (1{,}35 \times 5.15 + 1{,}5 \times 2.5) = 10.70 KN/m$

ELS : $q_S = G + Q$

La volée: $q_{1S} = (9.035 + 2.5) = 11.53 KN/m$

Le palier : $q_{2S} = (5.15 + 2.5) = 7.65 KN/m$

III.3.4. Calcul à l'ELU

$Qu_{volée}$=15.95 kN/ml
qu_{palier} = 10.70 kN/ml

- **Etude de volés 1 et3**

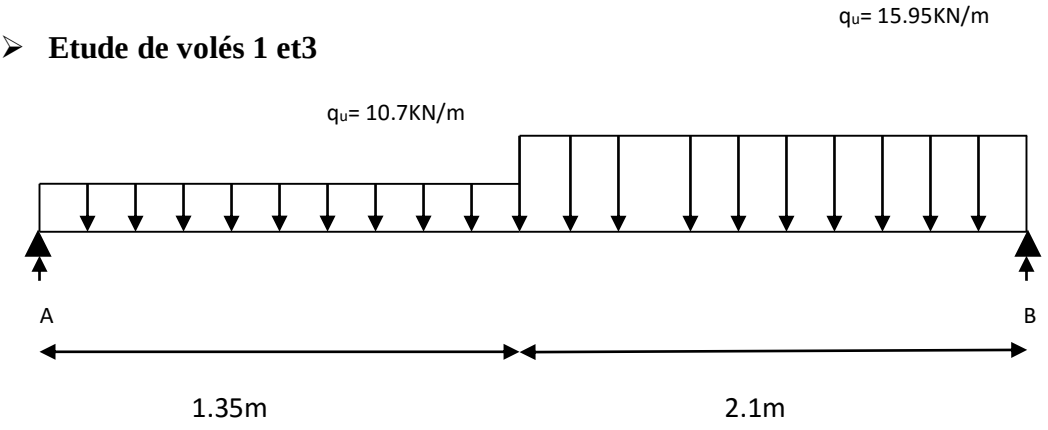


Figure III. 3.4 Schéma statique de calcul de volés 1 et 3 a l'ELU

Détermination des réactions d'appuis

. Σ F/y= 0 ⇒ $R_A + R_B$= 10.70 (1.35) + 15.95 (2.1) ⇒$R_A + R_B$= 47.94 kN.
. Σ $M/_A$= 0 ⇒3.45.R_B- [15.95x2.1x2.4 + 10.7x1.35x0.675]=0 ⇒ **R_B= 26.13 kN**

D'où :

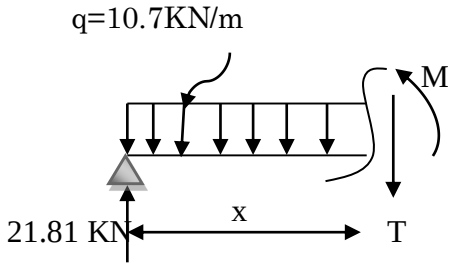
R_A= 47.94 – 26.13=21.81 kN.

. Finalement :

R_A= 21.81kN.
R_B= 26.13 kN.

Détermination des efforts internes :

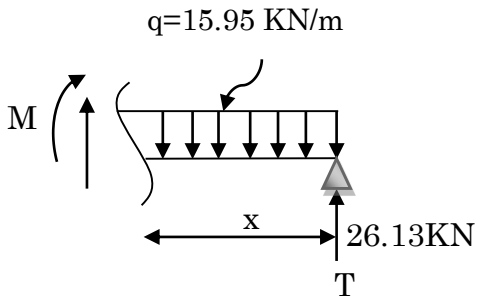
- **1er tronçon : 0 ≤ X ≤ 1.35 m**



Ty= -10.7.**x** + 21.81 **Pour** { x =0 ⟹ T(0) =21.81KN ; x = 1.35 m ⟹ T(1.35) =7.36KN }

Mz= -10.7$\mathbf{x}^2$/2 +21.81**x** **Pour** { x= 0 ⟹ Mz= 0 kN.m. ; x= 1.35 ⟹ Mz= 19.7 kN.m. }

- **2emetronçon : 0m ≤ X ≤ 2.1m**



Ty= 15.95.x – 26.13 **Pour** { x =0 ⟹ T(0) =-26.13KN ; x = 2.1m ⟹ T(2.1) = 7.36KN }

. Mz= -15.95$\mathbf{x}^2$/2+ 26.13.**x.** **Pour** { x= 0 ⟹ Mz= 0 kN.m ; x= 2.1m ⟹ Mz =19.7 kN.m. }

Calcul du moment maximal Mzmax

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

Ty= 15.95.x – 26.13= 0 **⇒x=1.64m**

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

. Mz= -15.95$\frac{x^2}{2}$+ 26.13.x :

Mzmax= 21.40 KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : Mt= 0.85Mzmax= 18.19 kN.m.

Aux appuis : Ma= -0.3Mzmax= - 6.42 kN.m.

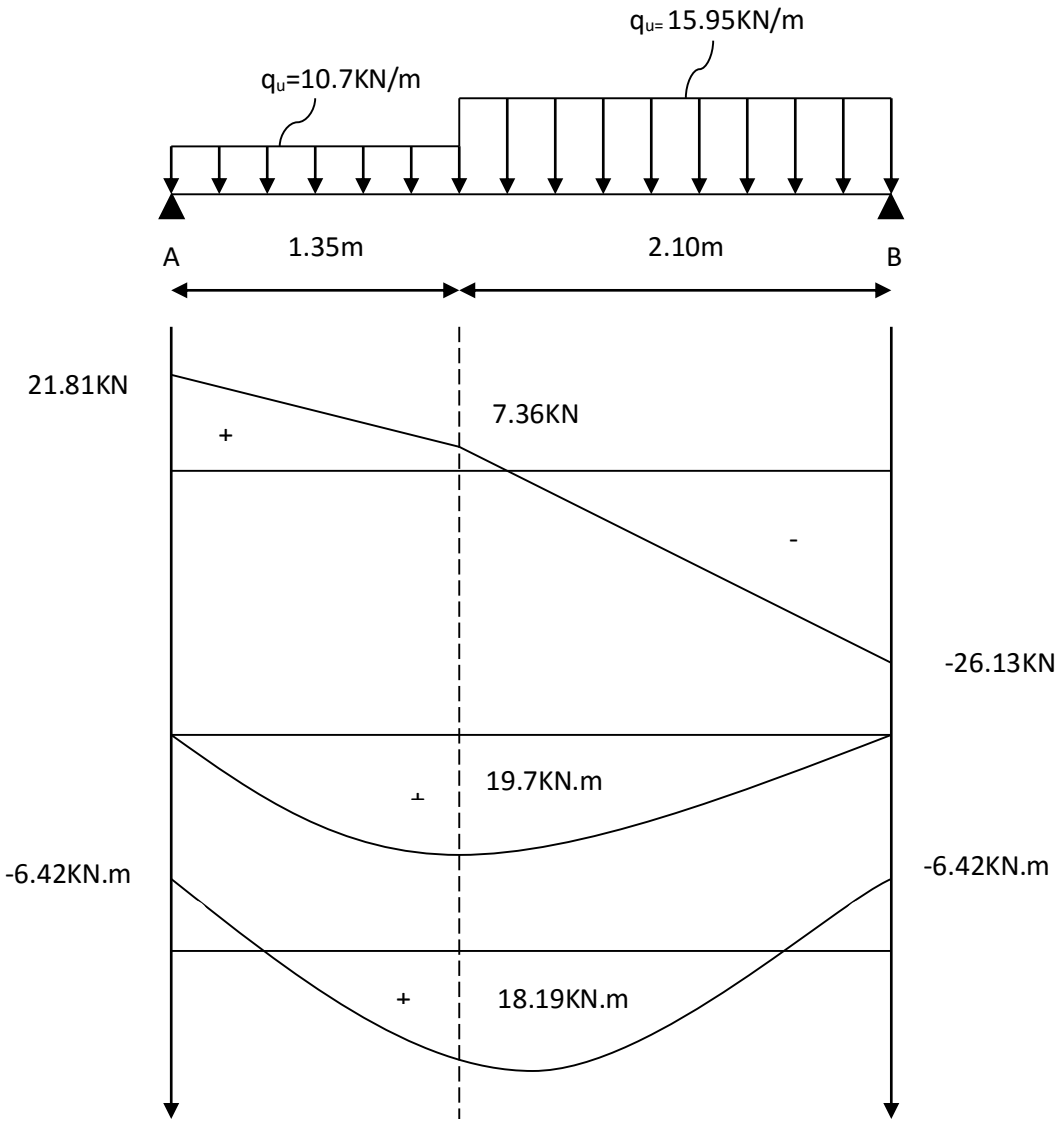
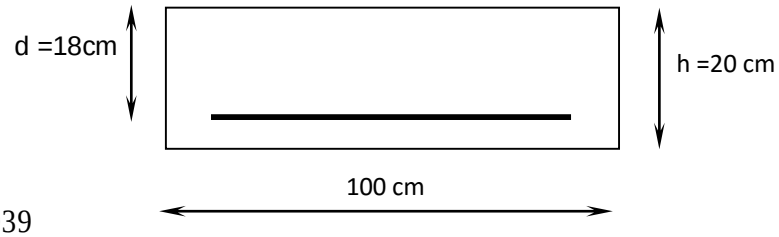


Figure III. 3.5 Diagramme des efforts internes des volés 1 et 3 a l'ELU

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur de (1m).

- **En travée :**



$$\mu = \frac{M^{\max}{}_t}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{18.19\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0{,}031 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0{,}039 \rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A = \frac{M^t{}_{\max}}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.19\times10^6}{0.9805\times180\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 2.96cm^2$$

Soit : A adoptée**= 5HA 10**= 3.92 cm². Avec un espacement **: St= 20 cm.**

Armatures de répartition :

Selon l'article**(A.8.2,41 du BAEL 99)** , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 0.98 cm²**. Soit : 4HA 8= 2.01 cm².**

Avec un espacement : St= 25 cm

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{6.42\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.013$$

$$\mu = 0{,}011 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0{,}013 \rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A = \frac{M_a}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.42\times10^6}{0{,}9935\times180\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 1.03cm^2$$

Soit : **Aadoptée= 5HA 10= 3.92cm²** avec un espacement : St= 20 cm.

Armatures de répartition

Ar= 1/4 Aadoptée = 0.63 cm². **Soit : 4HA 8= 3.14 cm².** avec un espacement : St= 25 cm.

- **Etude de volé 2 :**

2

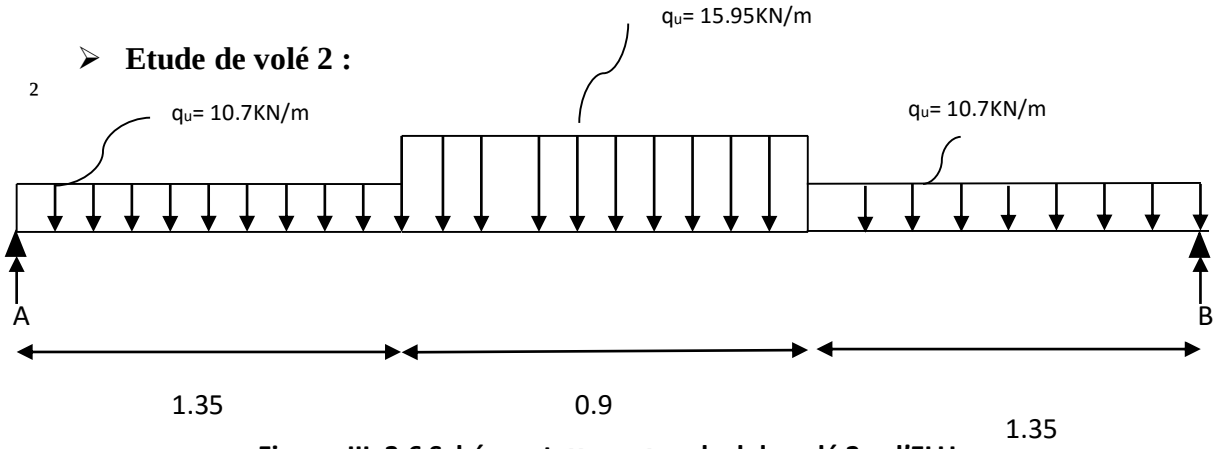


Figure III. 3.6 Schéma statique de calcul de volé 2 a l'ELU

Détermination des réactions d'appuis

Σ F/y= 0 ⇒ $R_A + R_B$= 10.70 (1.35) + 15.95 (0.9)+(10.7x1.35) ⇒$R_A + R_B$= 43.2 kN.
Σ M/$_A$= 0 ⇒3.6.R_B- [15.95x0.9x1.8 + 10.7x1.35x0.675+10.7x1.35x2.92]=0 ⇒ **R_B= 21.6 kN**

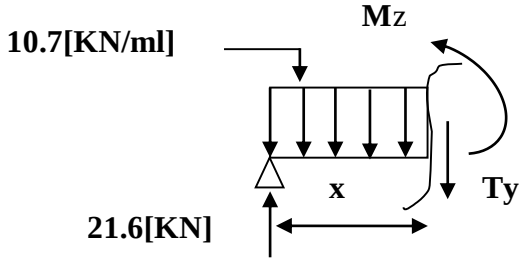
D'où :

R_A= 43.2 – 21.6=21.6 kN.

. Finalement :

R_A= 21.6kN.
R_B= 21.6kN.

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**
  - **1er tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) + 10.7x - 21.6 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -10.7x + 21.6}$

Pour x=0 [m] ⟶ **Ty(0)=21.6 [KN]**

Pour x=1,35[m] ⟶ **Ty(1,35)=7.15 [KN]**

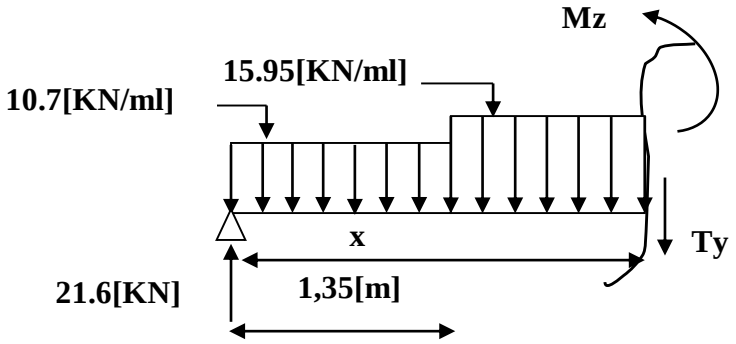
❖ $\mathbf{Mz(x) + 10.7\frac{x^2}{2} - 21.6x = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = -10.7\frac{x^2}{2} + 21.6X}$

Pour x=0 [m] ⟶ **Mz(0) = 0 [KN.m]**

Pour x=1,35[m] ⟶ **Mz(1,35) = 19.4 [KN.m]**

  - **2eme tronçon $1,35[m] \leq x \leq 2.25[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) + 10.7 \times 1,35 + 15.95 \times (x - 1,35) - 21.6 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -15.95x + 28.68}$

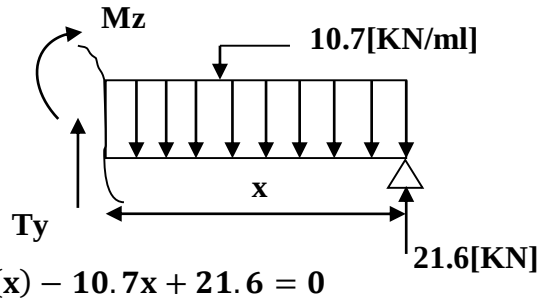
$$\begin{cases} \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(1,35)=7.15 [KN]} \\ \text{Pour x=2.25[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(2.25)= -7.15 [KN]} \end{cases}$$

❖ $\mathbf{Mz(x) + 10.7 \times (1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 15.95 \times (x - 1,35) \times \left(\frac{x-1,35}{2}\right) - 21.6x = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = -7.97x^2 + 28.69x - 4.76}$

$$\begin{cases} \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(1,35) = 19.4 [KN.m]} \\ \text{Pour x=2.25[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(2.25) = 19.4 [KN.m]} \end{cases}$$

➢ **3eme tronçon $0 \leq x \leq 1.35[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) - 10.7x + 21.6 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = 10.7x - 21.6}$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{Ty(0) = } \mathbf{-21.6} \textbf{ [KN]} \\ \text{Pour x=1.35 [m]} \longrightarrow \textbf{Ty(1.35) = -7.15 [KN]} \end{cases}$$

❖ $\boldsymbol{Mz(x) - 21.6x + \frac{10.7}{2}x^2 = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = 21.6x - \frac{10.7}{2}x^2}$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{M(0) = 0[KN.m]} \\ \text{Pour x=1.35 [m]} \longrightarrow \textbf{M(1.35) =} \mathbf{19.4} \textbf{ [KN.m]} \end{cases}$$

Le moment $\mathbf{Mz(x)}$ est maximal pour $\mathbf{Ty(x) = 0}$

$Ty(x) = 28.68 - 15.95x = 0 \longrightarrow \quad x = \frac{28.68}{15.95} = \mathbf{1.8[m]}$

$Mz(x) = -7.97x^2 + 28.69x - 4.76$

$Mz(x) = \mathbf{21.06\ [KN.m]}$

$\mathbf{M_Z^{max} = 21.06[KN.m]}$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de 0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

Ma = 0,3 x 21.06 = **6.32 [KN.m]**

En travée :

Mt = 0,85 x 21.06 = **17.9[KN.m]**

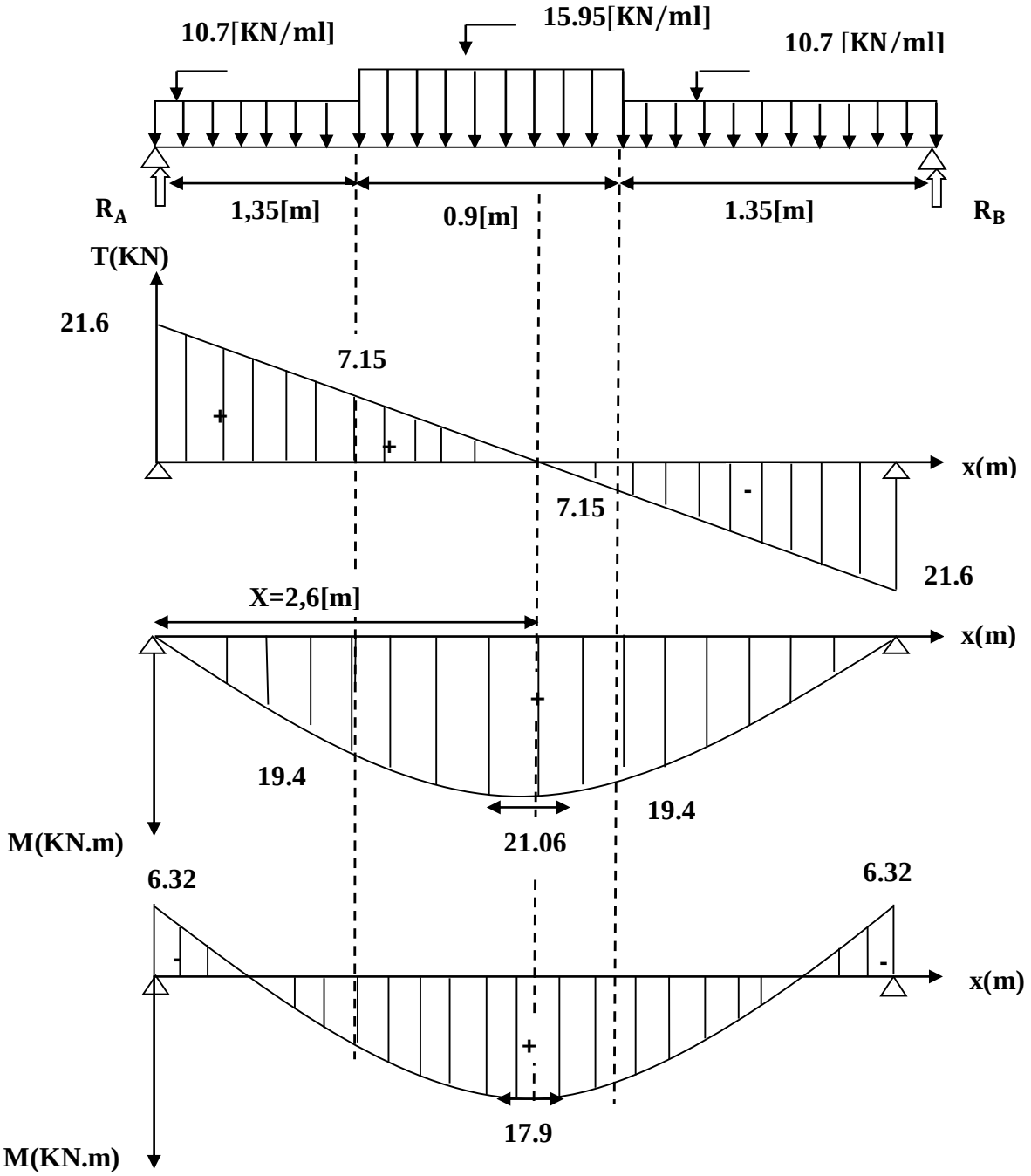


Figure III.4.6 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur de (1m)

En travée

$$\mu = \frac{M^{\max}{}_t}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{17.9\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A = \frac{M^t{}_{\max}}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{17.9\times10^3}{0.981\times18\times348} = 2.91 cm^2$$

Soit : A adoptée= **5HA10**= 3.92 cm². Avec un espacement **: St= 20 cm.**

Armatures de répartition

Selon l'article **(A.8.2,41 du BAEL 99)** , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 0.98 cm**². Soit : 4HA 8= 2.01 cm².**

Avec un espacement : **St= 25 cm.**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b\,d^2\,f_{bu}} = \frac{6.32\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A = \frac{M_a}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.32\times10^3}{0.993\times18\times348} = 1.01cm^2$$

Soit : **A adoptée= 5HA 10= 3.92 cm²** . Avec un espacement : **St= 20 cm.**

Armatures de répartition

Ar= 1/4 Aadoptée = 0.62 cm². **Soit : 4HA 8= 2.01cm²**. avec un espacement : St= 20 cm.

III.3.4.1. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 99/ Art. A.4.2.1)

$$Amin \geq 0{,}23.b0.d.\frac{ft28}{fe} = 0{,}23(100)(18)\ \frac{2.1}{400} = 2.17\ cm^2.$$

Amin= 2.17cm²

Volées 1 et 3 :

. En travée : At= 3.39 cm² > 2.17 cm². La condition est vérifiée.

. Aux appuis : Aa= 2.26 cm² > 2.17 cm². La condition est vérifiée.

Volée 2 :

En travée : At= 3.92 cm² > 2.17 cm². La condition est vérifiée.

. Aux appuis : Aa= 2.51 cm² > 2.17cm². La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art. 5.1,211)

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\}$ **(BAEL 99/ Art. A.5.2.1, 211)**

$$\tau_{u1} = \frac{26.13\times10^3}{10^3\times180} = 0.145MPa$$

$$\tau_{u2} = \frac{21.6\times10^3}{10^3\times180} = 0.12MPa$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\}$ = min {3,33MPa, 5 MPa} = 3,33 MPa

τ_{u_1}=0.145MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,33MPa ➡ Condition vérifiée

τ_{u_2}=0.12MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,33MPa ➡ Condition vérifiée

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)

$\bar{\tau}$se= Ψs. ft28

Où :

. Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
. Ψs = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$\bar{\tau}$se = 1.5 x 2.1= 3.15 MPa.

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{(0.9\, d \sum Ui)}$$

Où :

Σμi : Somme des périmètres utiles des barres.

Volées 1 et 3 :

Σμi = n.π.φ= 3 X 3,14 X 12= 113.04 mm.

$$\tau_{se} = \frac{26.13 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 1.43 MPa$$

τse = 1.43 MPa<$\bar{\tau}$se = 3.15 MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres .

Volée 2 :

Σμi = n.π.φ= 5X 3.14 X 10= 157 mm.

$$\tau_{se} = \frac{21.6 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 0.84 MPa$$

τse = 0.84 MPa<$\bar{\tau}$se = 3.15 MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :
ls = 35φ

. Pour les HA 08 : ls= 35x0.8= 28 cm.
. Pour les HA 10 : ls= 35x1.0= 35 cm.
. Pour les HA 12 : ls= 35x1.2= 42 cm.

Ls dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

Lc= 0,4Ls

. Pour les HA 08 : Lc= 0,4 x 28=11.2 cm.
. Pour les HA 10 : Lc= 0,4 x 35=14 cm.
. Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 42= 16.8 cm.

. Finalement : La longueur Lc= 17 cm.

e. Influence de l'effort tranchant :

Au niveau des appuis (BAEL 99 / Art. 5.1,312)

Volées 1 et 3 :

Ast adopté >Ast ancrer=$\frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{1{,}15x26.13.10^3}{400.10^2} = 0.75cm^2$

Ast adoptée = 3.39 cm² > 0.75 cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Volée 2 :

Ast adopté >Ast ancrer=$\frac{V_u^{max} \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{1{,}15.21.6.10^3}{400.10^2} = 0.62cm^2$

Ast adoptée = 2.51 cm² > 0.45 cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f. Espacements des barres (BAEL 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

Volées 1 et 3 :

. Armatures principales en travée : St= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.
. Armatures principales aux appuis : St= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.
. Armatures de répartition : St= 25 cm < min (4h ;45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

Volée 2 :

. Armatures principales en travée : St= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.
. Armatures principales aux appuis : St= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.
. Armatures de répartition : St= 20 cm < min (4h ;45 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

III.3.5. Calcul à l'ELS :

$Qu_{volée}$=11.53 kN/ml
qu_{palier} = 7.65 kN/ml

- **Etude de volés 1 et3**

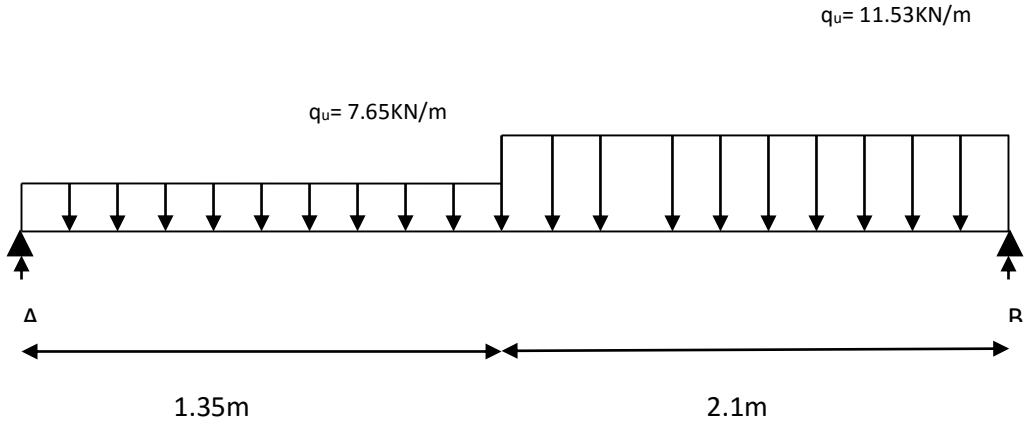


Figure III. 3.8 Schéma statique de calcul des volés1 et 3 a l'ELS

Détermination des réactions d'appuis

. Σ F/y= 0 ⇒ $R_A + R_B$= 7.65 (1.35) + 11.53 (2.1) ⇒$R_A + R_B$= 34.54 kN.
. Σ $M/_A$= 0 ⇒3.45.R_B- [11.53x2.1x2.4 + 7.65x1.35x0.675]=0 ⇒ **R_B= 18.86 kN**

D'où :

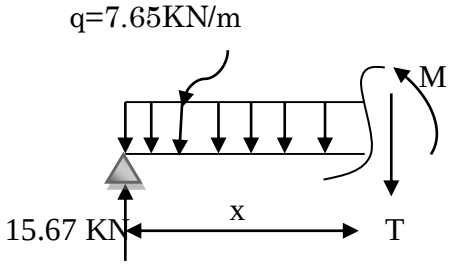
R_A= 34.54 – 18.86=15.67 kN.

. Finalement :

R_A= 15.67kN.
R_B= 18.86 kN.

Détermination des efforts internes :

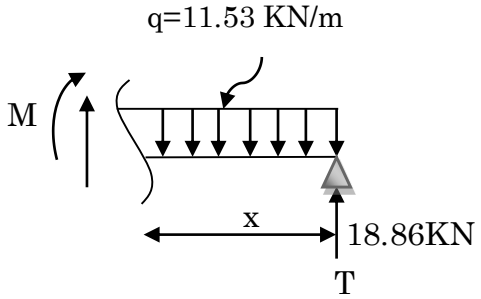
- **1er tronçon : 0 ≤ X ≤ 1.35 m**



Ty= -7.65.**x** + 15.67 **Pour** $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow T(0) = 15.67KN \\ x = 1.35\ m \Longrightarrow T(1.35) = 5.35KN \end{cases}$

Mz= -7.65$\mathbf{x^2}$/2 +15.67**x** **Pour** $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow Mz = 0\ kN.m. \\ x = 1.35 \Longrightarrow Mz = 14.18\ kN.m. \end{cases}$

- **2^{eme}tronçon : 0m ≤ X ≤ 2.1m**



Ty= 11.53.x – 18.86 **Pour** $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow T(0) = -18.86KN \\ x = 2.1m \Longrightarrow T(2.1) = 5.35KN \end{cases}$

. Mz= -11.53$\mathbf{x^2}$/2+ 18.86.**x.** **Pour** $\begin{cases} x = 0 \Longrightarrow Mz = 0\ kN.m \\ x = 2.1m \Longrightarrow Mz = 14.18\ kN.m. \end{cases}$

Calcul du moment maximal Mzmax

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

D'où :

Ty= 11.53x – 18.86= 0 **⇒x=1.63m**

En remplaçant la valeur de x dans l'équation :

. Mz= -11.53$\frac{x^2}{2}$+ 18.86x :

Mzmax= 15.42 KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : Mt= 0.85Mzmax= 13.11 kN.m.

Aux appuis : Ma= -0.3Mzmax= - 4.63 kN.m.

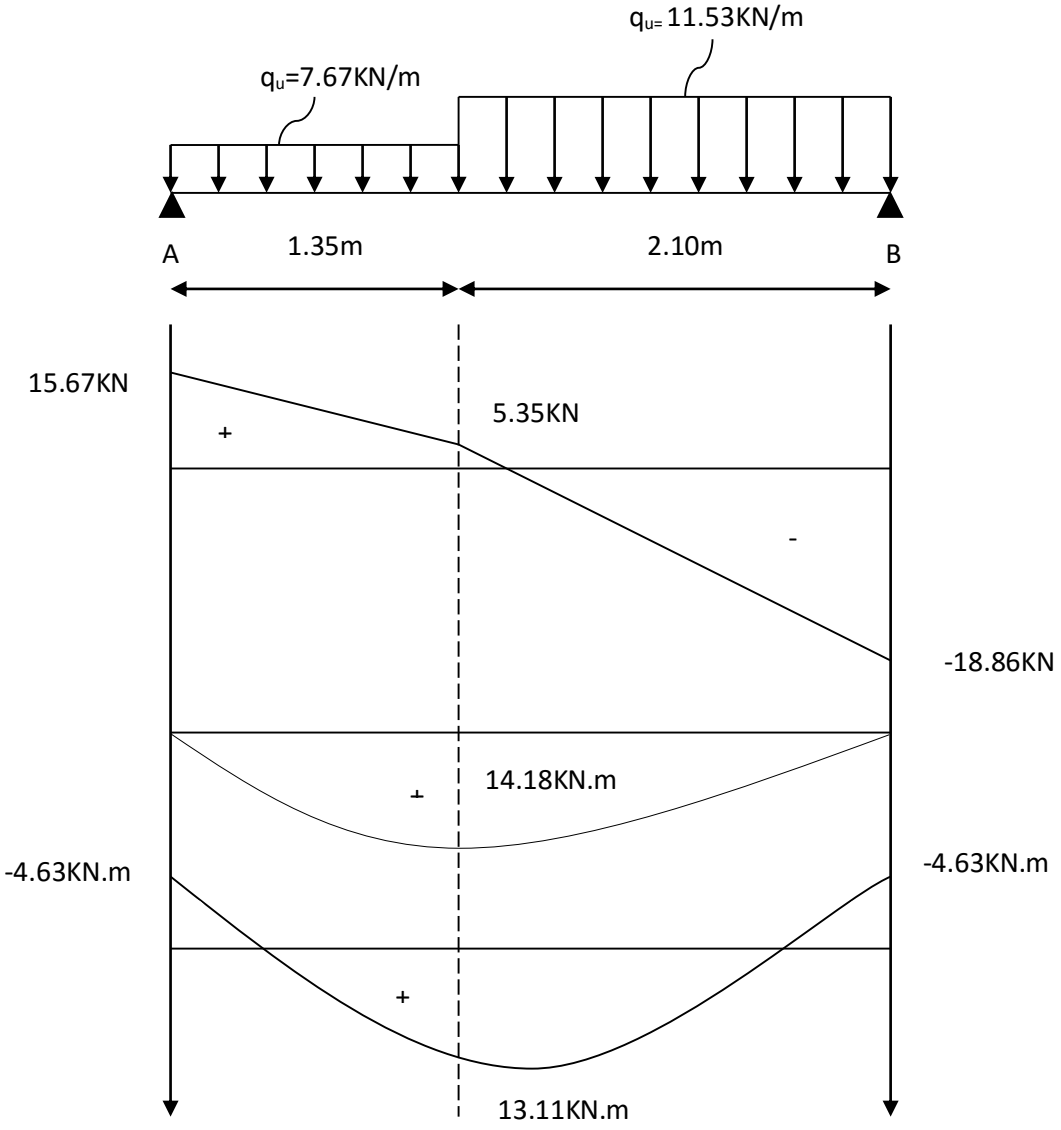
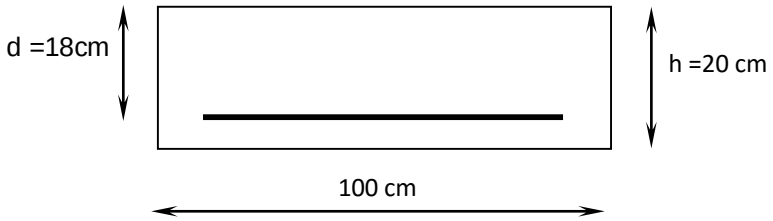


Figure III. 3.9 Diagramme des efforts internes des volés 1 et 3 a l'ELS

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de longueur de (1m).

- **En travée :**



$$\mu = \frac{M^{\max}{}_t}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{13.11\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.02$$

$$\mu = 0{,}02 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0{,}02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A = \frac{M^t{}_{\max}}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.11\times10^6}{0.990\times180\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 2.11cm^2$$

Soit : A adoptée**= 3HA 12**= 3.39 cm². Avec un espacement **: St= 20 cm.**

Armatures de répartition :

Selon l'article **(A.8.2.41 du BAEL 99),** Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 0.84 cm²**. Soit : 4HA 8= 2.01 cm².**

Avec un espacement : St= 25 cm

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{4.63\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.01$$

$$\mu = 0.01 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A = \frac{M_a}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.63\times10^6}{0{,}995\times180\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 0.74cm^2$$

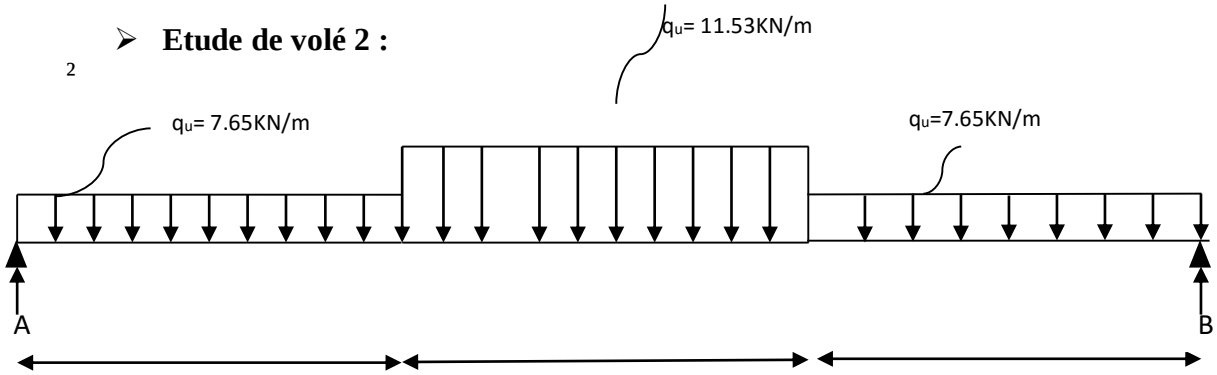
Soit : **Aadoptée= 2HA 12= 2.26cm²** avec un espacement : St= 20 cm.

Armatures de répartition

Ar= 1/4 Aadoptée = 0.56 cm²**. Soit : 4HA 8= 3.14 cm²**. avec un espacement : St= 25 cm.

- **Etude de volé 2 :**

2



1.

Figure III. 3.6 Schéma statique de calcul de volé 2 a l'ELS

Détermination des réactions d'appuis

Détermination des réactions d'appuis

Σ F/y= 0 ⇒ $R_A + R_B$= 7.65 (1.35) + 11.53 (0.9)+(7.65x1.35) ⇒$R_A + R_B$= 31.03 kN.
Σ M/$_A$= 0 ⇒3.6.R_B- [11.53x0.9x1.8 + 7.65x1.35x0.675+7.65x1.35x2.92]=0 **⇒ R_B= 15.5 kN**

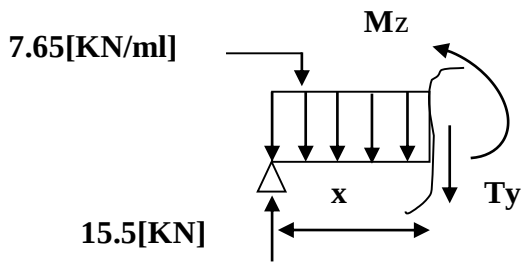
D'où :

R_A= 31.03 –15.5 =15.5 kN.

. Finalement :

R_A= 15.5kN.
R_B= 15.5kN.

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**
  - **1er tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) + 7.65x - 15.5 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -7.65x + 15.5}$

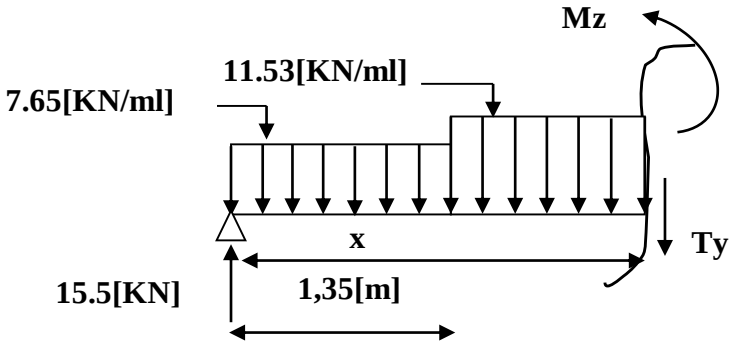
$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{Ty(0)=15.5 [KN]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(1,35)=5.17 [KN]} \end{cases}$$

❖ $\mathbf{Mz(x) + 7.65\frac{x^2}{2} - 15.5x = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = -7.65\frac{x^2}{2} + 15.5X}$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{Mz(0) = 0 [KN.m]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(1,35) = 14 [KN.m]} \end{cases}$$

➢ **2eme tronçon $\mathbf{1,35[m] \leq x \leq 2.25[m]}$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) + 7.65 \times 1,35 + 11.53 \times (x - 1,35) - 15.5 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -11.53x + 20.74}$

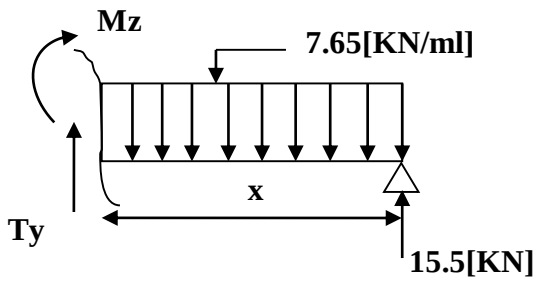
$$\begin{cases} \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(1,35)=5.17 [KN]} \\ \text{Pour x=2.25[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(2.25)= -5.2 [KN]} \end{cases}$$

❖ $\mathbf{Mz(x) + 7.65 \times (1,35) \times \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 11.53 \times (x - 1,35) \times \left(\frac{x-1,35}{2}\right) - 15.5x = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = -5.76x^2 + 20.74x - 3.53}$

$$\begin{cases} \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(1,35) = 14 [KN.m]} \\ \text{Pour x=2.25[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(2.25) = 14 [KN.m]} \end{cases}$$

➢ **3eme tronçon $\mathbf{0 \leq x \leq 1.35[m]}$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) - 7.65x + 15.5 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = 7.65x - 15.5}$

Pour x=0 [m] ⟶ **Ty(0) = -15.5 [KN]**

Pour x=1.35 [m] ⟶ **Ty(1.35) = -5.17 [KN]**

❖ $\boldsymbol{Mz(x) - 15.5x + \frac{7.65}{2}x^2 = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = 15.5x - \frac{7.65}{2}x^2}$

Pour x=0 [m] ⟶ **M(0) = 0[KN.m]**

Pour x=1.35 [m] ⟶ **M(1.35) =14 [KN.m]**

Le moment $\mathbf{Mz(x)}$ est maximal pour $\mathbf{Ty(x) = 0}$

$Ty(x) = 20.74 - 11.53x = 0 \longrightarrow \quad x = \frac{20.74}{11.53} = \mathbf{1.8[m]}$

$Mz(x) = -5.76x^2 + 20.74x - 3.53$

$Mz(x) = \mathbf{14\ [KN.m]}$

$\mathbf{M_Z{}^{max} = 14[KN.m]}$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera le moment max calculé par un coefficient minoritaire de valeur égale à 0,85 en travée et de 0,3 sur appuis, on obtiendra ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

Ma = 0,3 x 14 = **4.2 [KN.m]**

En travée :

Mt = 0,85 x 14 = **12[KN.m]**

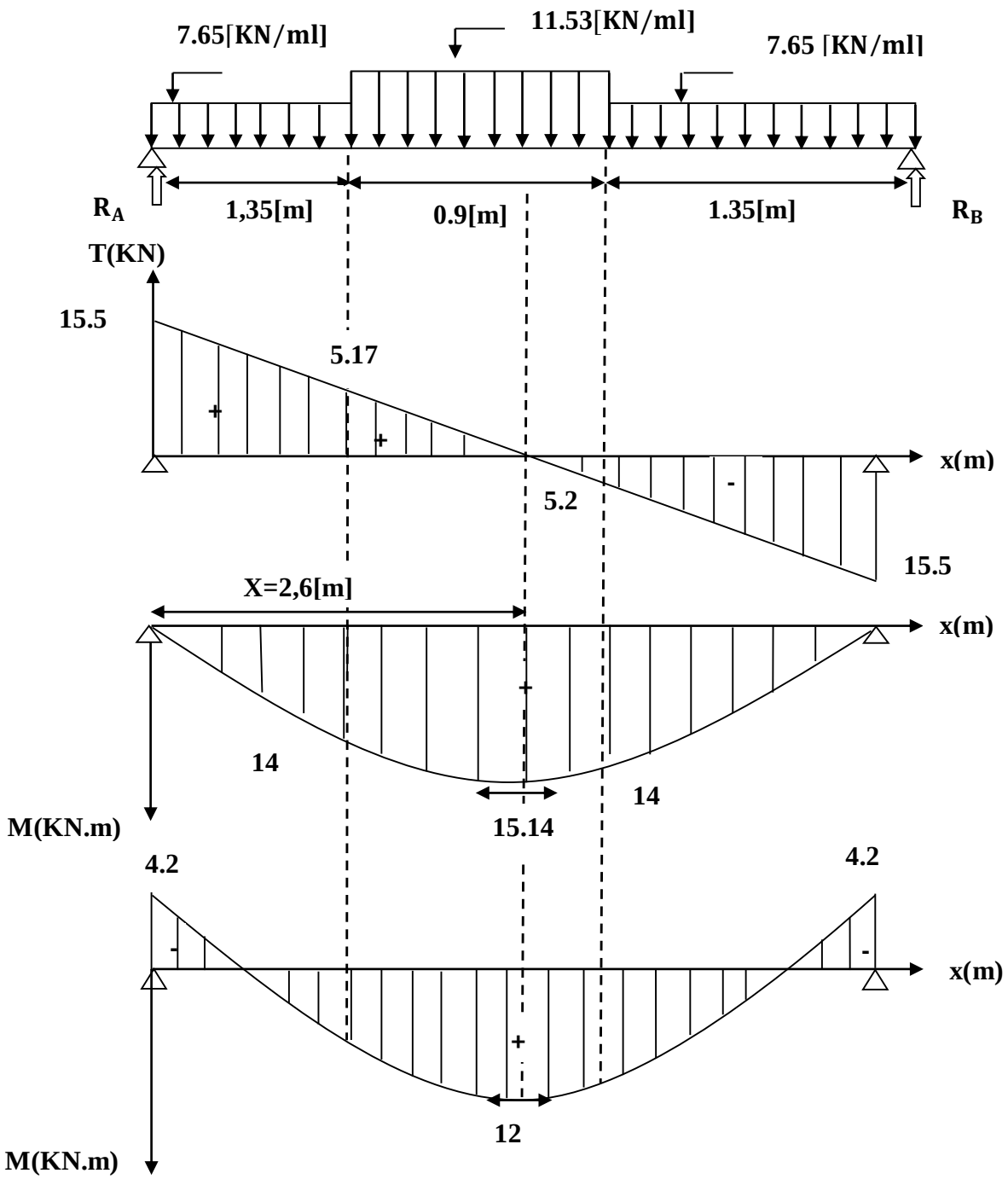


Figure III.3.11Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur de (1m)

En travée

$$\mu = \frac{M^{\max}{}_t}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{12\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.026$$

$$\mu = 0.038 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A = \frac{M^t{}_{\max}}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12\times10^3}{0.987\times18\times348} = 1.94cm^2$$

Soit : A adoptée= **5HA10**= 3.92 cm². Avec un espacement **: St= 20 cm.**

Armatures de répartition

Selon l'article **(A.8.2,41 du BAEL 99)** , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) :

Ar= 1/4 Adoptée = 0.98 cm²**. Soit : 4HA 8= 2.01 cm².**

Avec un espacement : **St= 25 cm.**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{4.2\times10^6}{1000\times180^2\times14.2} = 0.009$$

$$\mu = 0.009 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

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

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²)

$$\mu = 0.009 \rightarrow \beta = 0.9955$$

$$A = \frac{M_a}{\beta\times d\times\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.2\times10^3}{0.993\times18\times348} = 0.67cm^2$$

Soit : **A adoptée= 5HA 8= 2.51 cm²** . Avec un espacement : **St= 20 cm.**

Armatures de répartition

Ar= 1/4 Aadoptée = 0.62 cm². **Soit : 5HA 10= 2.51 cm².** avec un espacement : St= 20 cm.

III.3.5.1. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

- **Volées 1 et 3 :**

a. En travée

. $\overline{\sigma}$bc = 0.6fc28= 0.6 x 25= 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1} \qquad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

Article I. $\rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d} = \frac{100.3.39}{100x18} = 0.188$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.188 : **β**1= 0.932 ; K1=56.09

Donc :

Article II. $\sigma_{st} = \frac{8.92.10^6}{0,932x180x3.39.10^2} = 156.85 < 348$ MPa..... Condition vérifiée.

Article III. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1} = \frac{156.85}{56.09} = 2.8$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa..... Condition vérifiée.

b. Aux Appuis

Article IV. $\rho_2 = \frac{100.A}{b_0.d} = \frac{100.2.26}{100x18} = 0.125$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.125 : **β**1= 0.9415 ; K1=70.48

Donc :

Article V. $\sigma_{st} = \frac{3.15.10^6}{0,9415x180x2.26.10^2} = 82.24 < 348$ MPa.....C.V

Article VI. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1} = \frac{82.24}{70.48} = 1.16$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa..... C.V

- **Volée 2 :**

a. En travée

Article VII. $\rho_1 = \frac{100.A}{b_0.d} = \frac{100.3.92}{100x18} = 0.218$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.218 : β1= 0.925 ; K1=51.67

Donc :

Article VIII. $\sigma_{st} = \frac{12.10^6}{0.925x180x3.92.10^2} = 183.85 < 348$ MPa.....

Condition vérifiée.

Article IX. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1} = \frac{183.85}{51.67} = 3.56$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa.....

Condition vérifiée.

b. Aux Appuis :

Article X.

Article XI. $\rho_2 = \frac{100.A}{b_0.d} = \frac{100.2.51}{100x18} = 0.142$

Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.142 : β1= 0.938 ; K1=65.64

Donc :

Article XII. $\sigma_{st} = \frac{4.2.10^6}{0.938x180x2.57.10^2} = 96.79 < 348$ MPa..... Condition vérifiée.

Article XIII. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k1} = \frac{96.79}{65.64} = 1.47$MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa..... Condition vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire**. (ArticleA.4.5,32 du BAEL 99) .**

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites **(BAEL 99/ Art. B.6.5,1) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms_t}{10\ M_0}$ L : portée libre est égale à 300 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

Ms_t : moment fléchissant max en travée.

Volées 1 et 3 :

1) $\frac{h}{L} = \frac{15}{300} = 0{,}05 < \frac{1}{16} = 0{,}062 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} = \frac{15}{300} = 0{,}05 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.92}{10 \times 3.15} = 0{,}28 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

3) $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{100 \times 18} = 0{,}001 < \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Volée 2 :

1) $\frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0{,}047 < \frac{1}{16} = 0{,}062 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

2) $\frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0{,}047 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12}{10 \times 4.2} = 0.28 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

3)$< \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Les conditions $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ etne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

III.3.6.Calcul de la flèche (BAEL 99/ Art B.6.5,2)

Volées 1 et 3 :

$$f_v = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

$$f_i = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

Avec :

. Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

. Ev : Module de déformation différé. (Ev= $3700\sqrt[3]{25}$ = 10818,86 MPa).

. Ei : Module de déformation instantanée (Ei= 11000 $\sqrt[3]{25}$= 32164.2 MPa).

. Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de

langue et courte durée tel que :

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

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{b}{3}\ (V_1^3 + V_2^3) + 15\ A_t (V_2 - C_2)^2$$

Où :

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \Rightarrow$ V2= h-V1

S_{xx} Moment statique par rapport à l'axe xx' ; tel que:

$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$ **S_{xx}** = 12165.3 cm^3

B_0 : Surface de la section homogène.

$B_0 = b \times h + 15.A.d$ = 100 ×15 + 15×3.39x18 = 2415.3 cm²

D'où:

$$V_1 = \frac{12165.3}{2415.3} = 5.03\,\text{cm} \Rightarrow \text{V2= 15-5.03=9.96 cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100(5.03^3 + 9.96^3)}{3} + 15 \times 3.39 \times (9.96 - 2)^2 = 40398.98\,cm$$

Aussi :

$$\lambda i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{100 \times 18} = 0{,}0018$$

Des abaques et pour une valeur de ρ= 0.0018 : **β**1= 0.985

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d.A} = \frac{13.11 .10^3}{0.985 .18 .3.39} = 218.11\text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.0018} = 11.66$$

λi =11.66 ⇒λv= $\frac{2}{5}$ **λi = 4.66**

Et :

$$:\mu = 1 - \frac{1.75\,.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{s+}f_{t28}} = 1 - \frac{1.75\,.2.1}{4.0.0018.218.11.+2.1} = 0.001$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times 40398.98}{1 + 0.001 \times 11.66} = 43948.41cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times 40398.98}{1 + 0.001 \times 4.66} = 44232.75cm^4$$

. Au final :

$$f_v = \frac{13.11.10^3.(300)^2}{10x10818.86x43948.41} = 0.02cm \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

$$f_i = \frac{13.11.10^3.(300)^2}{10x32164.2x44232.75} = 0.008 \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.6cm$$

Volée 2 :

$$f_v = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63cm$$

$$f_i = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63cm$$

Avec :
. Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

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

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{b}{3}\,(V_1^3 + V_2^3) + 15\,A_t(V_2 - C_2)^2$$

Où :

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \Rightarrow$ V2= h-V1

S_{xx} Moment statique par rapport à l'axe xx' ; tel que:

$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_s.d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 2.51 \times 18$ **S_{xx} = 11927.7 cm^3**

B_0 : Surface de la section homogène.

$B_0 = b \times h + 15d\ A_s = 100 \times 15 + 15 \times 18 x 2.51 = 2177.7\ cm^2$

D'où:

$$V_1 = \frac{11927.7}{2177.7} = 5.47\ cm \Rightarrow V2 = 15 - 5.47 = 9.52\ cm$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100(5.47^3 + 9.52^3)}{3} + 15 \times 2.51 \times (9.52 - 2)^2 = 36344.74 cm$$

Aussi :

$$\lambda_V = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.51}{100 \times 18} = 0{,}001$$

Des abaques et pour une valeur de ρ= 0.001 : **β**1= 0.985

Donc ;

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d.A} = \frac{4.2 .10^3}{0.985 .18 .2.51} = 94.37 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.001}$$

$$\boldsymbol{\lambda i} = 21 \Rightarrow \lambda v = \frac{2}{5} \boldsymbol{\lambda i} = \mathbf{8.4}$$

Et :

$$:\mu = 1 - \frac{1.75 .f_{t28}}{4.\rho.\sigma_{s+} f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 .2.1}{4.0.001 94.37 + 2.1} = 0.48$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times 36344.74}{1 + 0.48x21} = 3608.23 cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1 \times 36344.74}{1 + 0.48.x8.4} = 7944.99 cm^4$$

Au final :

$$f_v = \frac{4.2.10^3.(315)^2}{10x10818.86x3608.23} = 0.10 cm \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63 cm$$

$$f_i = \frac{4.2x10^3.(315)^2}{10x32164.2x7944.99} = 0.16 \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63 cm .$$

III.4.calcul des balcons :

III.4.1 Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastré à une extrémité et libre à l'autre, réalisé en dalle pleine et coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

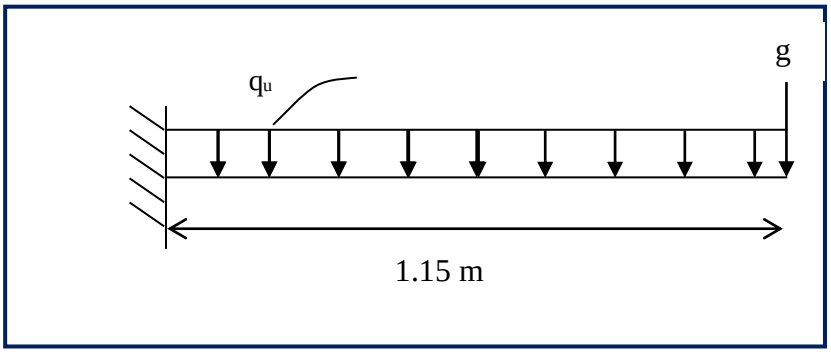


Figure III.4.1 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartit due au poids propre de la dalle pleine
Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
g : charge verticale concentré due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique

III.4.2 dimensionnement des balcons

Pour les dalles pleines, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$e_p = L/10$ $\qquad$ $e_p = \frac{1.15}{10} = 0.115$ m

On opte pour une épaisseur :$e_p = 15cm$.

III.4.3 Détermination des charges et surcharge du balcon

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

- **Charge permanente :** charge due à la dalle en béton armé (déterminé dans le chapitre II)G = 5.49 KN/m^2
- **surcharge d'exploitation :Q = 3.5 KN**/m^2
- **Charge concentrée : g = 1.62 KN**/m^2

Elément	Charge permanente	Résultats (KN/m^2)
Brique (e_p= 0.1m)	9 × 0.1	0.9
Enduit de ciment (e_p = 2 cm)	18 × 0.02 × 2	0.72
G		1.62

Tableau III.4.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

III.4.4 Combinaison de charge

a) A L'ELU:

- **La dalle :**

q_{u1}= (1.35G+1.5Q) × 1 = (1.35×5.49+1.5×3.5) × 1

$\mathbf{q_{u1}}$ = 12.661 KN/ml

- **Le garde-corps**

$\mathbf{q_{u2}}$= (1.35×g) × 1 = (1.35×1.62)× 1

$\mathbf{q_{u2}}$ = 2.19 KN/ml

b) A L'ELS

- **La dalle**

$\mathbf{q_{s1}}$= (G + Q) × 1 = (5.49+ 3.5) × 1

$\mathbf{q_{s1}}$ = 8.99KN/ml

- **Le garde-corps**

$\mathbf{q_{s2}} = g = 1.62$ **KN/ml**

III.4.5 Calcul des moments de l'encastrement

- **Le moment provoqué par la charge q_{u1} est**

$$\mathbf{M_{U1}} = q_{u1}\frac{l^2}{2} = 12.661 \times \frac{1.15^2}{2}$$

$\mathbf{M_{U1}}$= 8.37 KN.m

- **Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est**

$\mathbf{M_{U2}} = q_{u2} \times l$ =2.19×1.15

$\mathbf{M_{U2}}$ =2.51KN.m

- **Le moment total**

$\mathbf{M_u}$ = M_{qu1} + M_{qu2}= 8.37+2.51 =14.1KN.m.

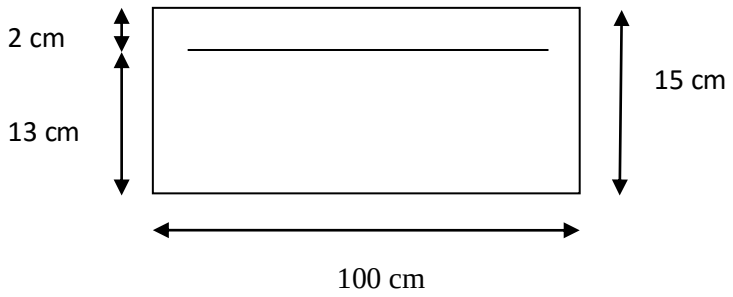
$\mathbf{M_u}$= 10.88 KN.m

III.4.6 Ferraillage

- **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.88\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.045 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **(Asc=0)**



$\mu = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.9765$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.88 \times 10^3}{0.9765 \times 13 \times 348} = 2.46 cm^2$$

On adopte **4HA10 = 3.14 cm²** . Avec un espacement **S_t = 25cm**

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2$$

On adopte **4HA8 = 2.01 cm².** Avec : **S_t = 25 cm**

III.4.7. Vérifications à l'ELU

- **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f t_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 cm^2$$

$A_{min} = 1.56 cm^2 < A_{adoptée} = 3.14 cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

$V_u = q_{u1} + q_{u2} = (12.661 \times 1.15 + 2.19) = 16.75$ KN.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f t_{28} = 3.15 MPa$

$\Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 cm^2$

$\tau_{se} = \frac{16.75 \times 10}{0.9 \times 13 \times 100.48} = 0.14 MPa < \bar{\tau}_{se}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \min\left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3.33\ MPa$ (fissuration peu préjudiciable) .

$$\tau_u = \frac{\overline{16.75} \times 10}{100 \times 13} = 0.13MPa < \bar{\tau} = 3.33MPa \Rightarrow Condition vérifiée$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'espacement des barres : *(Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)***

Armatures principales : S_t = 25 cm < min (3h ; 33cm) = 33 cm. ⟶ Condition vérifiée
Armatures secondaires: St = 25 cm< min (4h ; 45cm) = 45 cm. ⟶ Condition vérifiée

- **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84MPa$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21cm.$$

Soit : l_s **= 40*cm*.**

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article(**A.6.1, 253/BAEL99modifié 99**)est fixée pour les barres à haute adhérence à :

L_r= 0.4 L_s= 0.4 × 40= 16 cm

On adopte : ***L_r*= 16cm.**

III.4.8 Vérification à l'ELS

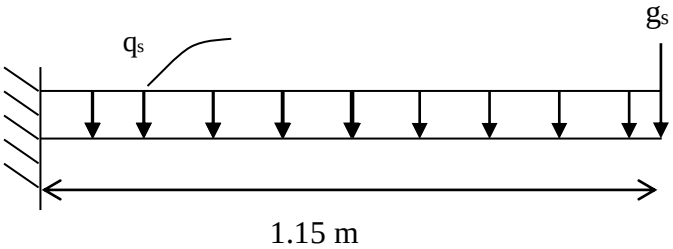


Figure III.4.2: Schéma statiquede calcul du balcon à l'ELS.

- **Moments fléchissant**
  - **Le moment provoqué par la charge q_{s1}est**

$$\mathbf{M_{qs1}} = q_{s1}\frac{l^2}{2} = 8.99 \times \frac{1.15^2}{2}$$

$$\mathbf{M_{qs1}} = 5.94KN.m$$

  - **Le moment provoqué par la charge q_{s2} est**

$\mathbf{M_{qs2}}$= q_{s2} × l = 1,62 × 1.15 = 1.863 KN .m

- **Le moment total agissant aura la valeur**
  M_s= Mq_{s1} + Mq_{s2} = 5.94 + 1.863 = 7.803 KN m

➢ **Etat limite de compression de béton**

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

$$\sigma_{bc} = k\sigma_S$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases} \qquad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{48.29} = 0.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.803 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 207.55 Mpa$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_S = 0.02 \times 207.55 = 4.15 Mpa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➢ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire**. (Article A.4.5,32 duBAEL 99)** .

III.4.9.Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22{,}5} \qquad \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \qquad \frac{A}{b.d} \leq \frac{3{,}6}{fe}$$

1/ $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22{,}5}$, $\frac{15}{120} = 0.13 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0.044$ condition vérifiée

2/ $\frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u}$, $\frac{15}{115} = 0.13 \geq \frac{7.803}{10(10.88)} = 0.07$ condition vérifiée

3/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3{,}6}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \leq \frac{3{,}6}{400} = 0.009$ Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.10.Conclusion

Le ferraillage retenu pour les balcons est le suivant :

. **Armatures principales** : 4 HA 10/ml (St= 25 cm).

. **Armatures de répartition** : 4 HA 8 (St= 25 cm).

III.5. Étude de la charpente

III.5.1 . Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, laquelle supporte une couverture en tuiles mécaniques, elle représente plusieurs versants inclinés de 28°.

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations en se référant aux règles du **CB71**

III.5.2 Détermination des charges et surcharges

III.5.2.1 Charges permanentes

Tableau III.5.1 Charges permanentes de la toiture

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m$^{3)}$	G (KN/m$^{2)}$
1	Couverture en tuile mécanique (liteaux compris)	/	/	0,40
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0,1
3	Murs Pignons	/	/	0,90
		G totale		**1,40**

III.5.2.2 Charges d'exploitations

Q = 1 KN/m^2

III.5.3. Combinaisons des charges

- **ELU :** q_u = 1,35 G +1,5 Q = 3,39 KN/m^2
- **ELS :** q_s = G + Q = 1,4 + 1 = 2,4 KN/m^2

III.5.4. Choix des sections

- Pannes : (16x 25) cm^2
- Chevrons : (7 x 10) cm^2
- Liteaux : (3 x 4) cm^2

III.5.5. Calcul des poids

1. Poids de la panne : P_p = (0,16 x 0,25) x 6 = 0,24 KN/ml
2. Poids des chevrons : P_c= (0,07x 0,1)x6 = 0,042 KN/ml.
3. Poids des liteaux : P_l = (0,03x0, 04) x6 = 0,0072 KN /ml.

Avec : ρ_b = 6KN/m^3 (D.T.R B.C.2.2)

III.5.6 Détermination des efforts revenant aux différents éléments

III.5.6.1 Effort revenant aux pannes

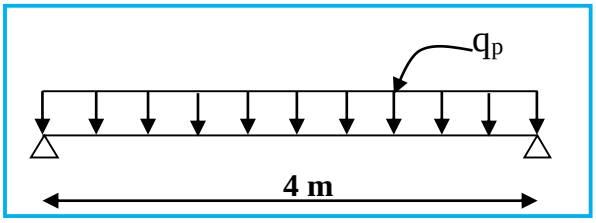


Figure III.5.1:Schéma du chargement de la panne.

- Espacement des pannes : 1,5m
- Portée des pannes : 4

Avec q_p= 3,39 × 1,5 = 5,04 KN

III.5.6.2 Effort revenant aux chevrons

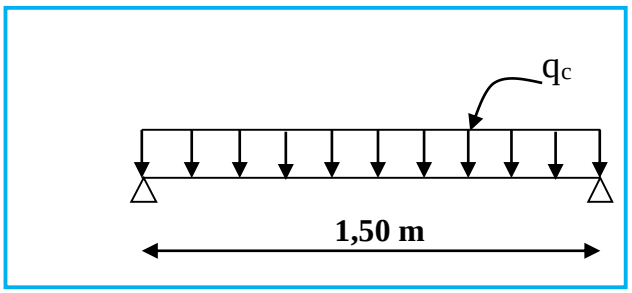


Figure III.5.2 : Schéma du chargement du chevron

- Espacement des chevrons : 0,5 m
- Portée des chevrons : 1,50 m

Avec q_c = 3,39× 0,5 = 1,495 KN/ml

III.5.6.3 Efforts revenant aux liteaux

- Espacement des liteaux : 0,32 m.
- Portée des liteaux : 0.5 m.

Avec q_l = 3,39 x 0,32 = 1,0848 KN/ml

III.5.7. Dimensionnement des éléments de la charpente

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie I et d' après les règles CB71. Pour le cas de la flexion déviées, La contrainte admissible forfaitaire est : σf = 142da/cm2.

III.5.7.1.Dimensionnement des pannes

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge qp.

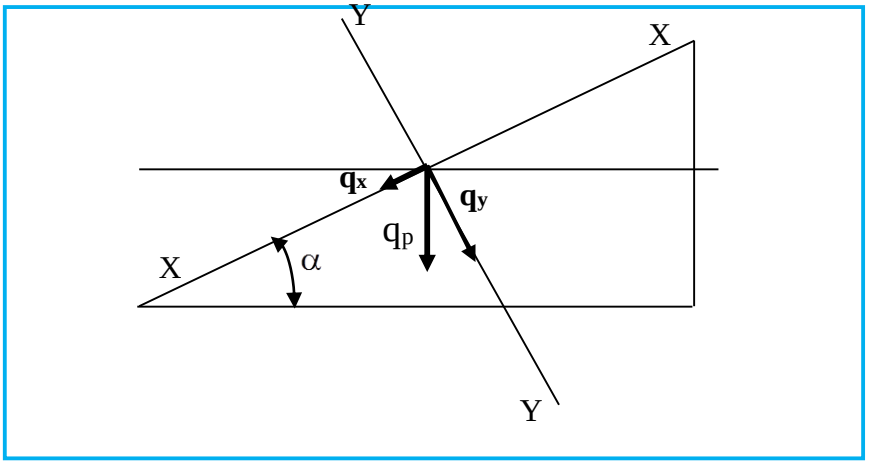


Figure III.5.3 : Schéma statique de la panne

- Suivant l'axe(x-x) : $q_x = q_p \times \sin\ \alpha = 5{,}04 \times \sin(28) = 2{,}36$ KN/ml
- Suivant l'axe (y-y) : $q_y = q_p \times \cos\ \alpha = 5{,}04 \times \cos(28) = 4{,}45$ KN/ml

A) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \dfrac{q_x l^2}{8} = \dfrac{2{,}36 \times 4^2}{8} = 4{,}72 KN.m \\ M_{fx} = \dfrac{q_y l^2}{8} = \dfrac{4{,}45 \times 4^2}{8} = 8{,}9 KN.m \end{cases}$$

B) Module de résistance

$$\begin{cases} \dfrac{I_x}{v} = \dfrac{bh^2}{6} = \dfrac{16 \times 25^2}{6} = 1666{,}66 cm^3 \\ \dfrac{I_y}{v} = \dfrac{hb^2}{6} = \dfrac{16^2 \times 25}{6} = 1066{,}66 cm^3 \end{cases}$$

C) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\dfrac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\dfrac{I_y}{v}} = \frac{4{,}72 \times 10^4}{1666{,}66} + \frac{8{,}9 \times 10^4}{1066{,}66} = 111{,}75 daN/cm^2 \ \langle\ \overline{\sigma_f} = 142 daN/cm^2$$

$\sigma \leq \overline{\sigma_f} \Rightarrow$ La section adoptée est acceptable

D) Vérification de la flèche

$\overline{f} = \frac{L}{300}$ Avec L : Portée de la panne **(Article 4.962 CB 71).**

$\overline{f} = \frac{400}{300} = 1{,}33$ cm

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$f = \frac{5.\sigma_S.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}}$ Avec : E_F : $11000\sqrt{\sigma_f} = 116283{,}05$ daN/cm^2

$$f = \frac{5 \times 111{,}75 \times 400^2}{48 \times 116283{,}05 \times \frac{25}{2}} = 1{,}28 \text{ cm} \langle \overline{f} = 1{,}33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable

III.5.7.2 Dimensionnement des chevrons

- Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$
- En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0$

Avec $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8}$ avec :L_c=1,5m

A) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_f}{I/V} \langle \overline{\sigma_f} = 142 daN/cm^2$$

B) Le moment de flexion

$$M_0 = \frac{1{,}495 \times 1{,}5^2}{8} = 0{,}420 KN.m$$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (0{,}420) = 0{,}336 KN.m \\ M_t = \frac{2}{3} \times (0{,}420) = 0{,}28 KN.m \end{cases}$$

C) Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7 \times 10^2}{6} = 116{,}66 cm^3$$

D) Les contraintes

- Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0{,}336 \times 10^4}{116{,}66} = 28{,}80 daN/cm^2$
- En travée : $\sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0{,}28 \times 10^4}{116{,}66} = 24 daN/cm^2$

$\sigma = (\sigma_a ; \sigma_t) = (28{,}80 ; 24) \langle \overline{\sigma_f} = 142$ daN/cm²

Donc la section adoptée est acceptable

E) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{(CB 71)}$$

Avec L : Portée du chevron

$$\overline{f} = \frac{150}{300} = 0{,}50 cm$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5.\sigma.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}}$

- Aux appuis : $f = \frac{5.\sigma_a.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 28{,}80 \times 150^2}{48 \times 59032{,}19 \times \frac{10}{2}} = 0{,}22$ cm $\langle \overline{f}$
- En travée : $f = \frac{5.\sigma_t.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 24 \times 150^2}{48 \times 53888{,}774 \times \frac{10}{2}} = 0{,}20$ cm $\langle \overline{f}$

Donc la section choisie est acceptable

III.5.7.3 Dimensionnement des liteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne

Suivant l'axe(x-x) : $q_x = q_l \times \sin\ \alpha = 1{,}0848 \times \sin(28) = 0{,}509$ KN/ml

Suivant l'axe(y-y) : $q_y = q_l \times \cos\ \alpha = 1{,}0848 \times \cos(28) = 0{,}957$ KN/ml

A) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \dfrac{q_x l^2}{8} = \dfrac{0{,}509 \times 0{,}5^2}{8} = 0{,}0159 KN.m \\ M_{fx} = \dfrac{q_y l^2}{8} = \dfrac{0{,}957 \times 0{,}5^2}{8} = 0{,}0299 KN.m \end{cases}$$

B) Module de résistance

$$\begin{cases} \dfrac{I_x}{v} = \dfrac{bh^2}{6} = \dfrac{3 \times 4^2}{6} = 8cm^3 \\ \dfrac{I_y}{v} = \dfrac{hb^2}{6} = \dfrac{3^2 \times 4}{6} = 6cm^3 \end{cases}$$

C) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\dfrac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\dfrac{I_y}{v}} = \frac{1{,}59 \times 10^2}{8} + \frac{2{,}99 \times 10^2}{6} = 69{,}7 daN/cm^2 \ \langle\ \overline{\sigma_f} = 142 daN/cm^2$$

$\sigma \leq \overline{\sigma_f} \Rightarrow$ La section adoptée est acceptable

D) Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{300}$$

$$\overline{f} = \frac{100}{300} = 0{,}33 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5.\sigma_S.L^2}{48.E_F.\dfrac{h}{2}}$$ Avec : E_F : $11000\sqrt{\overline{\sigma_f}} = 91835{,}17$ daN/ cm^2

$$f = \frac{5 \times 69{,}7 \times 50^2}{48 \times 91835{,}17 \times \dfrac{4}{2}} = 0{,}098 \text{ cm} \ \langle\ \overline{f} = 0{,}33 \text{cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable

III.6. Calcul de la poutre palière :

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

a. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

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

$$\frac{355}{15} \leq \mathrm{h} \leq \frac{355}{10}$$

$$23.66 \leq \mathrm{h} \leq 35.5$$

On adopte une hauteur de **h = 35[cm]**

- **Largeur de la poutre :**

$$\mathbf{0,4h \leq b \leq 0,7h}$$

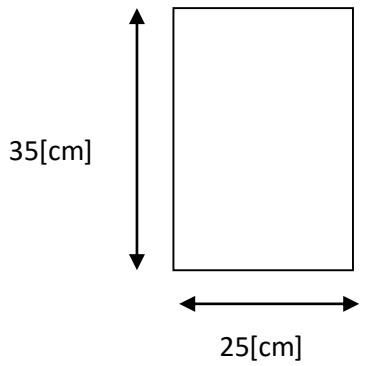
$$0{,}4 \times 35 \leq \mathrm{b} \leq 0{,}7 \times 35$$

$$14 \leq \mathrm{b} \leq 25$$

On adopte une largeur de **b=25[cm]**

- **Vérification des conditions de RPA :**

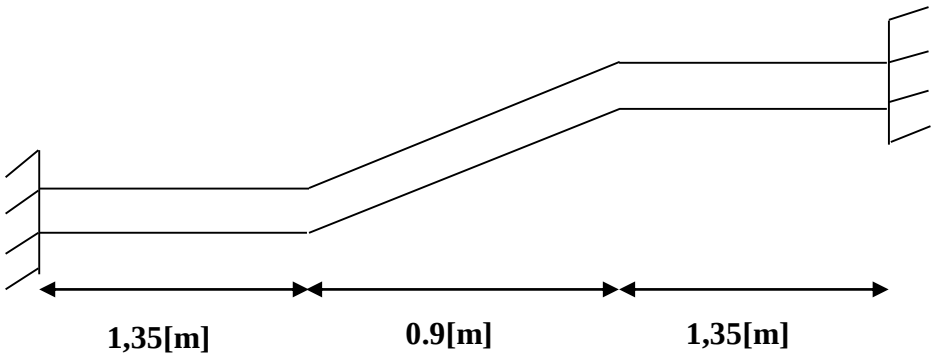
$$\left.\begin{array}{l} \mathrm{b} = 25[\mathrm{cm}] > 20[cm] \\ \mathrm{h} = 35[\mathrm{cm}] > 30[cm] \\ \frac{\mathrm{h}}{\mathrm{b}} = \frac{35}{25} = 1{,}4 < 4 \end{array}\right\} \text{Toutes les conditions sont vérifiées.}$$



Donc la poutre aura pour dimensions :$\mathbf{b \times h = (25; 35)}$

b. Détermination des charges et des surcharges :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier et le poids du mur extérieur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.



1) Charge revenant à la poutre :

- **Poids propre de la poutre :**

La partie B: $0{,}25 \times 0{,}35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 40.36} = \mathbf{2.87}$ **[KN/ml]**

La partie A et C : $\mathrm{G_{pa}} = 0{,}25 \times 0{,}35 \times 25 = \mathbf{2,19}$ **[KN/ml]**

- **Chargements dû au poids du mur extérieur :**

Partie A: $2.81 \times 1.70 = \mathbf{4.77}[\mathbf{KN/ml}]$

Partie C: $2.81 \times 1.19 = \mathbf{3.34}[\mathbf{KN/ml}]$

Partie B : on aura un chargement trapézoïdale

Point 1 : 4.77[KN/ml].

Point 2 : 3.34[KN/ml].

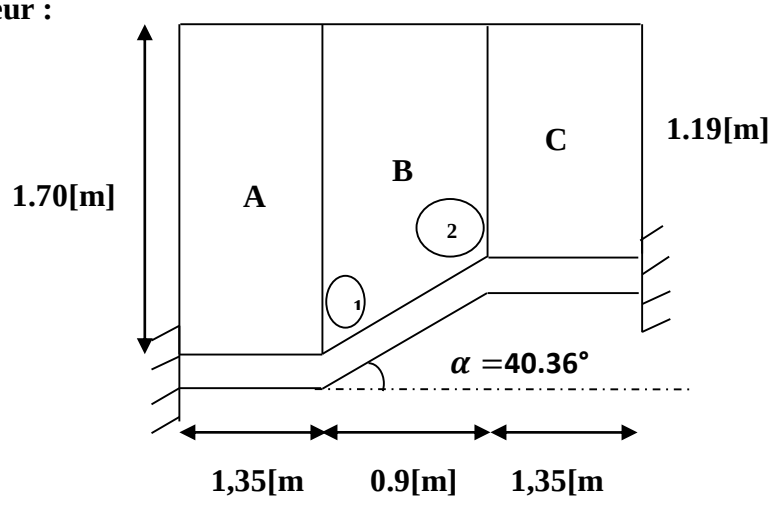


Figure III.6.1.Répartition des charges.

- **Chargement dû aux réactions du palier :**

- **partie A et C :**

Réaction du palier est :$\mathbf{21.6}[\mathbf{KN}]$

- **partie B :**

Réaction du palier est :$\mathbf{0}[\mathbf{KN}]$

III.6.1.Calcul des efforts internes :

a) Calcul a l'ELU :

a.1) combinaison de charges :

$q_u = (1{,}35G_A + R_B)$

Partie A : $q_u = (1{,}35 \times (2.19 + 4.77) + 21.6) = 30.99[\mathrm{KN/ml}]$

Partie C : $q_u = (1{,}35 \times (2.19 + 3.34) + 21.6) = 29.06[\mathrm{KN/ml}]$

Partie B :

- $q_u = \big(1{,}35 \times (2.87 + 4.77)\big) + 0 = 10.31[\mathrm{KN/ml}]$
- $q_u = \big(1{,}35 \times (2.87 + 3.34)\big) + 0 = 8.38[\mathrm{KN/ml}]$

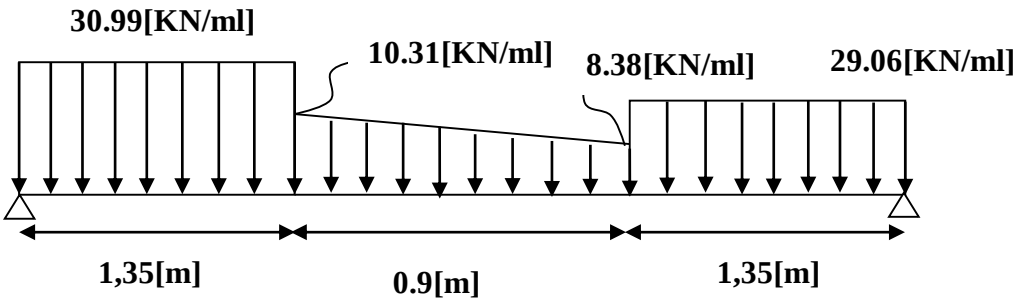


Figure III.6.2.Diagramme des charges et surcharges.

a.2) Calcul des réactions d'appuis :

- $\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$

$$R_A + R_B = 30.99 \times 1{,}35 + 8.38 \times 0.9 + (10.31 - 8.38) \times \frac{0.9}{2} + 29.06 \times 1{,}35 = 0$$

$$R_A + R_B = 89.48[\text{KN}]$$

- $\sum \mathbf{M}/_{\mathbf{A}} = \mathbf{0}$

$$R_B \times (1{,}35 + 0.9 + 1{,}35) - 29.06 \times 1{,}35 \times \left(\frac{1{,}35}{2} + 0.9 + 1{,}35\right) - 8.38 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1{,}35\right) - \left(\frac{10.31-8.38}{2}\right) \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{3} + 1{,}35\right) - 30.99 \times \frac{1{,}35^2}{2} = 0$$

$$3.6R_B - 156.56 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{156.56}{3.6} \longrightarrow R_B = 43.49\ [\text{KN}]$$

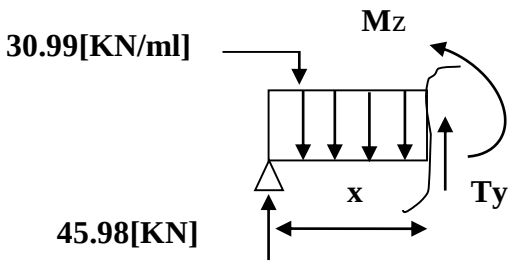
$$R_A + R_B = 89.48[\text{KN}] \longrightarrow R_A = 89.48 - 43.49 = 45.98\ [\text{KN}]$$

Donc on a :

$$\begin{cases} \mathbf{R_B = 43.49\ [KN]} \\ \mathbf{R_A = 45.98\ [KN]} \end{cases}$$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

- **1er tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**



- $\mathbf{Ty(x) - 30.99x + 45.98 = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = 30.99x - 45.98}$

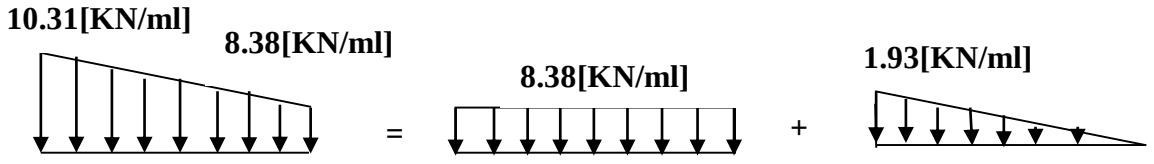
$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \mathbf{Ty(0)= -45.98\ [KN]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \mathbf{Ty(1,35)= -4.14\ [KN]} \end{cases}$$

- $\mathbf{Mz(x) + 30.99\frac{x^2}{2} - 45.98x = 0}$

$$\mathbf{Mz(x) = 45.98x - 30.99\frac{x^2}{2}}$$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \mathbf{Mz(0) = 0\ [KN.m]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \mathbf{Mz(1,35) = 32.83\ [KN.m]} \end{cases}$$

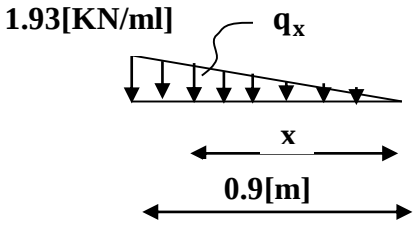
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :

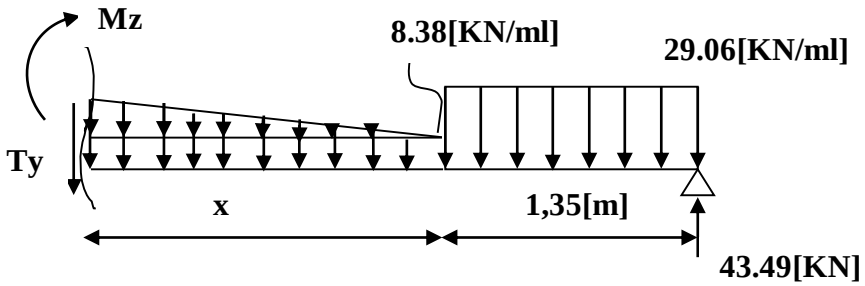


- **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$\frac{x}{q_x} = \frac{0.9}{1.93} \longrightarrow q_x = 2.14x$





❖ $\mathbf{Ty(x) - 43.49 + 29.06 \times 1,35 + 8.38x + 2.14x \times \frac{x}{2} = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -1.07x^2 - 8.38x + 4.26}$

Pour x=0 [m] $\longrightarrow$ **Ty(0) = 4.26[KN]**

Pour x=0.9 [m] $\longrightarrow$ **Ty(0.9) = -4.14[KN]**

❖ $\mathbf{Mz(x) + 29.06 \times 1,35\left(\frac{1,35}{2} + x\right) - 43.49(1,35 + x) + 8.38 \times \frac{x^2}{2} + 2.14x\frac{x}{2}\frac{x}{3} = 0}$

❖ $\mathbf{Mz(x) = -0.36x^3 - 4.19x^2 + 4.26x + 32.23}$

Pour x=0[m] $\longrightarrow$ **Mz(0) = 32.23 [KN.m]**

Pour x=0.9[m] $\longrightarrow$ **Mz(0.9) = 32.83 [KN.m]**

Le moment $\mathbf{Mz(x)}$ est maximal pour $\mathbf{Ty(x) = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -1.07x^2 - 8.38x + 4.26} \longrightarrow \mathbf{x = 0.48[m]}$

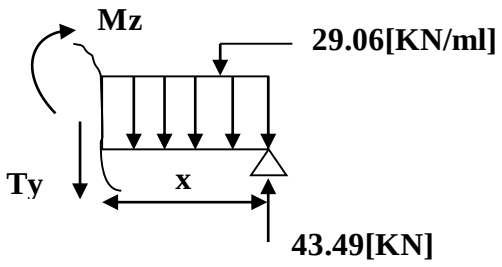
$\mathbf{Mz(x) = -0.36x^3 - 4.19x^2 + 4.26x + 32.23}$

$$Mz(x) = -0{,}36(0{,}48)^3 - 4.19(0.48)^2 + 4.26 \times (0.48) + 32.23$$

$$\mathbf{M_Z^{max} = 33.27[KN.m]}$$

- **3eme tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**

❖ $\mathbf{Ty(x) + 29.06x - 43.49 = 0}$



$$\mathbf{Ty(x) = -29.06x + 43.49}$$

Pour x=0 [m] ⟶ **Ty(0)=$\mathbf{43.49}$ [KN]**

Pour x=1,35[m] ⟶ **Ty(1,35)= 4.26[KN]**

❖ $\mathbf{Mz(x) - 43.49x + \frac{29.06}{2}x^2 = 0}$

$$\mathbf{Mz(x) = 43.49x - \frac{29.06}{2}x^2}$$

Pour x=0 [m] ⟶ **M(0) = 0 [KN.m]**

Pour x=1,35 [m] ⟶ **M(1,35) =$\mathbf{32.23}$ [KN.m]**

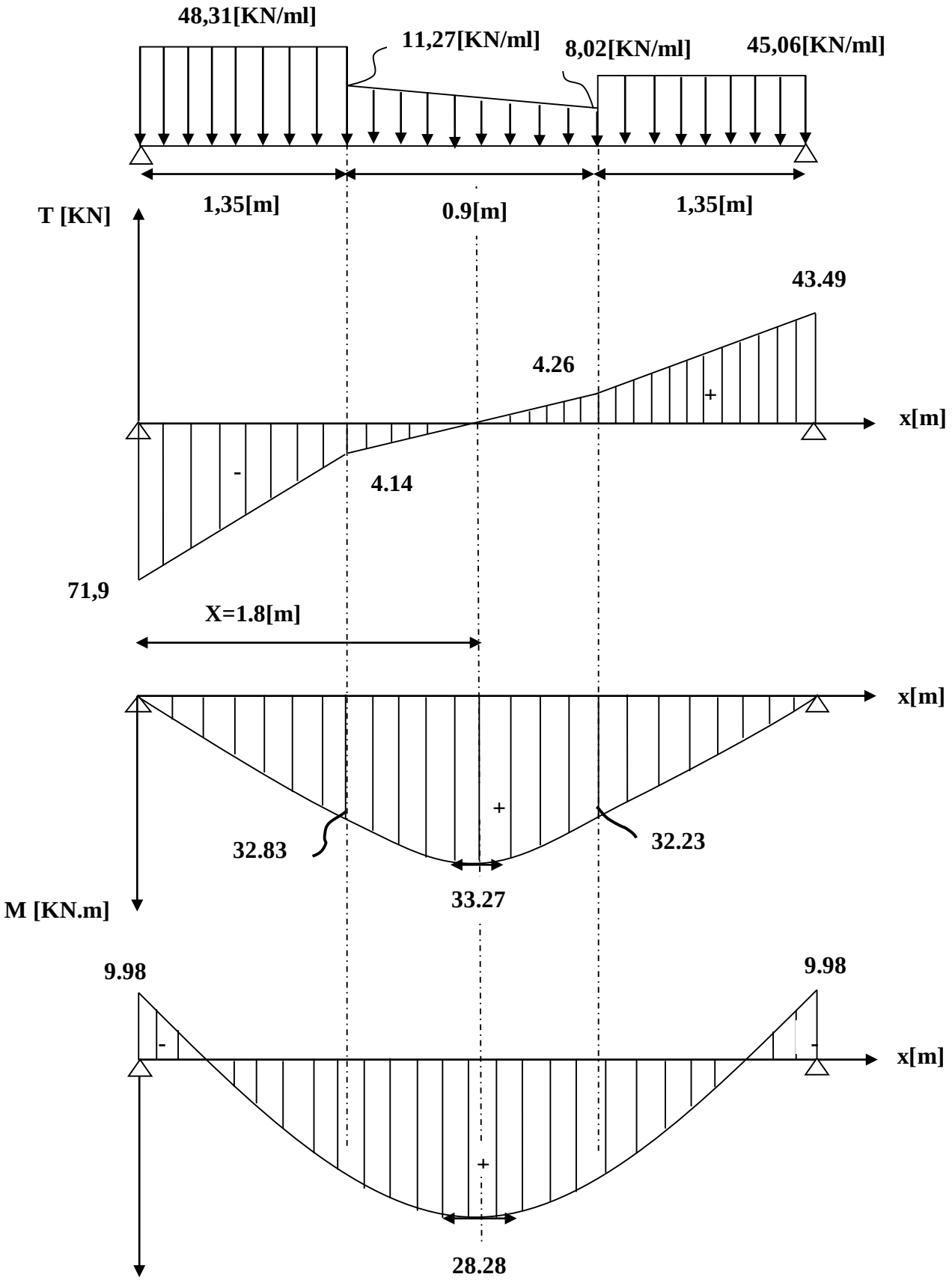
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités on multiplie Mz max par des Coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

Ma = 0,3 x 32.23 = **9.98[KN.m]**

En travée :

Mt = 0,85 x 55,09 = **28.28[KN.m]**



III.6.3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferraillage se fera avec les moments maximum à l'ELU :

Ma max=9.98 [KN.m].

Mt max=28.28 [KN.m].

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.28 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0.073}$$

$\mu = 0.073 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ **SSA**

$\mu = 0.073 \longrightarrow \beta = 0.9625$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.28 \times 10^3}{0,9625 \times 33 \times 348}$$

$\mathbf{A_t = 2.55\ [cm^2]}$

Soit une section de $\mathbf{5HA10 = 3.92\ [cm^2]}$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.98 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = \mathbf{0,025}$$

$\mu = 0.025 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ **SSA**

$\mu = 0.025 \longrightarrow \beta = 0,9875$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.98 \times 10^3}{0,9875 \times 33 \times 348}$$

$\mathbf{A_a = 0.88\ [cm^2]}$

Soit une section de **3HA10** ($\boldsymbol{A_a = 2,36[cm^2]}$ **)**

- **Les exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(art.7.5.2.1du RPA2003)**

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

$A_{S\,tot} = 5HA10 + 3HA10 = 3.92 + 2,36 = 6.28[cm^2] > 0,005bh = 4,37[cm^2]$ **Condition vérifiée.**

III .6.3. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :**

$$\mathbf{A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}} \longrightarrow A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99\ [cm^2]$$

- **En travée :**

$A_t = 3.92[cm^2] > A_{min} = 0{,}99[cm^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sur appuis :**

On a :

$A_a = 2{,}36[cm^2] > A_{min} = 0{,}99[cm^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➢ **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après l'article [**A.5.1, 1 du BAEL91] :**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \overline{\tau_u}}$$

On a $\mathbf{V_u = 45.98[KN]}$

$$\tau_u = \frac{45.98\times10}{25\times33} = 0.56[MPa]$$

$$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \mathbf{min}\left(\mathbf{0,2}\frac{\mathbf{f_{c28}}}{\boldsymbol{\gamma_b}};\mathbf{5[MPa]}\right)$$

$$= \mathbf{min}\left(\mathbf{0,2}\frac{\mathbf{25}}{\mathbf{1{,}5}};\mathbf{5[MPa]}\right) \longrightarrow \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = \mathbf{min(3,33;5[MPa])} \longrightarrow \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3{,}33[MPa]$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0.56[MPa] < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3{,}33[MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

➢ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

- **Influence sur le béton :**

$$\frac{0{,}4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0{,}9 \times d \times b_0 = \frac{0{,}4\times25\times10^3}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}33 \times 0{,}25 = 495[KN]$$

On a :

$V_u^{max} = 45.98[KN] < 495[KN] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Appui de rive (art. A.5.1, 312 BAEL91) :**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui côté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant Vu :

$$\mathbf{A_{stmin\ ancrer} \geq \frac{\gamma_s \times V_u^{max}}{f_e} = \frac{1{,}15\times45.98\times10^3}{400\times100} = 1.32\ [cm^2]}$$

$$\mathbf{A_{s\ adoptée} = 2{,}36[cm^2] \geq A_{stmin\ ancrer} = 1.32[cm^2]}$$

- **vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :**

$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\mathbf{V_u}}{\mathbf{0{,}9d\sum U_i}} \longrightarrow \mathbf{V_u = 45.98\ [KN]}$

Avec $\sum \boldsymbol{U_i}$: la somme des périmètres utiles des barres.

$\sum \mathrm{U_i} = \pi \times \mathrm{n} \times \emptyset = 3{,}14 \times 3 \times 1$

$\sum \mathbf{U_i} = \mathbf{9{,}42\ [cm]}$

$\tau_{se} = \frac{45.98\times10^3}{0{,}9\times330\times94{,}2} = \mathbf{1.64\ [MPa]}$

$\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}} = \boldsymbol{\Psi_s} \times \boldsymbol{f_{t28}}$

Avec $\boldsymbol{\Psi_s}$ coefficient de scellement ($\boldsymbol{\Psi_s = 1{,}5}$ pour les aciers **HA)**.

$\overline{\tau_{se}} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ [\mathrm{MPa}]$

$\tau_{se} = 2{,}57[\mathrm{MPa}] < \overline{\tau_{se}} = 3{,}15[MPa] \longrightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

Longueur de scellement droit : (art. A.6.1.23 BAEL 91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandé à la barre puisse être mobilisé :

$\boldsymbol{L_s} = \frac{\boldsymbol{\emptyset f_e}}{\mathbf{4}\,\overline{\boldsymbol{\tau_s}}}$

Avec : $\overline{\tau_s} = 0{,}6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84[MPa]$

$\mathrm{L_s} = \frac{1{,}0\times400}{4\times2{,}84} = 35.21[\mathrm{cm}] \longrightarrow \mathrm{L_s} = 35[\mathrm{cm}]$

On remarque que Ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle elle est ancrée. On adoptera donc un crochet normal :

D'après le BAEL 91 la longueur nécessaire pour les aciers HA est $\mathrm{L_s} = 0{,}4\mathrm{L_s}$

$\mathrm{L_s} = 0{,}4\mathrm{L_s} = 0{,}4 \times 35 = 15[\mathrm{cm}]$

- **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales (art. A.7.2 BAEL91) :**

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

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{350}{35}; \emptyset_l; \frac{250}{10}\right\}$

$\emptyset_t \leq \min\{10; 14; 25\} = 10$

On prend un cadre et un étrier en **HA10** $\longrightarrow$ **At = 4HA10=3,14 [cm²].**

- Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(**Art. A.5.1, 232 / BAEL91):**

$$\mathbf{S_t \leq \frac{A_{ad} \times 0,9 \times f_e}{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times \gamma_s} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{(0.65 - 0,3 \times 2,1) \times 25 \times 1,15} = 1130.4}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7.5.2.2)** on obtient ce qui suit :

$\mathbf{s_{tmax} \leq min(0,9 \times d; 40[cm])}$

$s_{tmax} \leq \min(0{,}9 \times 33; 40[\text{cm}]) \longrightarrow s_{tmax} \leq \min(29{,}7; 40[\text{cm}]) = 29{,}7[\text{cm}]$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

  - **Zone nodale :**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30[\text{cm}]\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.0; 30\right) = 8{,}75[\text{cm}]$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min\,(29{,}7[\text{cm}]\,;\,8{,}75[\text{cm}])$=8,75[cm].

On opte pour $\mathbf{S_t = 8[cm]}$

  - **Zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5[\text{cm}]$

Soit $\mathbf{S_t = 15[cm]}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$\mathbf{A_{min} = 0,003 \times S_t \times b}$

$A_{min} = 0{,}003 \times 15 \times 25 = 1{,}125[\text{cm}^2]$

$A_{adoptée} = 3{,}14[\text{cm}^2] > A_{min\ du\ RPA} = 1{,}125[\text{cm}^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Pourcentage minimum des armatures transversales**: **:(Art 5.1, 22 / BAEL91):**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$\mathbf{A_{adoptée} > \frac{0{,}4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0{,}4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375[cm^2]}$

$A_{adoptée} = 3{,}14[\text{cm}^2] > A_{min\ du\ BAEL} = 0{,}375[\text{cm}^2] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5[cm] Au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.6.4. Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge à l'ELS :

$q_s = (G_A + R_B)$

Partie A : $q_s = \big((2.19 + 4.77) + 21.6\big) = 28.56[\mathrm{KN/ml}]$

Partie C : $q_s = \big((2.19 + 3.34) + 21.6\big) = 27.13[\mathrm{KN/ml}]$

Partie B :

- $q_s = \big((2.87 + 4.77)\big) + 0 = 7.64[\mathrm{KN/ml}]$
- $q_s = \big((2.87 + 3.34)\big) + 0 = 6.21[\mathrm{KN/ml}]$

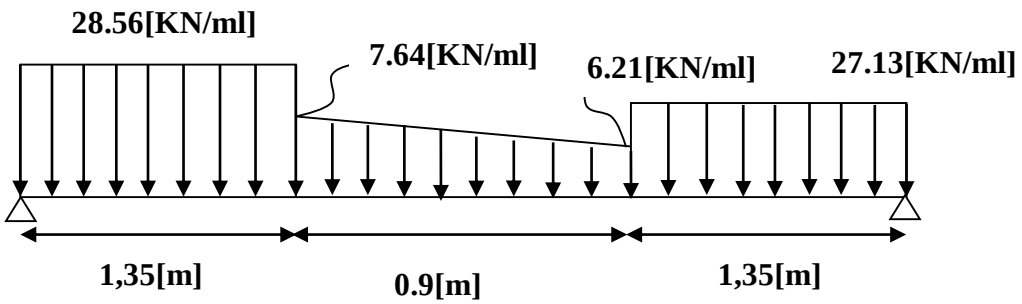


Figure III.6.4 Diagramme des charges et surcharges.

a.2) Calcul des réactions d'appuis :

- $\sum \boldsymbol{F} = \mathbf{0}$

$$R_A + R_B = 28.56 \times 1{,}35 + 6.21 \times 0.9 + (7.64 - 6.21) \times \frac{0.9}{2} + 27.13 \times 1{,}35 = 0$$

$$R_A + R_B = 81.41[\mathrm{KN}]$$

- $\sum \mathbf{M}/_{\mathbf{A}} = \mathbf{0}$

$$R_B \times (1{,}35 + 0.9 + 1{,}35) - 27.13 \times 1{,}35 \times \left(\frac{1{,}35}{2} + 0.9 + 1{,}35\right) - 6.21 \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{2} + 1{,}35\right) - \left(\frac{7.64-6.21}{2}\right) \times 0.9 \times \left(\frac{0.9}{3} + 1{,}35\right) - 28.56 \times \frac{1{,}35^2}{2} = 0$$

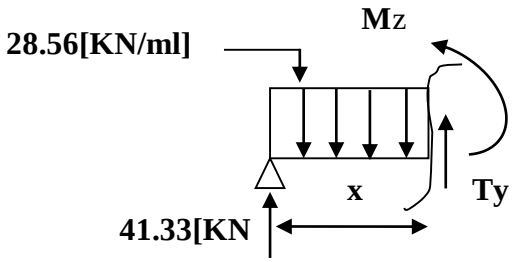
$$3.6R_B - 144.27 = 0 \longrightarrow R_B = \frac{144.27}{3.6} \longrightarrow R_B = 40.08\ [\mathrm{KN}]$$

$$R_A + R_B = 81.41[\mathrm{KN}] \longrightarrow R_A = 81.41 - 40.08 = 41.33[\mathrm{KN}]$$

Donc on a :

$$\begin{cases} \mathbf{R_B = 40.08[KN]} \\ \mathbf{R_A = 41.33\ [KN]} \end{cases}$$

- **Calcul les efforts tranchants et les moments fléchissant :**
  - **1er tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) - 28.56x + 41.33 = 0}$

$$\mathbf{Ty(x) = 28.56x - 41.33}$$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{Ty(0)= -41.33 [KN]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Ty(1,35)= -2.77 [KN]} \end{cases}$$

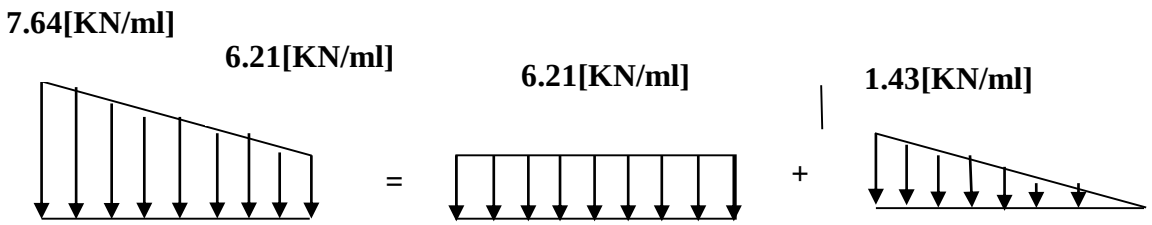
❖ $\mathbf{Mz(x) + 28.56\frac{x^2}{2} - 41.33x = 0}$

$$\mathbf{Mz(x) = 41.33x - 28.56\frac{x^2}{2}}$$

$$\begin{cases} \text{Pour x=0 [m]} \longrightarrow \textbf{Mz(0) = 0 [KN.m]} \\ \text{Pour x=1,35[m]} \longrightarrow \textbf{Mz(1,35) = } \mathbf{29.7}\ \textbf{[KN.m]} \end{cases}$$

  - **2eme tronçon $0[m] \leq x \leq 1,5[m]$:**

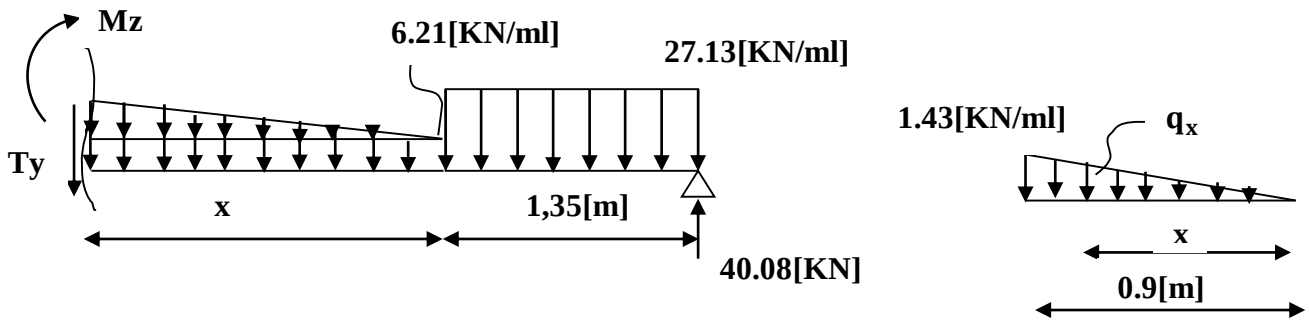
La charge trapézoïdale sera décomposée comme suit :



- **Détermination de la charge q en fonction de x :**

A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{0.9}{1.43} \longrightarrow q_x = 1.58x$$



❖ $\mathbf{Ty(x) - 40.08 + 27.13 \times 1,35 + 6.21x + 1.58x \times \frac{x}{2} = 0}$

$\mathbf{Ty(x) = -0.79x^2 - 6.21x + 3.45}$

Pour x=0[m] ⟶ **Ty(0)= 3.45 [KN]**

Pour x=0.9[m] ⟶ **Ty(0.9)= -2.7 [KN]**

❖ $\mathbf{Mz(x) + 27.13 \times 1,35\left(\frac{1,35}{2} + x\right) - 40.08(1,35 + x) + 6.21 \times \frac{x^2}{2} + 1.58x\frac{x}{2}\frac{x}{3} = 0}$

$\mathbf{Mz(x) = -0.26x^3 - 3.1x^2 + 3.46x + 29.38}$

Pour x=0[m] ⟶ **Mz(0) = 29.38 [KN.m]**

Pour x=0.9[m] ⟶ **Mz(0.9) = 29.7 [KN.m]**

Le moment $\mathbf{Mz(x)}$ est maximal pour $\mathbf{Ty(x) = 0}$

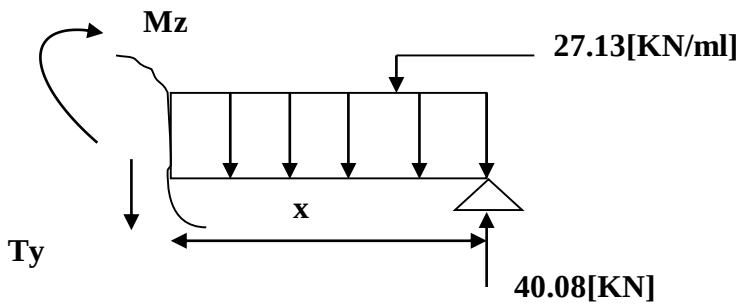
$\mathbf{Ty(x) = -0.79x^2 - 6.21x + 3.45} \longrightarrow \mathbf{x = 0.52}\ [\mathbf{m}]$

$\mathbf{Mz(x) = -0.26x^3 - 3.1x^2 + 3.46x + 29.38}$

$Mz(x) = -0.26(0.52)^3 - 3.1(0.52)^2 + 3.45 \times (0.52) + 29.38$

$$\mathbf{M_Z^{max} = 30.29\ [KN.m]}$$

➢ **3eme tronçon $0 \leq x \leq 1,35[m]$:**



❖ $\mathbf{Ty(x) + 27.13x - 40.08 = 0}$

$$\mathbf{Ty(x) = -27.13x + 40.08}$$

Pour x=0 [m] ⟶ **Ty(0)= $\mathbf{40.08}$ [KN]**

Pour x=1,35[m] ⟶ **Ty(1,35)= 3.45[KN]**

❖ $\mathbf{Mz(x) - 40.08x + \frac{27.13}{2}x^2 = 0}$

$$\mathbf{Mz(x) = 40.08x - \frac{27.13}{2}x^2}$$

Pour x=0 [m] ⟶ **M(0) = 0 [KN.m]**

Pour x=1,35 [m] ⟶ **M(1,35) = $\mathbf{29.38}$ [KN.m]**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités on multiplie Mz max par des Coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

Ma = 0,3 x 30.29= **9.09 [KN.m]**

En travée :

Mt = 0,85 x 30.29 = **25.75 [KN.m]**

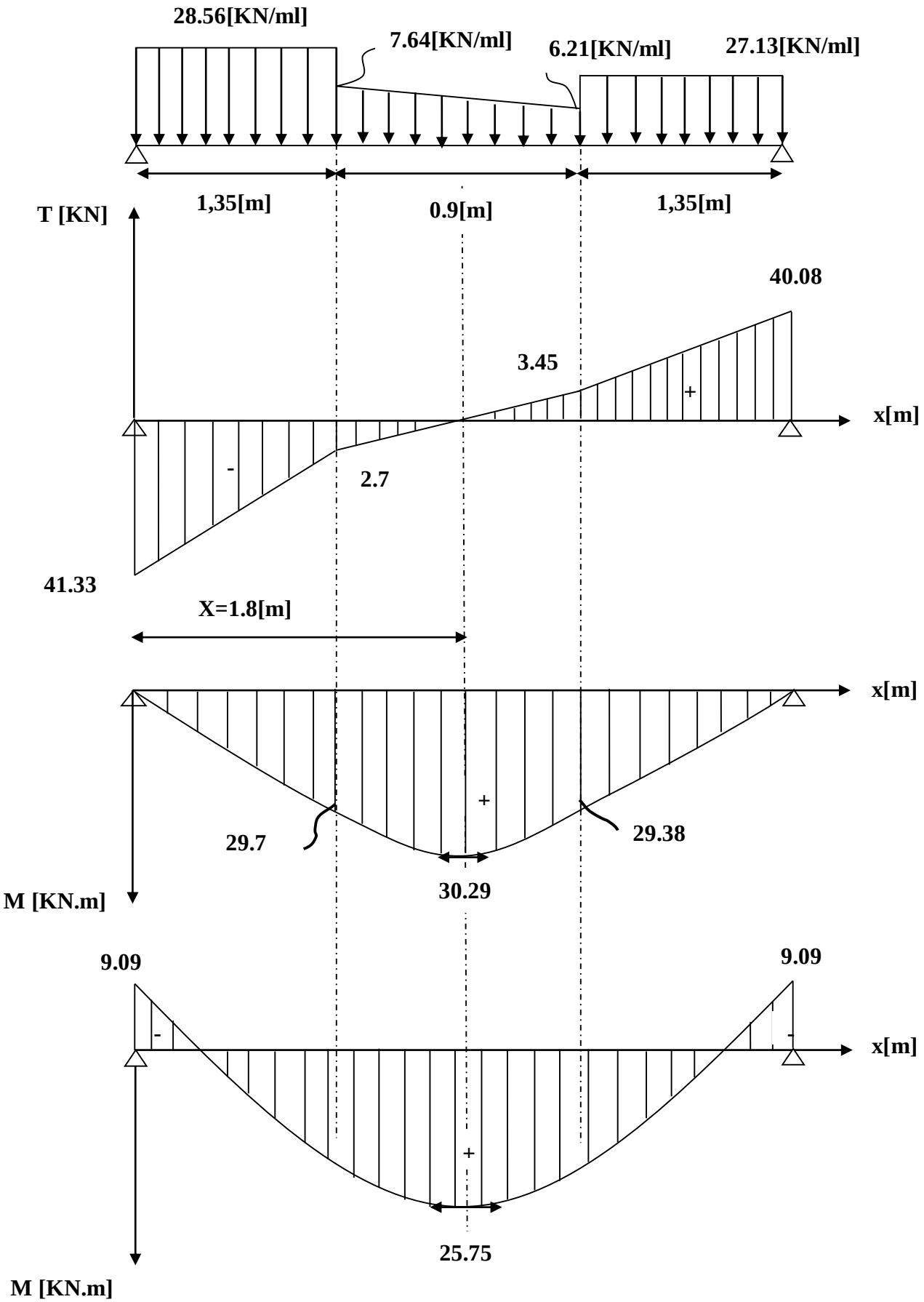


Figure III.6.5 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS.

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

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times 25 = 15$ [MPa] et $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

- **Contrainte de compression du béton :**

- **Aux appuis** :

Ma = 9.09 [KN.m]

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{25 \times 33} = \mathbf{0.30} \longrightarrow \boldsymbol{\beta_1 = 0.914}$, $\boldsymbol{K_1 = 43.14}$

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{9.09 \times 10^3}{0{,}914 \times 33 \times 2.51} = 120.07\ [MPa]$

$\sigma_{st} = 120.07\ [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400\ [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43.14} = 0.023$

$\sigma_{bc} = 120.07 \times 0.023 = 2.76\ [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **En travée :**

Mt = **41,99 [KN.m]**

$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times 3.92}{25 \times 33} = 0.47}$, $\boldsymbol{\beta_1 = 0.896}$, $\boldsymbol{K_1 = 33.08}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{25.75 \times 10^3}{0.896 \times 33 \times 3.92} = 222.16\ [MPa]$

$\sigma_{st} = 222.16\ [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 400\ [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = 0.030$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.03 \times 222.16 = 6.72 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{8 \times 25.75}{10 \times 28.56 \times 3.6^2} = 0.055 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.92}{25 \times 33} = 0.0047 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Il n'ya donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferraillage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales :

5HA8 pour le lit inférieur.

5HA10 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en **HA10**

IV.1. Présentation du logiciel Etabs

ETABS est l'abréviation de « Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems » pouvant être traduit par « Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de construction ». Ce logiciel a été développé par la compagnie américaine « COMPUTERS and STRUCTURES,
Inc. » avec une première version datant de 1984.
ETABS est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Grâce à une interface graphique unique, il permet une modélisation facile et rapide avec un choix illimité de matériaux. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Définir la géométrie de la structure.
- Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduire les charges statiques et dynamiques.
- Spécifier les conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.
- Visualiser les résultats.

IV.2. Étapes de modélisation

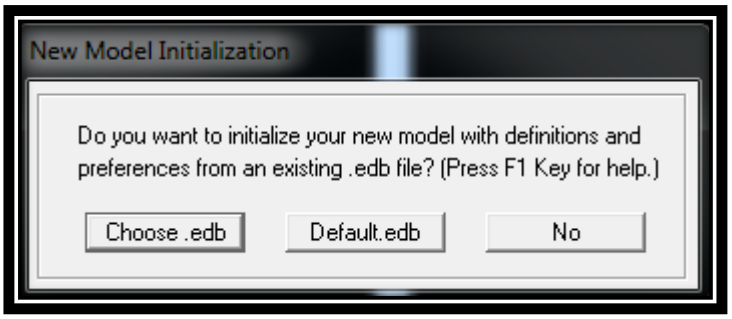
IV.2.a. 1ère étape : Définir la géométrie de la structure

- **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **kn-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

- **Création d'un nouveau model**

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « Ctrl+N ». Une boite de dialogue intitulée « **New Model Initialization** » apparait où trois choix s'offrent à l'utilisateur :

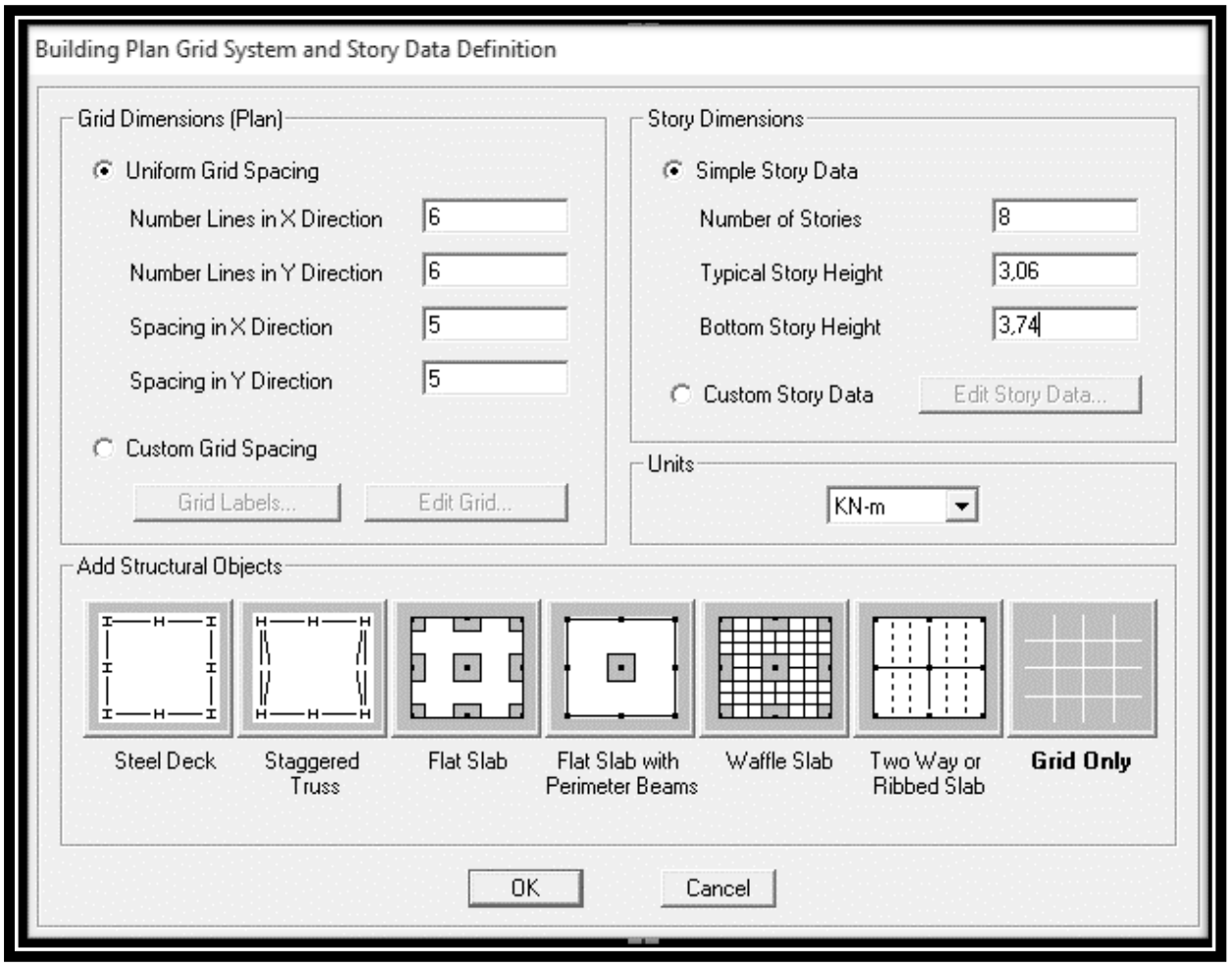


.« **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.
. « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
. « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

- **Géométrie de base**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File ⇨New model⇨Default.edb.**

une boite de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » apparait tel que :

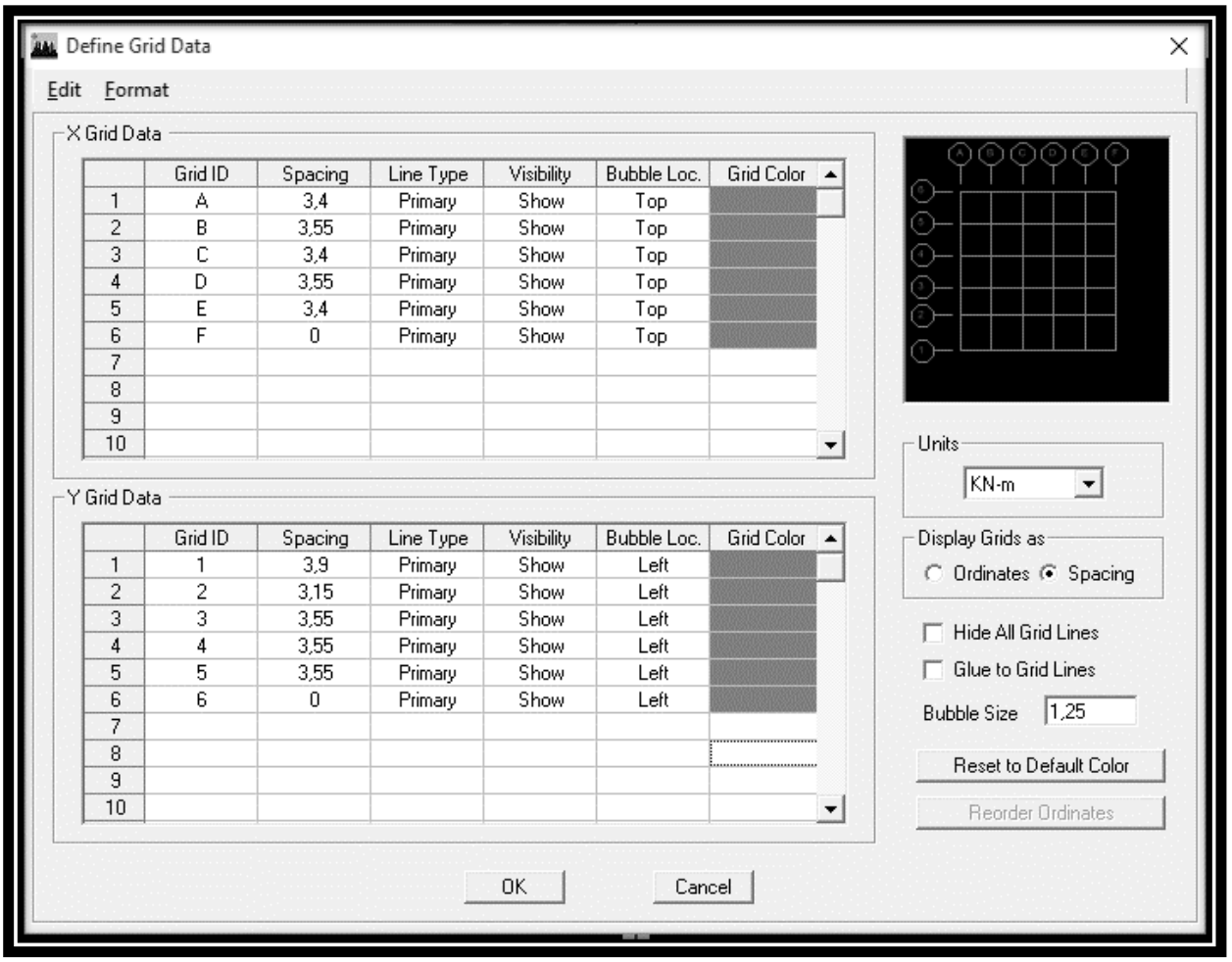


Cette option permet d'introduire:

. « Number Lines in X Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.
. « Number Lines in Y Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.
. « Spacing in X Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.
. « Spacing in Y Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.
. « Number of Stories » : Nombre d'étages.
. « Typical Story Height » : Hauteur (constante) d'étage courant.
. « Bottom Story Height » : Hauteur du RDC

- **Remarque**

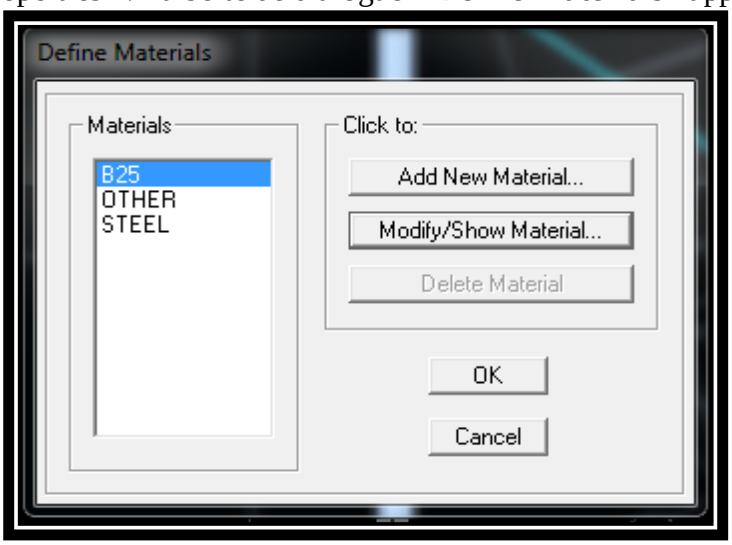
La hauteur d'étage et la longueur des travées étant rarement constantes, l'utilisateur se doit d'avoir recourt aux options « Custom Grid Spacing » et « Custom Story Data » permettant respectivement d'introduire la distance (espacement) entre chaque travée suivant X et Y et la hauteur entre un étage et un autre.



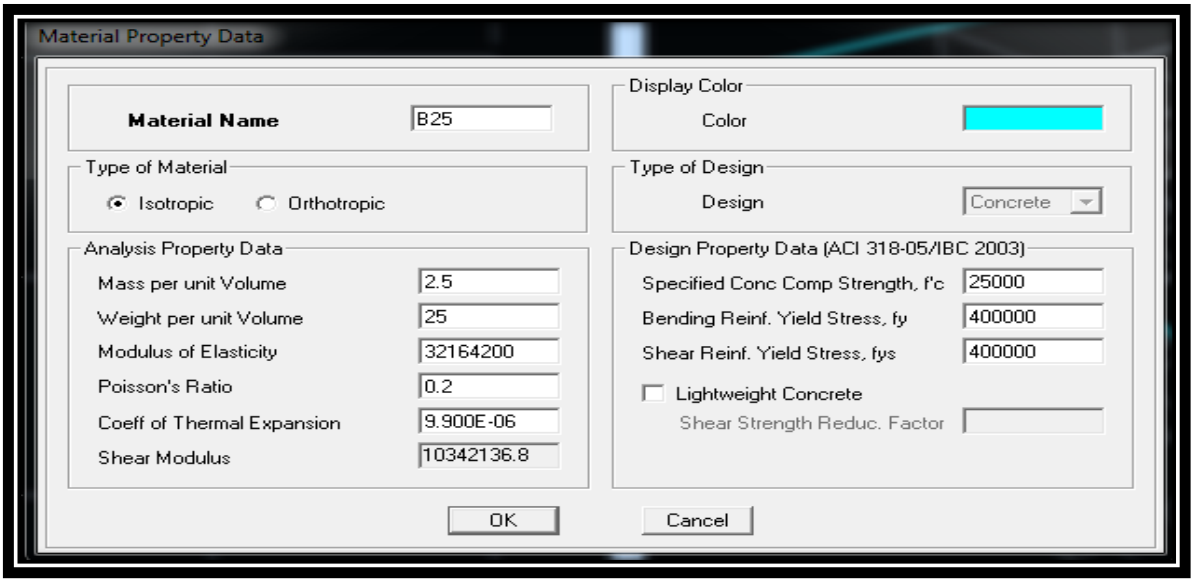
IV.2.b. 2ème étape : Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boite de dialogue intitulée « **Material Property Data** ». L'utilisateur peut y accéder suit par le cheminement suivant « **Define _Material properties** » ou bien en cliquant sur l'icône « Define Material properties ». La boite de dialogue « **Define Materials** »apparait tel qu

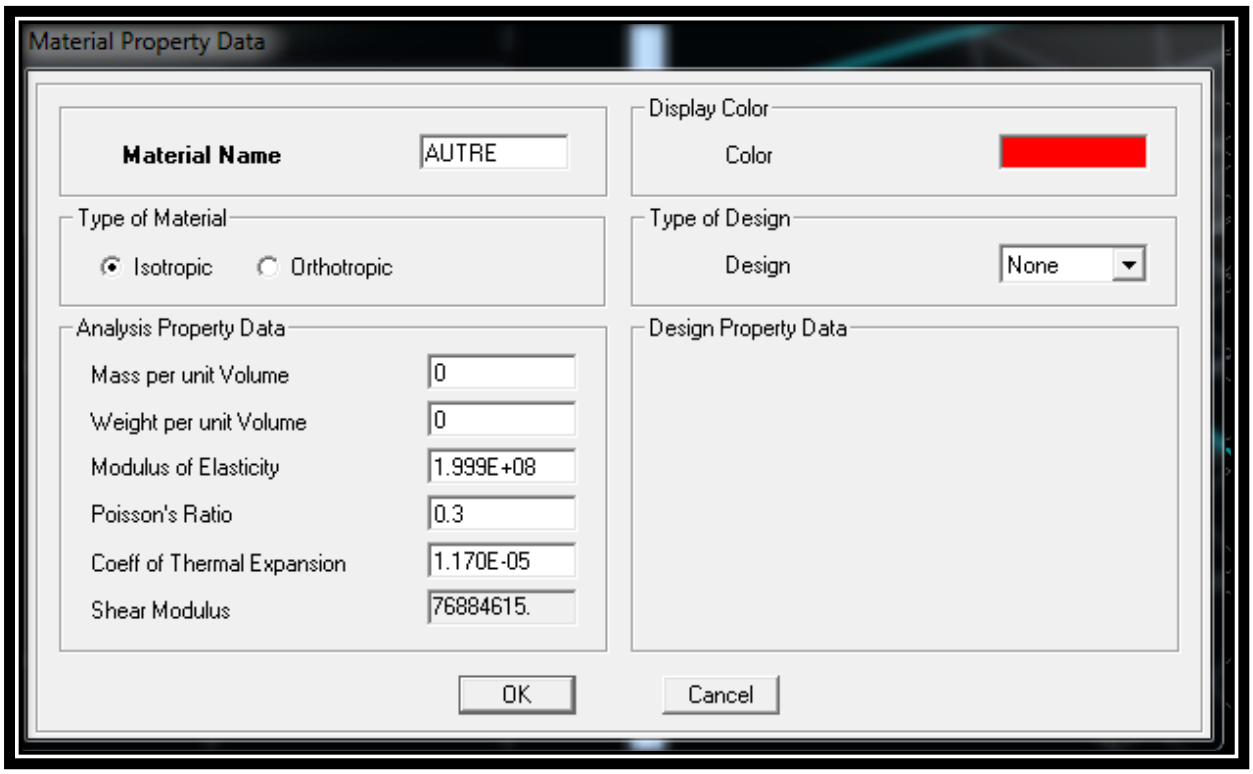


. « **Add New Material** » : Ajouter un autre matériau.
. « **Modify/Show Material** » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
. « **Delete Material** » : Supprimer un matériau.
. En sélectionnant « CONC » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boite de dialogue suivante s'affiche



- En sélectionnant « OTHER » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boite de dialogue suivante s'affiche :

Pour le matériau « OTHER », la masse volumique et le poids volumique sont pris égale à zéro et les autres paramètres sont laissé par défaut.



. Remarque

Le matériau « BETON » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.

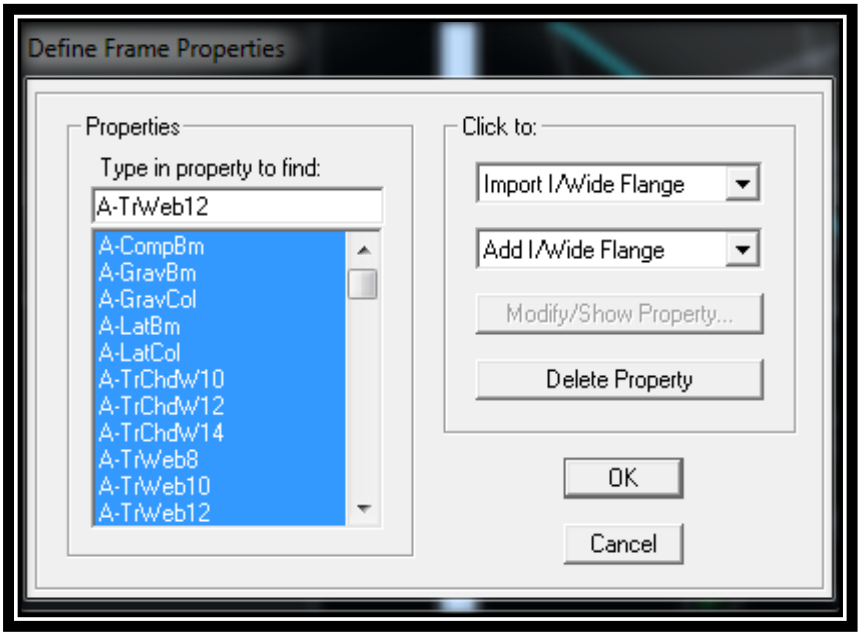
Le matériau « OTHER » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « BETON » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

2. Caractéristiques géométriques des éléments

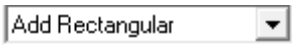
Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define** ⇨**Frame sections** , On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rctangular** pour ajouter une section rectangulaire».

La boite de dialogue suivante apparait :



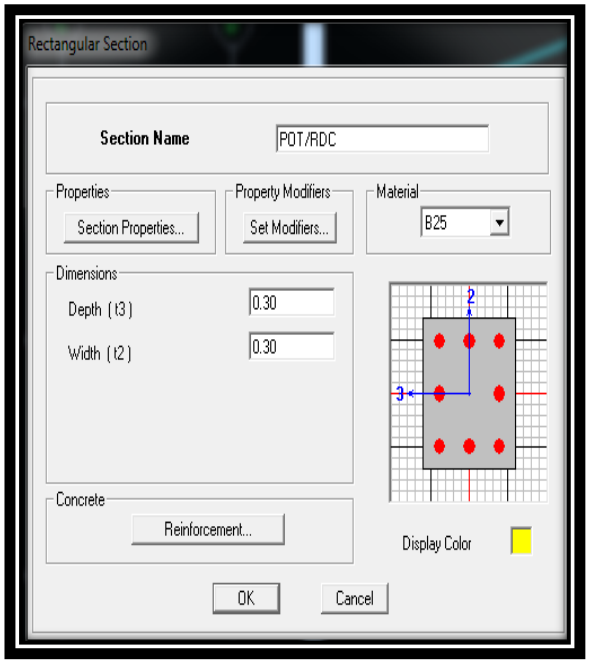
Pour retrouver facilement les sections ajouter, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur « **Delete Property** » pour toutes les supprimer.
. La commande « **Import** » permet d'importer une section préalablement définie.
. La commande « **Add** » permet d'ajouter une section tel que :

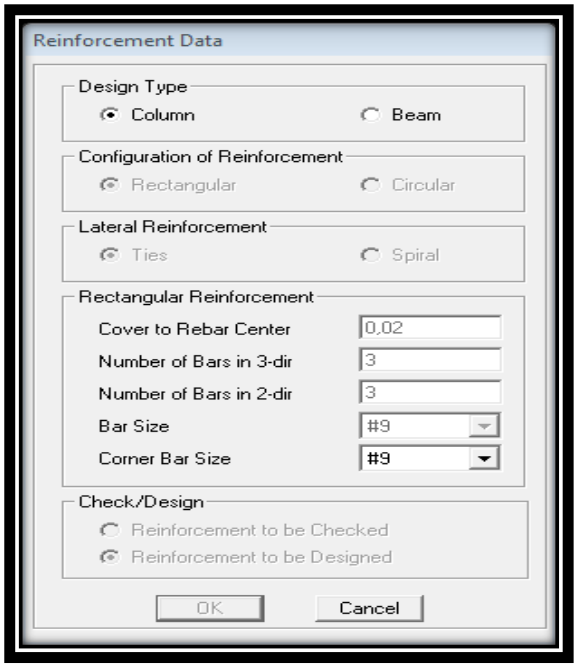


Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

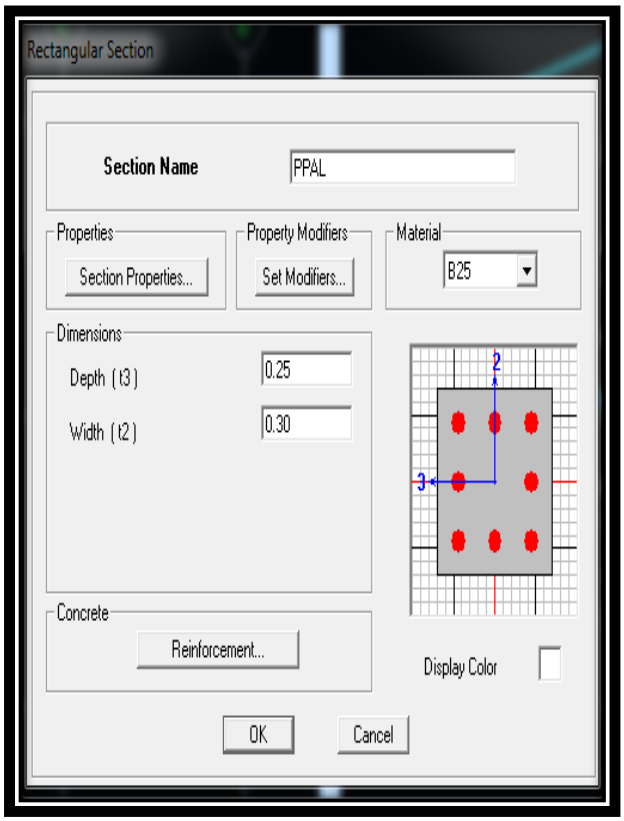
.Exemples

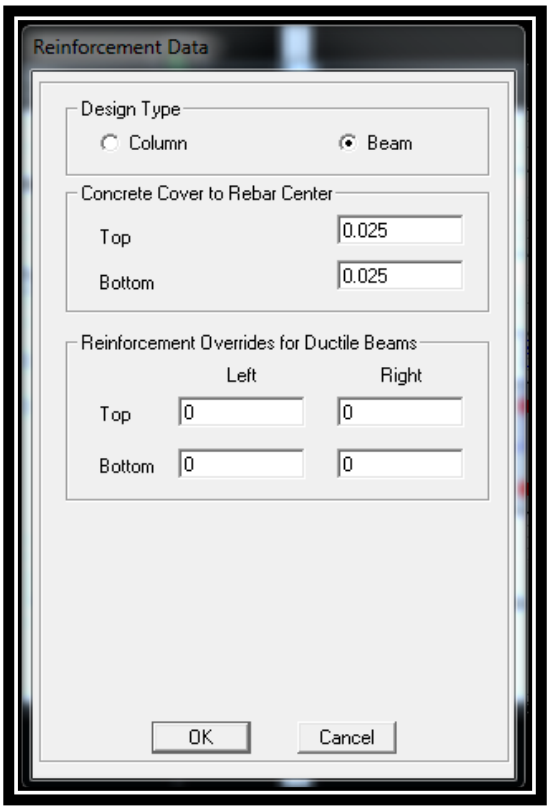
- **Poteaux**



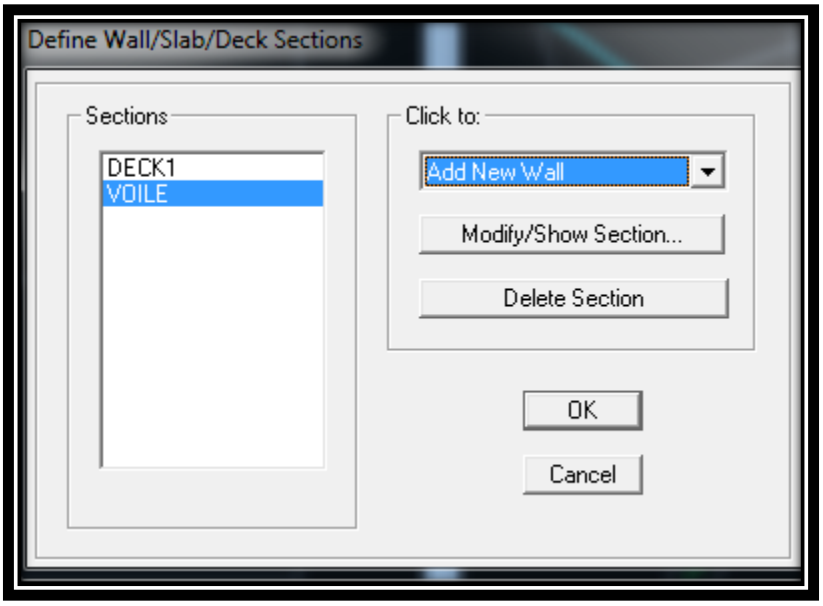


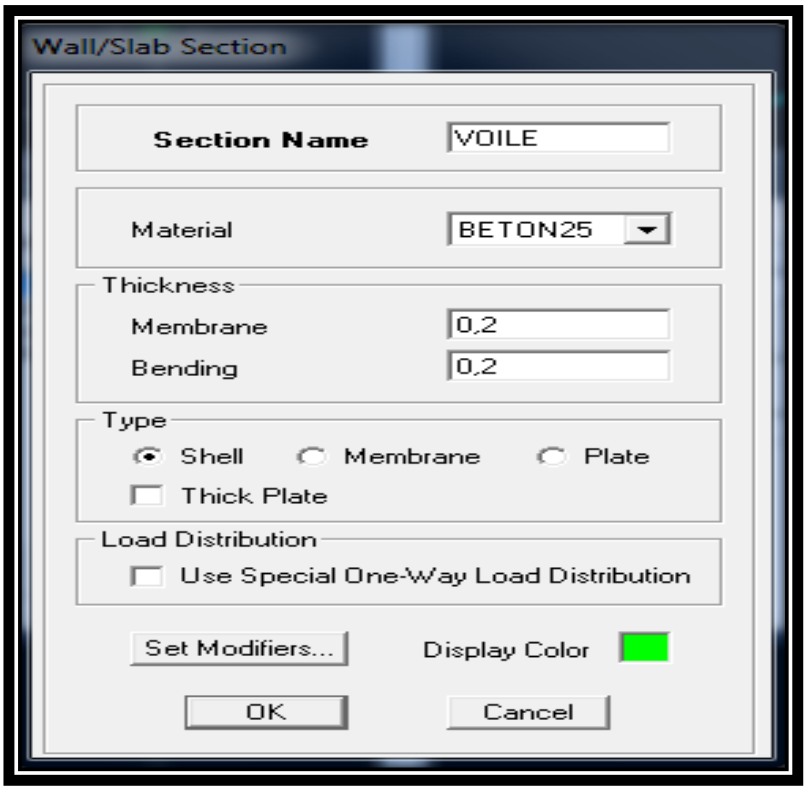
- **Poutres**





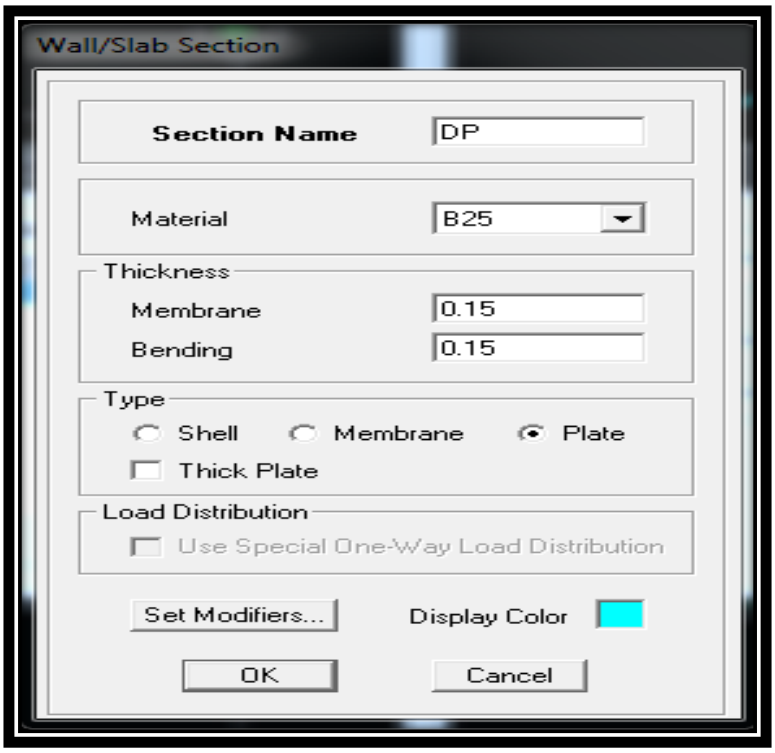
Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaciques** (voile, plancher)
On choisit le menu :
Define⇨wall/slab/decksection⇨Add new Wall pour le dimensionnement du voile



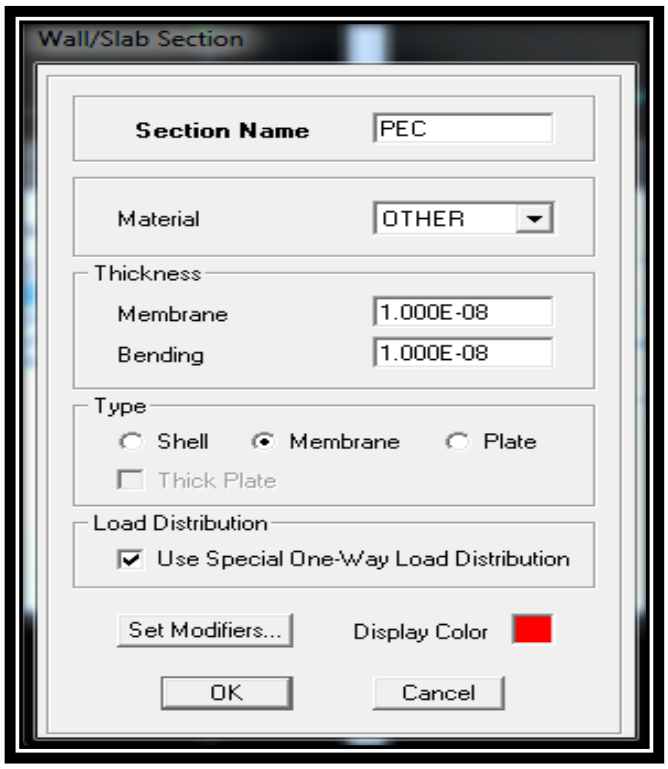


Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Wall** » ou « **Add New Slab** » tel que :

Pour les dalles pleines :



. Pour les planchers en corps creux :



L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

. Cette option permet uniquement la transmission les charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

3. Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes)

a. Les poutres

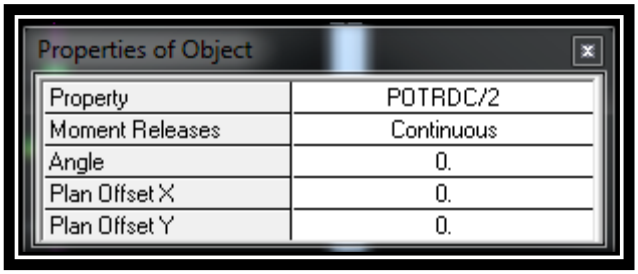
L'affectation des poutres au lignes de construction se fait en « **Plan View** » (Vue en plan) en utilisant les cheminements suivant « **Draw _Draw Line Objects _Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Draw _Draw Line Objects _Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** » ou en utilisant les icônes « **Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** ».

La différence entre les deux commandes est que, la première, permet de modéliser un élément du point A au point B sans interruption en effectuant un cliqué-glissé. Par contre, la deuxième, permet de modéliser un élément du point A au point B mais en divisant automatiquement celui-ci à chaque intersection de lignes de construction aussi elle permet de modéliser un élément juste en cliquant sur un point quelconque entre deux nœuds.

b. Les poteaux

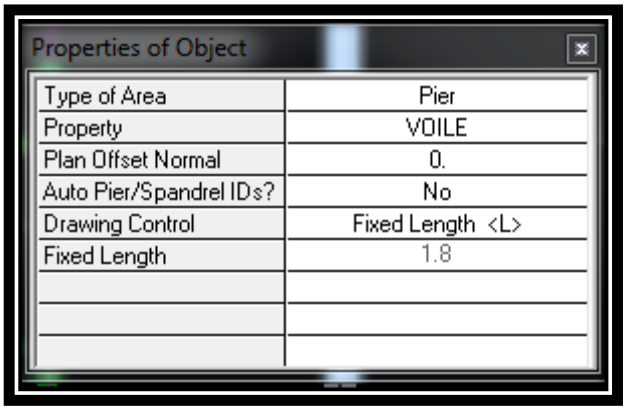
Il existe deux méthodes pour la modélisation des poteaux sur ETABS. La première est celle utilisée pour les poutres sauf que dans ce cas, l'utilisateur doit se mettre en « **Elevation View** » (Vue en élévation).

La deuxième méthode consiste à se mettre en « **Plan View** » (Vue en plan) puis utiliser les cheminements suivant « **Draw _Draw Line Objects _Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** » ou en utilisant l'icône « **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ». Cette méthode est plus pratique car elle offre la possibilité de changer l'angle d'orientation des poteaux grâce à l'option « **Angle** ».



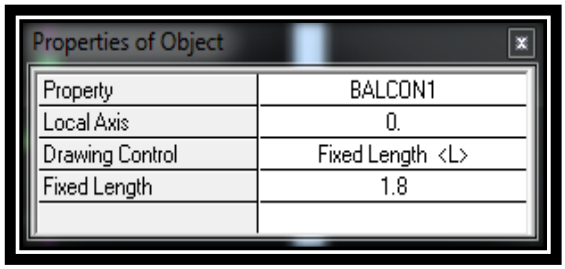
c. Les voiles

Pour modéliser les voile, l'utilisateur doit se mettre en « Elevation View » puit faire comme suit « **Draw _ Draw Area Objects _Draw Rectangular Areas (Plan, Elev)** » ou utiliser l'icône « **Draw Rectangular Areas** ». L'autre méthode est de le faire en « Plan View » comme suit « **Draw _ Draw Area Objects _ Draw Walls (Plan)** » ou à l'aide de l'icône « **Draw Walls (Plan)** ». Cette méthode est idéale pour modéliser les bouts de voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option « **Drawing Control** ».



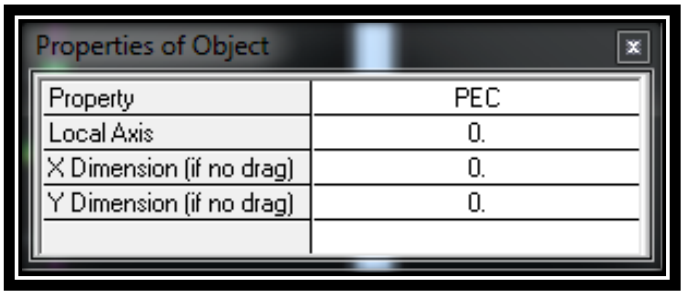
d. Dalles pleines

Pour les dalles rectangulaires, la méthode est la même que celle utiliser pour les voile mais en se mettant sur « **Plan View** ».
Pour des dalles de forme autre que rectangulaire ou carré, Cette méthode est utilisée « **Draw _ Draw Area Objects _Draw Areas** (Plan, Elev, 3D) ou en utilisant l'icône « **Draw Areas (Plan, Elev, 3D**)



e. Plancher en corps creux

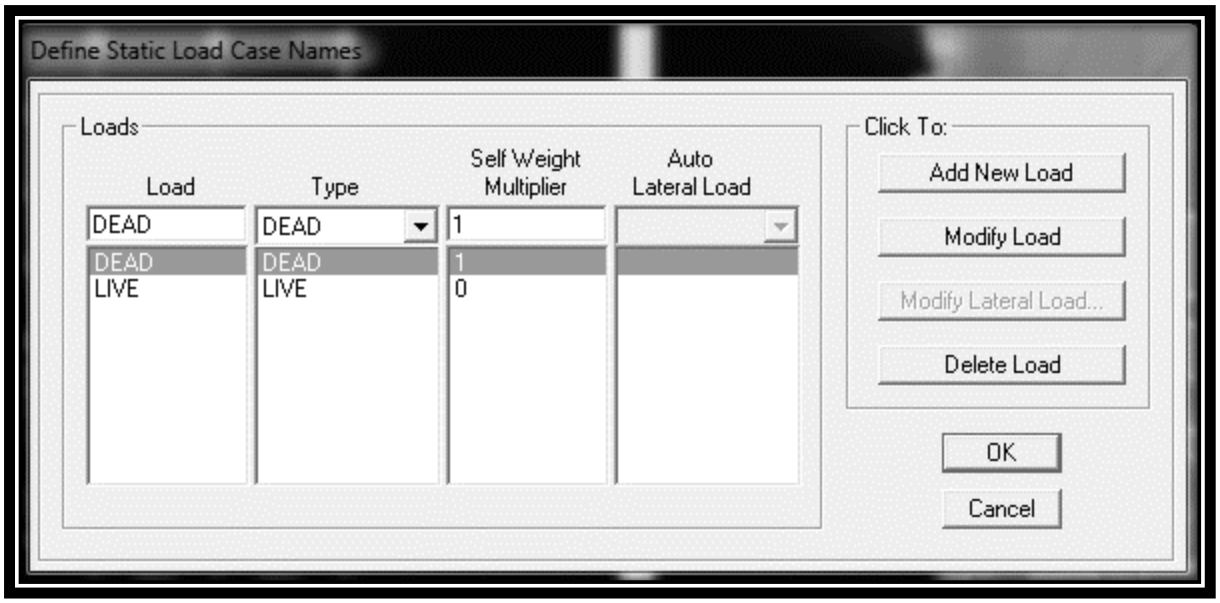
La méthode est la même que celle utiliser pour les dalles pleines rectangulaires. Le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis».**



1. Charges statiques

a. Poids propre de la structure

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define _ Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases** ». Une boite de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparait tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



Remarque

En introduisant la valeur de 1 dans la case « Selt Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

b. Charges statiques pour les éléments linéaires

Pour introduire ces charges il faut :
. Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles …).
. Choisir le cas de charge.
. Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).
Plusieurs cas de charges sont disponibles :

. Charges concentrées

Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est « **Assign _Frame/Line Loads _Point** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

Charges réparties

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign _Frame/Line**

Loads _Distributed » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme «**Uniform Load** » et une charge trapézoïdale «**Trapezoidal Loads** ».

Charges thermiques

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « **Assign _ Frame/Line Loads _ Temperature** »

c. Charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

. Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (**Dalles pleines, plancher en corps creux** …).

. Choisir le cas de charge.

. Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign _Shell/Area Loads _Uniform** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est **« Assign _Shell/Area Loads _Temperature** »

. Remarque

Il est possible de visualiser graphiquement les différents cas de charges (Avec leurs intensités) grâce à l'instruction « **Display _Show Loads** » puis choisir entre « **Joint/Point Loads** », « **Frame/Line Loads** » et « **Shell/Area Loads** » pour visualiser les charges voulues.

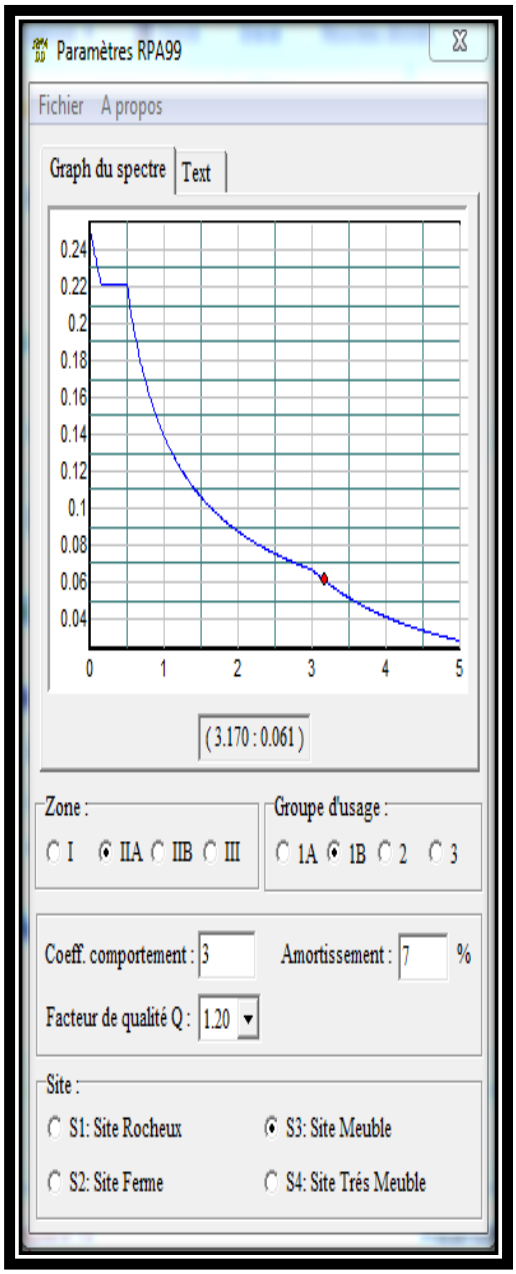
2. Charges dynamiques (Sismiques)

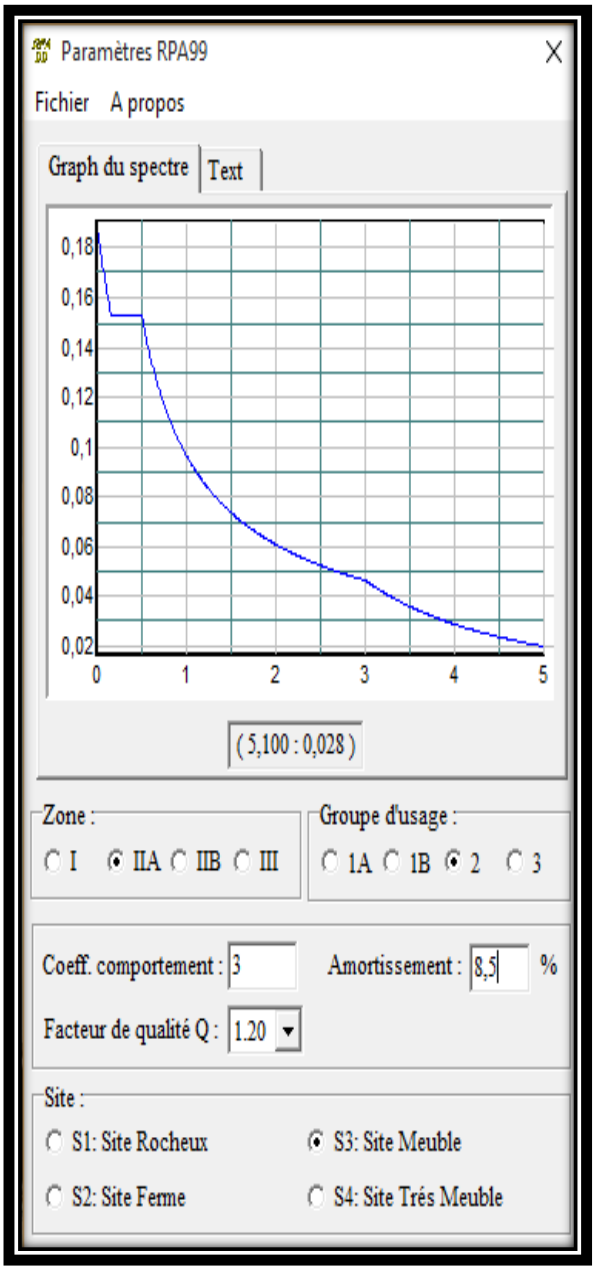
L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

- **1ère étape : Définition du spectre de réponse**

Le spectre de réponse est définie grâce à l'application externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

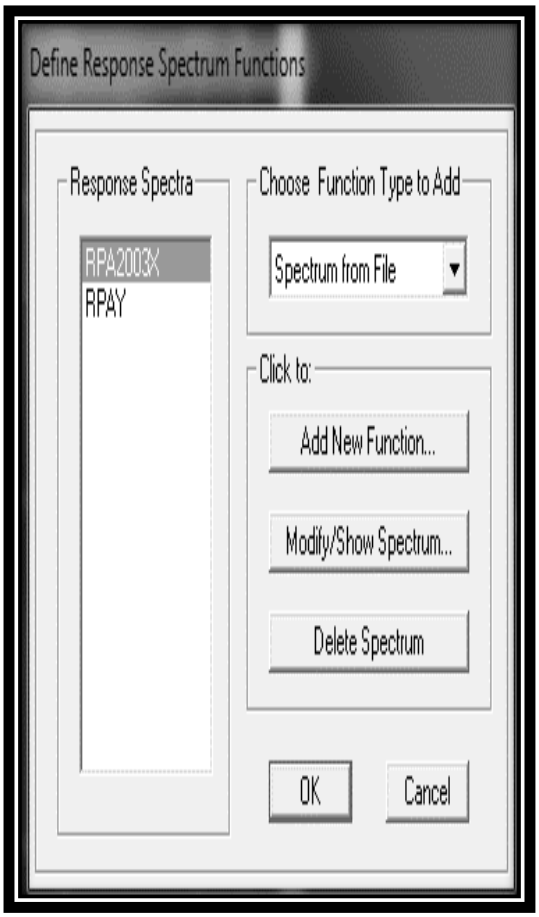
Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

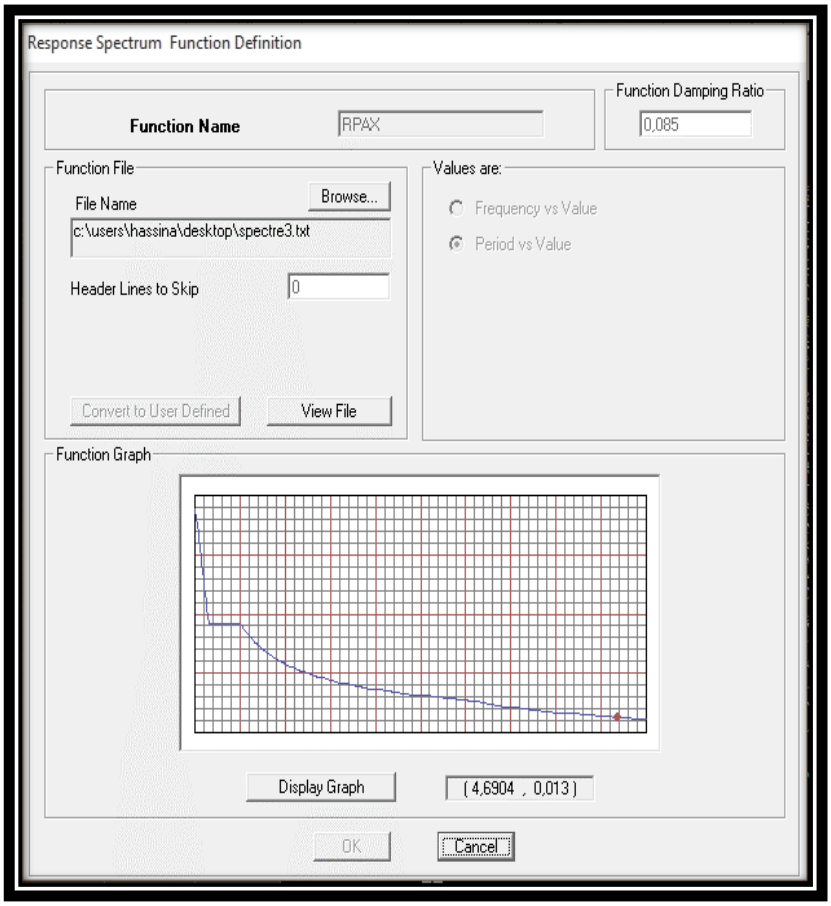




2ème étape : Introduction du spectre

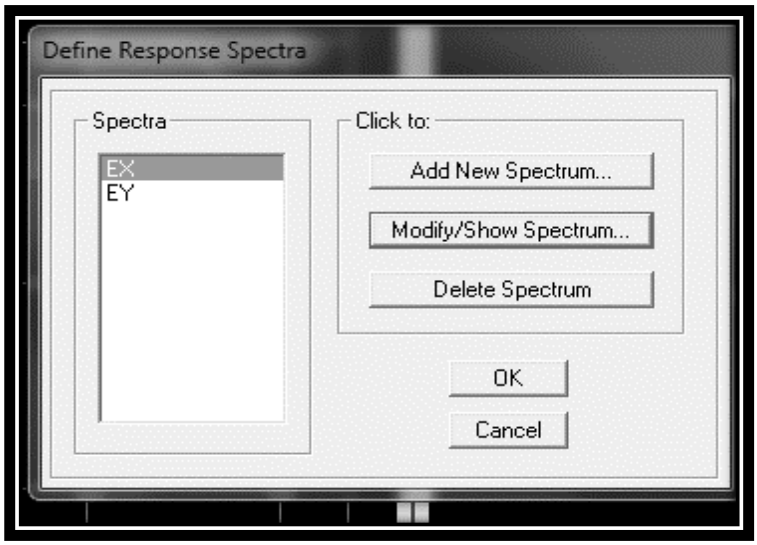
L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « **Define _Response Spectrum Functions** » ou grâce à l'icône « **Response Spectrum Functions** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

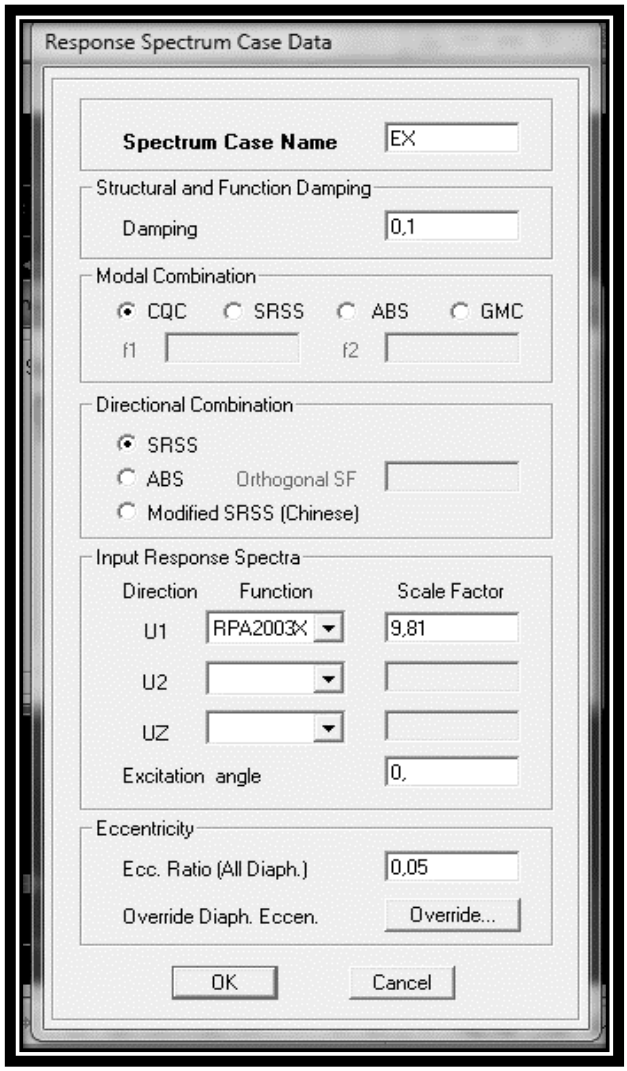


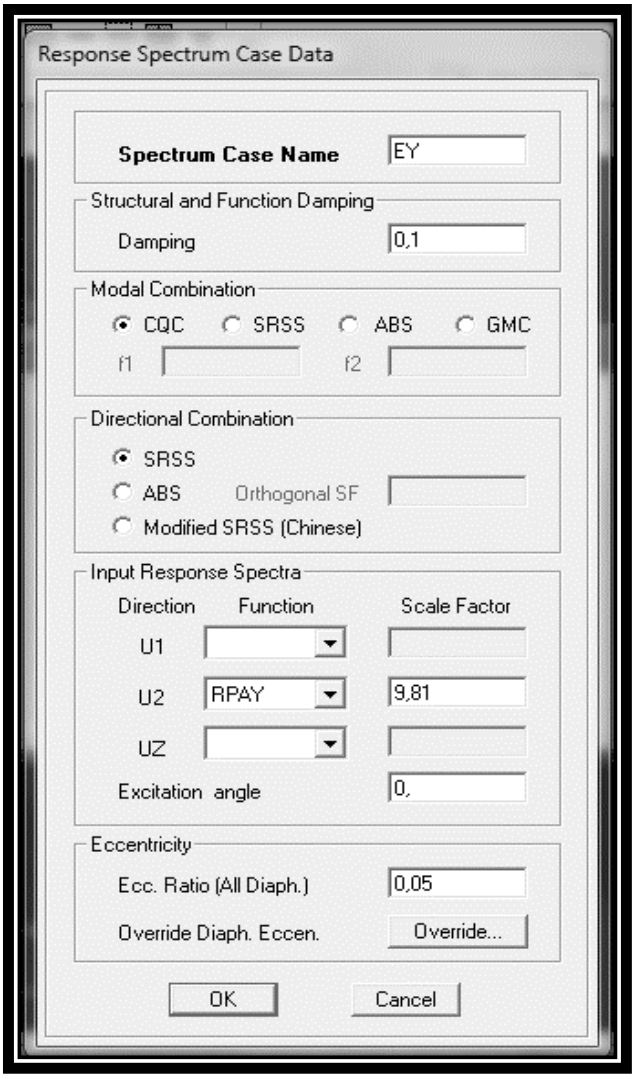


IV.2.c. 3ème étape : Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « **Define _Response Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

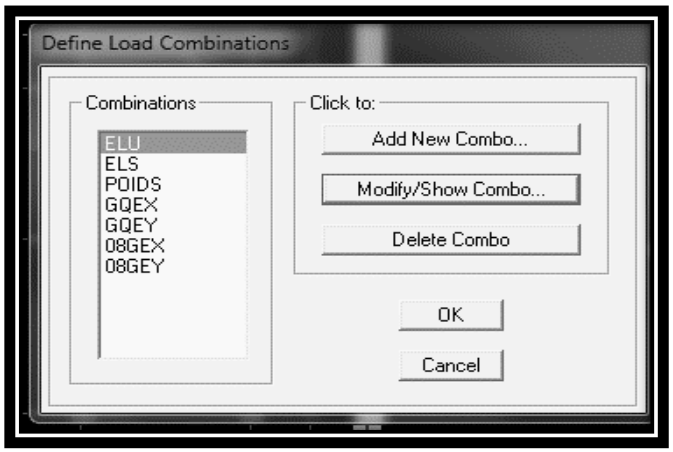

Define Response Spectra
Spectra
EX
EY
Click to:
Add New Spectrum...
Modify/Show Spectrum...
Delete Spectrum
OK
Cancel

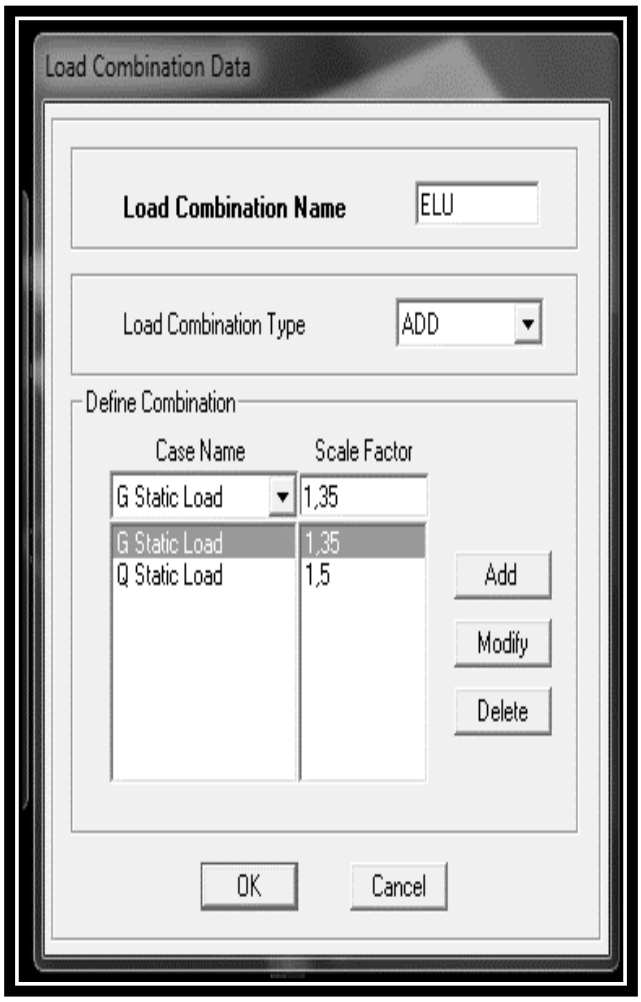

Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
EX
Structural and Function Damping
Damping
0,1
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Modified SRSS (Chinese)
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
RPA2003X
9,81
U2
UZ
Excitation angle
0,
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0,05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel

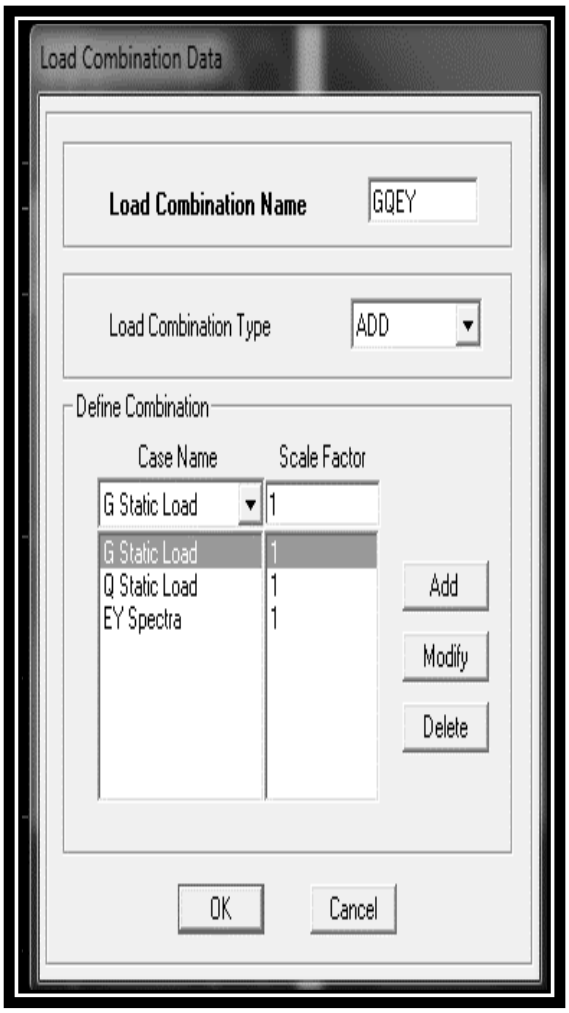

Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
EY
Structural and Function Damping
Damping
0,1
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Modified SRSS (Chinese)
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
U2
RPAY
9,81
UZ
Excitation angle
0,
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0,05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel

3. Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « **Define _Load Combinations** » ou en utilisant l'icône « **Load Combinations** »



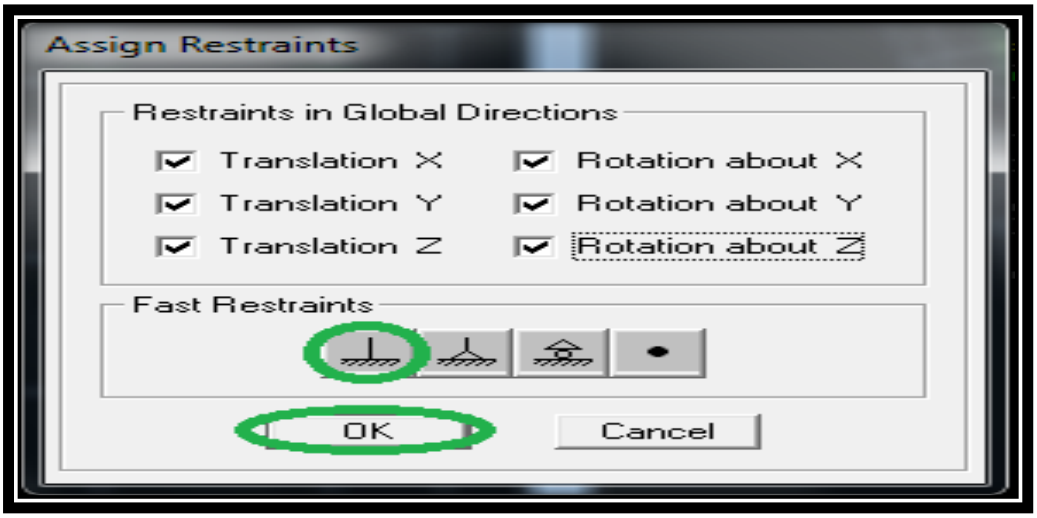




IV.2.d. 4ème étape : Spécifier les conditions aux limites

1. Appuis

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :
. Sélectionner les noeuds en question.
. « **Assign Joint/Point Restraints (Supports)** » ou en utilisant l'icône « **Assign Restraints (Supports)** »



Remarque

Tous les noeuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles …).

2. Diaphragmes

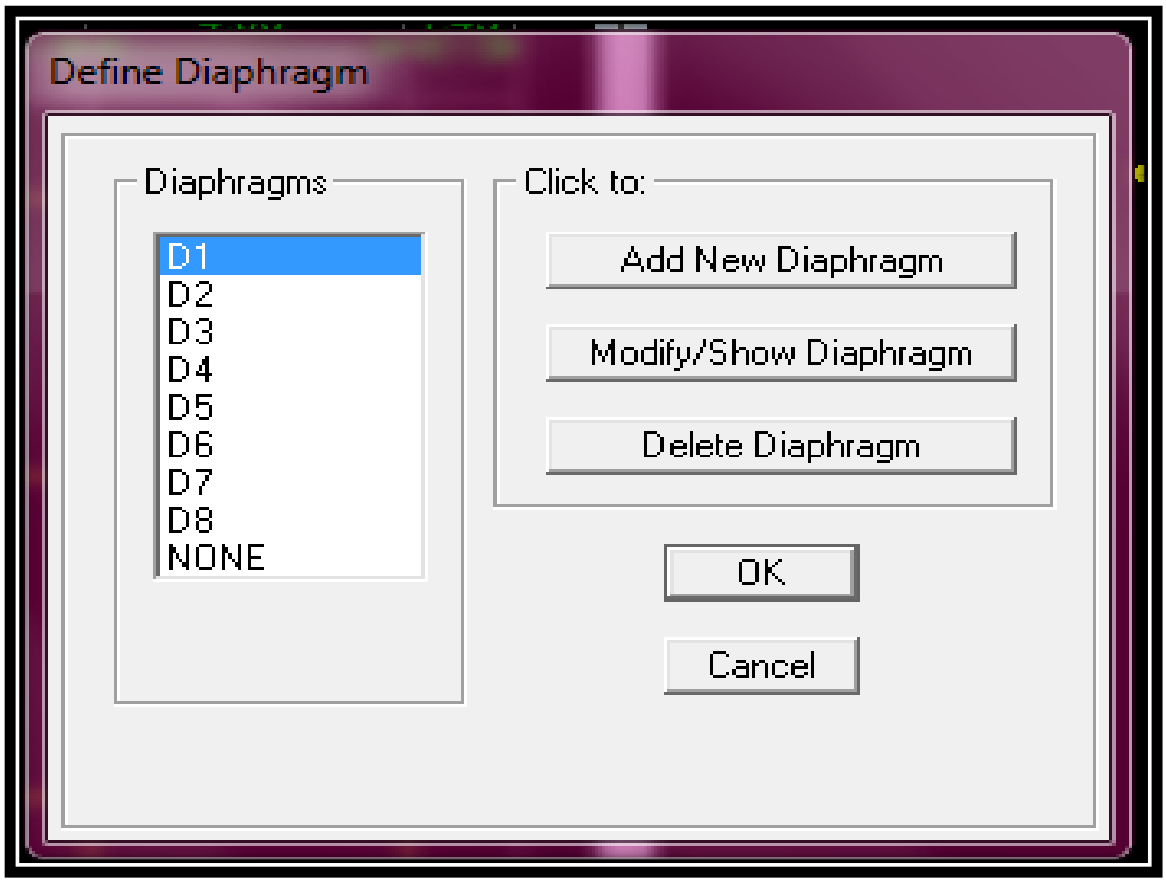
Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms** ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigid** ». Le logiciel défini automatiquement le « **noeud maître** ». La dernière étape est de sélectionner tous les autres noeuds du plancher, cliquer sur l'icône puis sur le diaphragme déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « **noeud maître** » et les « **noeuds esclaves** ».

IV.2.e. 5ème étape : Lancer l'analyse :

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « **Analyze _ Set Analysis Options _Set Dynamic Parameters** » puis entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boite de dialogue « **Analysis Options** » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « **Analyze _Check Model** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze _Run Analysis** », à l'aide de l'icône « **Run Analysis** » ou avec la touche F5 du clavier.



Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.
Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.
Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.
L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?
Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.
Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Le pourcentage de participation de la masse modale
2. Justification du système de contreventement.
3. L'effort normal réduit.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Stabilité au renversement

Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :
– Par la méthode statique équivalente.
– Par la méthode d'analyse modale spectrale.
– Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

- **Caractéristiques géométriques de la structure :**

Rappelons que notre structure Est :
Classée dans le groupe d'usage 2.
Le sol est de catégorie S3(Site meuble)
Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.

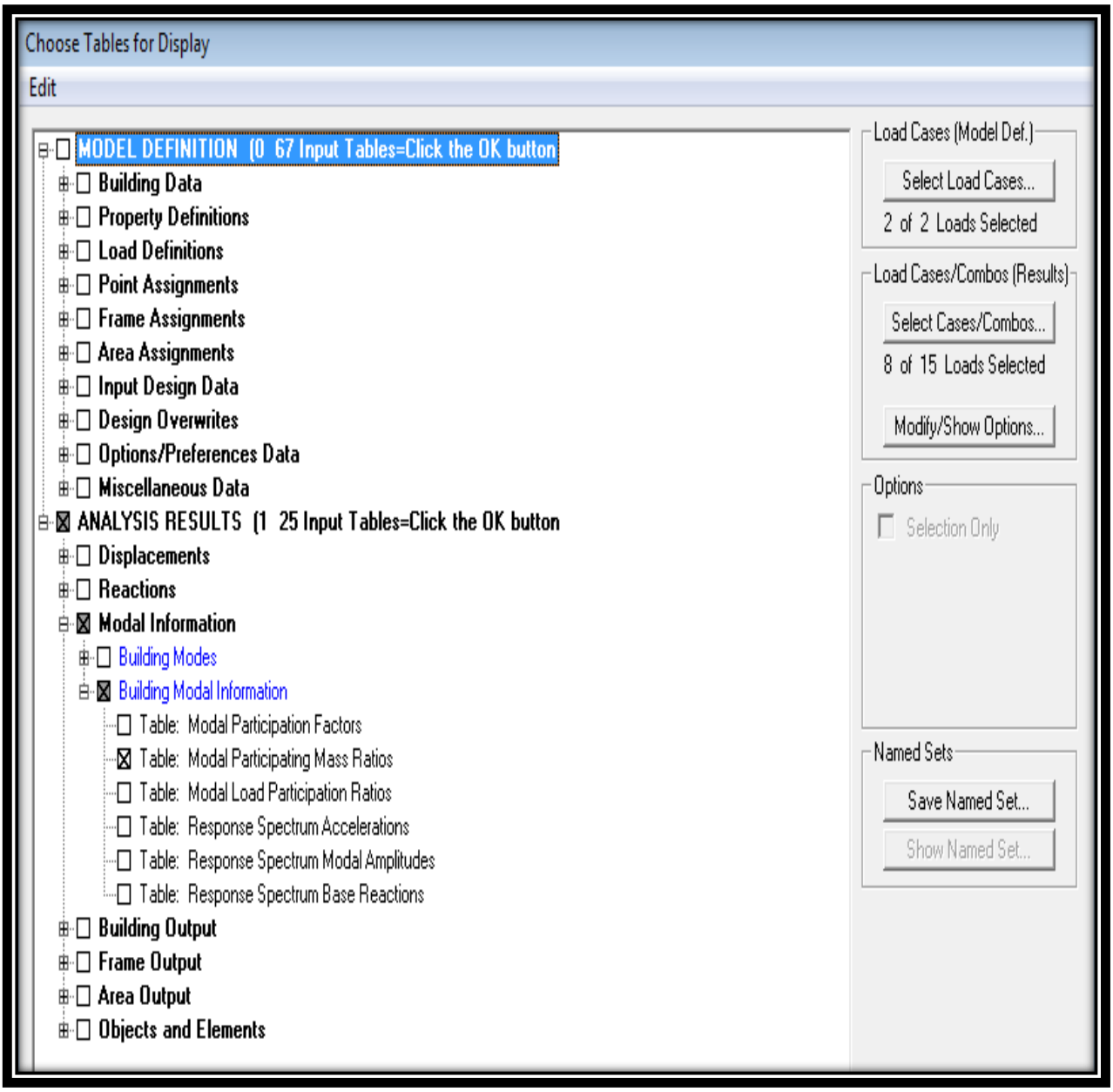
V. Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :

V.1.La période fondamental obtenu et le Pourcentage de participation de la masse modale :

La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenue dans le mode 1 qui est 0.92s. Elle est obtenu de cette façon :

Display →show tables : Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios →ok



Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,939334	0,1487	72,7669	0,0000	0,1487	72,7669	0,0000	99,1182
2	0,883555	73,5840	0,1385	0,0000	73,7327	72,9054	0,0000	0,1910
3	0,708145	0,1465	0,0359	0,0000	73,8792	72,9413	0,0000	0,0405
4	0,272880	1,9633	10,9245	0,0000	75,8425	83,8658	0,0000	0,1491
5	0,267369	9,3119	2,7258	0,0000	85,1544	86,5916	0,0000	0,0384
6	0,248761	1,8768	0,0951	0,0000	87,0312	86,6867	0,0000	0,0013
7	0,220043	0,0237	0,2222	0,0000	87,0549	86,9089	0,0000	0,0052
8	0,193373	0,0087	0,0001	0,0000	87,0636	86,9090	0,0000	0,0000
9	0,127345	4,9617	0,8715	0,0000	92,0253	87,7804	0,0000	0,0451
10	0,124271	0,8096	5,6886	0,0000	92,8349	93,4690	0,0000	0,2912
11	0,097718	0,0116	0,0235	0,0000	92,8465	93,4925	0,0000	0,0005
12	0,091809	0,2301	0,5697	0,0000	93,0767	94,0622	0,0000	0,0215

OK

Tableau V.1 pourcentage de participation massique

-Le premier mode de vibration est une translation suivant Y , il mobilise 72 .76 % de la masse modale de la structure.

-Le deuxième mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise 73.58% de la masse modale de la structure.

-le troisième mode de vibration est une torsion.

V.2. nombre de mode à considérer (Art 4.3.4 RPA 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. . (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

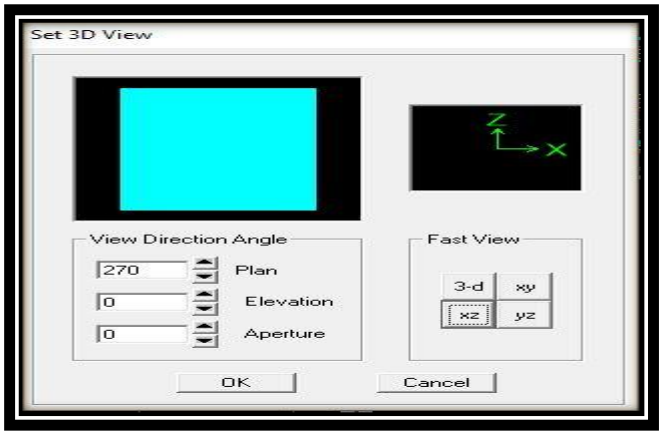
Dans notre cas comme on peut le voir dans le tableau précédent : La somme des masses modales du **10^{éme} mode** dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions. avec : sens x-x **: 92.83 %** et sens y-y **: 93.46%.**

V.3. Justification du système de contreventement

- **Etude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R**

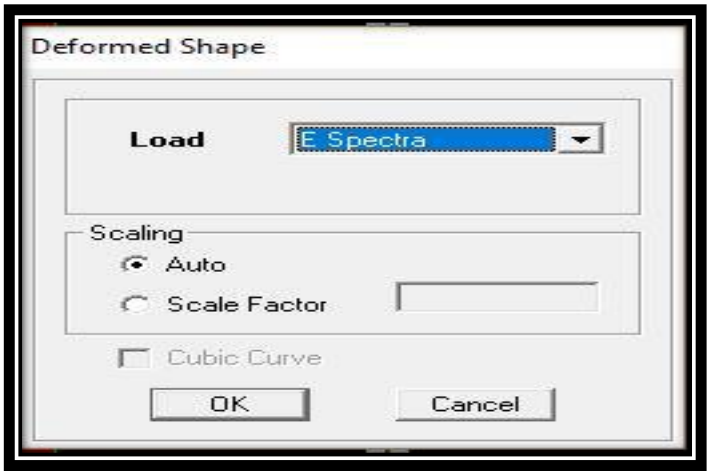
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après : sens x-x-

View→set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour aperture



Ensuite →display →show deformed shape → on selectionne la combinaison

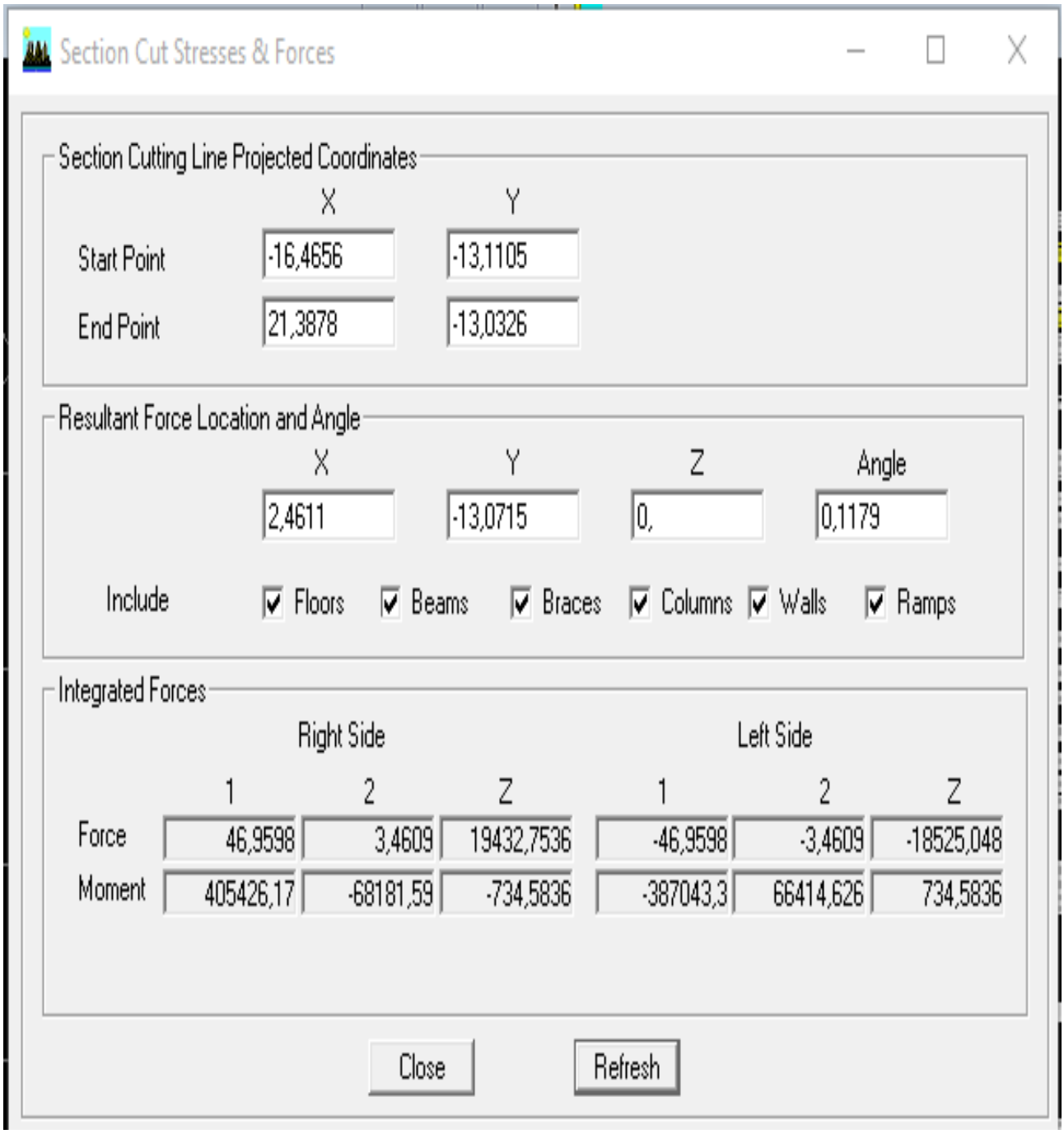
E : pour le sens XX **/Y :** pour le sens yy / **G :**pour le sens zz



Ensuite draw →draw section cut →on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté

Pour avoir les efforts repris par les portiques on coche columns et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1

Sens Z-Z :



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-16,4656	-13,1105
End Point	21,3878	-13,0326

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
2,4611	-13,0715	0,	0,1179

Include: ☑ Floors ☑ Beams ☑ Braces ☑ Columns ☑ Walls ☑ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	46,9598	3,4609	19432,7536	-46,9598	-3,4609	-18525,048
Moment	405426,17	-68181,59	-734,5836	-387043,3	66414,626	734,5836

Close Refresh

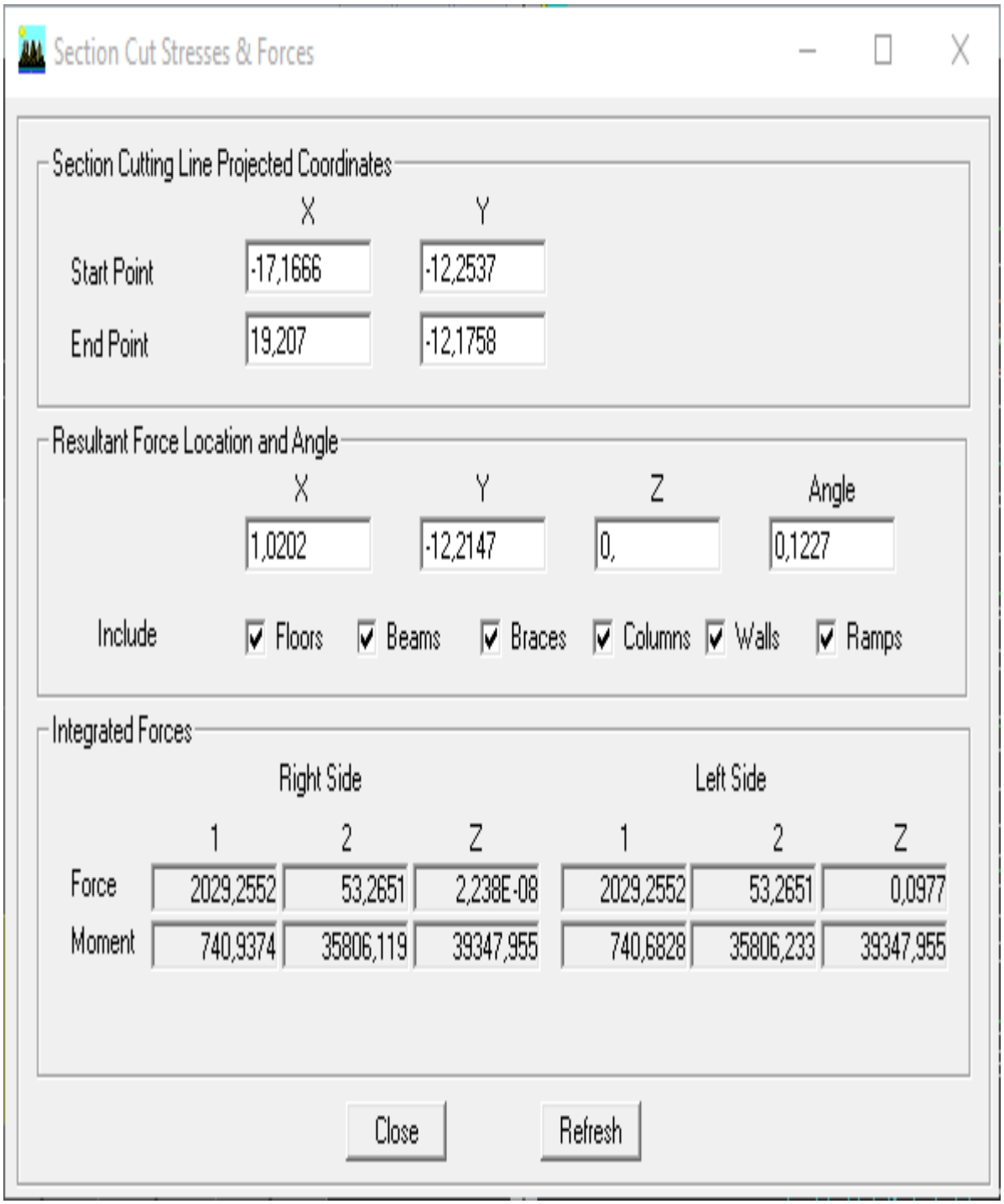
On a 19432.7536 ⟶ 100%
2356.61 ⟶ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{19432.7536 \times 100}{2356.61} = 12.13\%$$

Donc :
Effort horizontal repris par les portiques=**87.87%**

Sens x-x :



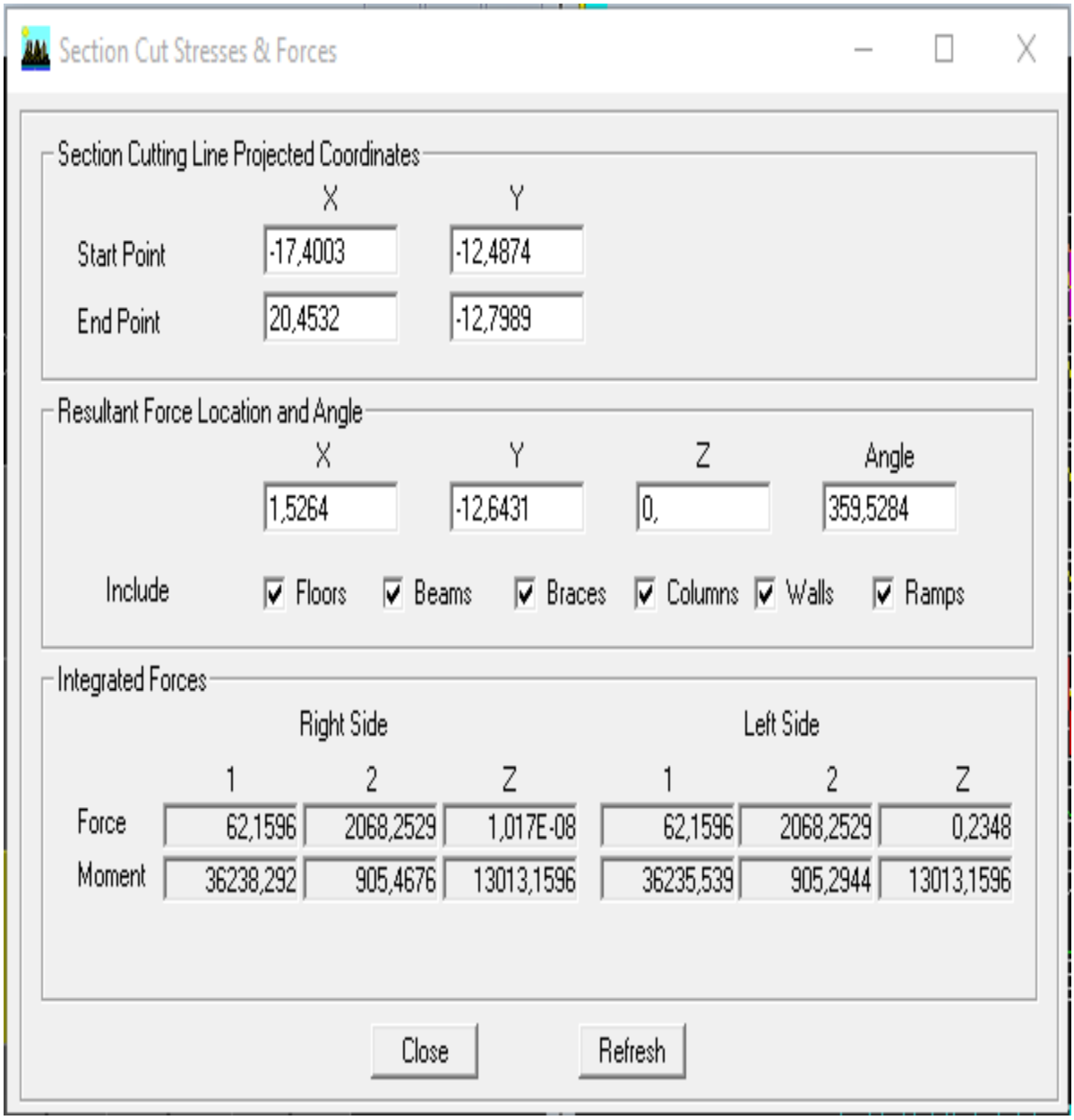
On a 2029.25 ⟶ 100%
1223.58 ⟶ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1223.58 \times 100}{2029.25} = \mathbf{60.29\%}$$

Donc :
Effort horizontal repris par les portiques=**39.7**

Sens y-y :



On a 2068.25 ⟶ 100%
1266.81 ⟶ X
X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1266.81 \times 100}{2068.25} = \mathbf{61.25\%}$$

Donc :

Effort horizontal repris par les portiques=**38.74%**

D'après les résultats obtenus Le système de contreventement du bâtiment est le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles donc **R=5** car d'une part, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations verticales, et d'autre part les portiques reprennent au moins 25% des sollicitations dues aux charges verticales.

V.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{Bc.\, f_{c28}} \leq 0{,}3.$$

Avec :

Bc: section du poteau.

Nd : effort normal max dans les poteaux sous : **(G + Q ± E)**

fc28 : La résistance caractéristique du béton

- **Pour les poteaux de (40X40)**

1415.07 KN

$$V = \frac{1415.07}{40 \text{ x } 40 \text{ x } 2.5} = 0.35 \geq 0.3$$ Condition non vérifiée**.**

Nouvelles sections(cm^2)	Effort normal (kn)	v	observations
45x45	1391.86	0.27	Condition vérifiée
40x40	1211.64	0.30	Condition vérifiée
35x35	527.29	0.17	Condition vérifiée
25x25	71.23	0.04	Condition vérifiée

Tableau V.2 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Donc, les sections de poteaux à retenir définitivement sont celles données dans le tableau ci-dessus. Toutes les vérifications du RPA ont été faites par les sections de poteaux présentées dans ce tableau **V.2**

V.5.Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si Vt < 0.80 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/Vt. (Article 4.3.6 RPA99/version 2003) .

V.5.1.Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$ **(formule 4-1 .article 4.2.3 RPA99/version 2003)**

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux…..etc.).

W : poids de la structure.

- **Application :**

* **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
A=0.15

***R=5** (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques)

***D : facteur d'amplification dynamique moyen,** fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D=\begin{cases} 2.5\eta \quad avec: \quad 0\le T\le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad avec \quad T_2\le T\le 3s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \quad avec \quad T\ge 3s \end{cases}$$ (4.2 RPA99/2003)

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par le tableau ***(4.7 RPA/99).***

***$T_2(S_3)$ = 0,5 sec**

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

$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}\ge 0.7$ **(4.3 RPA99/2003)**

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau
Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel
Nous avons un contreventement mixte donc on prend : ξ =8.5 %

D'où :

η = 0.76> 0,7

V.5.1.1.Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.
(ART 4.24RPA99/version2003).

$$\mathbf{T = min\ (C_T\ h_n^{3/4}\ ,\frac{0.09\ h_n}{\sqrt{D}}\ )}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N* dans notre cas $h_{n=}$ 26.76m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas CT=0.05.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas D_x=17.30m et D_y=17.70m.

***application numérique**

1) $T = 0.05 \times 26.76^{\frac{3}{4}} = 0.58$ s

2) $T_x = \dfrac{0.09 \times 26.76}{\sqrt{17.30}} = 0.59$s

3) $T_y = \dfrac{0.09 \times 26.76}{\sqrt{17.7}} = 0.57$s

T = min (0.58 , 0.59 , 0.57) = 0.57 s

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

(Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .) .

Pour mieux interpréter cet article , la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée suivant le tableau qu'on a retiré du « JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STUCTURALES 4 (2017) 139-154» :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T=T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1{,}3T_{empirique}$	$T=T_{analytique}$
$1{,}3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T=1{,}3T_{empirique}$

On est dans le 3 éme cas :

$T_{analytique} = 0.93$s

$1{,}3\ T_{empirique} = 0.74$s

$1{,}3T_{empirique} < T_{analytique}$

Donc :

T=0.74s

On a:

$T_2 \leq T \leq 3.0$ s $\rightarrow$ $D = 2.5 \times 1.83 \left(\frac{0.5}{0.74}\right)^{\frac{2}{3}} = 3.52$

V.5.2.calcul du facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

- la régularité en plan et en élévation.

- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **(q)** est satisfait ou non.

Suivant x-x

Critère q	Observé	p_q
1-condition minimale sur les files de Contreventement	**Non**	**0.05**
2-redondance en plan	**Oui**	**0**
3-régularité en plan	**Non**	**0.05**
4-régularité en élévation	**Non**	**0.05**
5-contrôle de la qualité des matériaux	**Oui**	**0**
6-contrôle de la qualité de l'exécution	**Oui**	**0**

Suivant y-y

Critère q	Observé	p_q
1-condition minimale sur les files de Contreventement	**Non**	**0.05**
2-redondance en plan	**Oui**	**0**
3-régularité en plan	**Non**	**0.05**
4-régularité en élévation	**Non**	**0.05**
5-contrôle de la qualité des matériaux	**Oui**	**0**
6-contrôle de la qualité de l'exécution	**Oui**	**0**

Le tableau V.3. les valeurs des pénalités p_q pour notre structure.

Selon x-x :

Q_x = 1+ 0+0.05+0.05+0.05+0+0 = **1.15**

Selon y-y :

Q_y = 1+0.05+0.05+0+0+0+0 = **1.15**

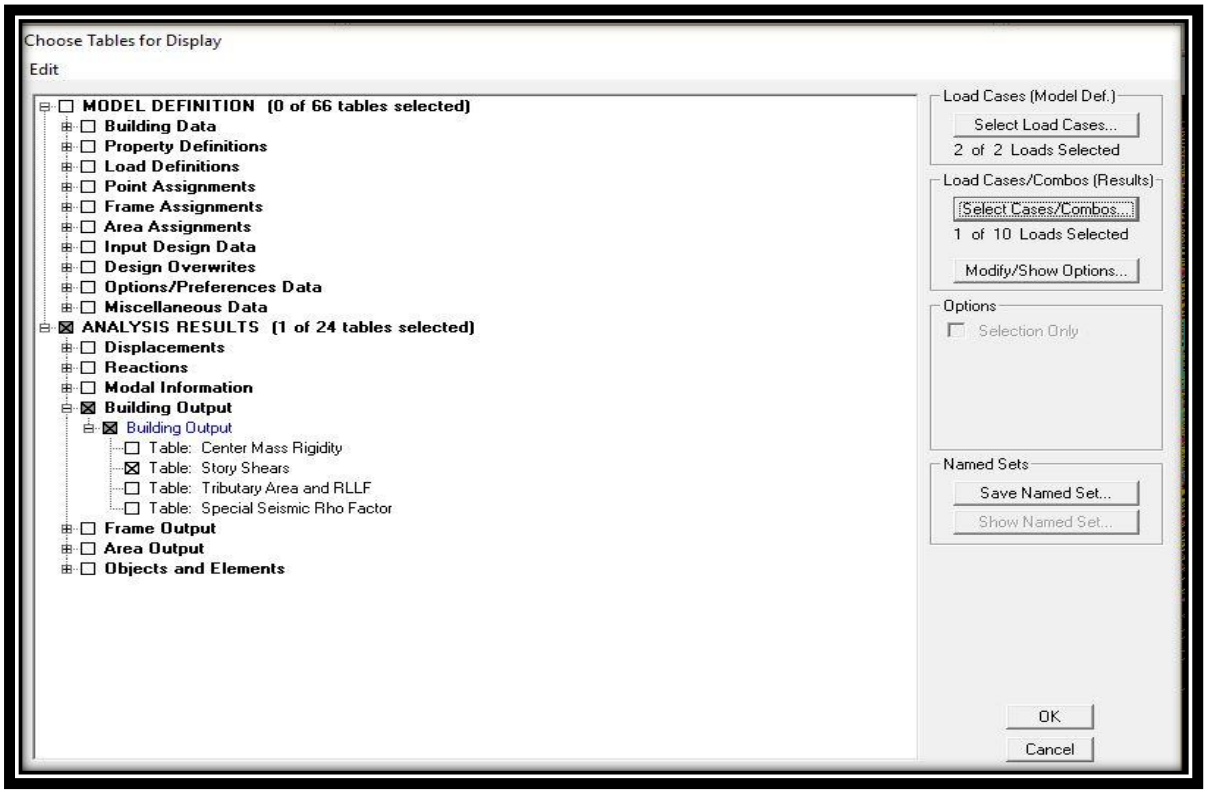
V.5.3)-détermination du poids de la structure W

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

d'où :

$$W_T = \sum_1^9 W_i$$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.
W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la 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 du RPA99,
Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant β=**0,20.**
W est tiré d'Etabs de cette façon :
Display →show tables→on selectionne combinaison poids →building out put →story shear → poids s-sol bottom



Un tableau s'a ffichera :

Story Shears

Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET8.1	COMBPOID	Bottom	523,39	0,00	0,00	0,000	4328,180	-4154,5
ET7	COMBPOID	Top	2659,26	0,00	0,00	0,000	19709,635	-20282,
ET7	COMBPOID	Bottom	3170,28	0,00	0,00	0,000	23696,184	-24439,
ET6	COMBPOID	Top	5364,40	0,00	0,00	0,000	39542,466	-41116,
ET6	COMBPOID	Bottom	5883,59	0,00	0,00	0,000	43601,029	-45329,
ET5	COMBPOID	Top	8061,55	0,00	0,00	0,000	59609,049	-61796,
ET5	COMBPOID	Bottom	8580,73	0,00	0,00	0,000	63667,612	-66010,
ET4	COMBPOID	Top	10758,70	0,00	0,00	0,000	79675,632	-82477,
ET4	COMBPOID	Bottom	11369,68	0,00	0,00	0,000	84470,604	-87405,
ET3	COMBPOID	Top	13547,65	0,00	0,00	0,000	100478,623	-103871
ET3	COMBPOID	Bottom	14158,63	0,00	0,00	0,000	105273,595	-108799
ET2	COMBPOID	Top	16336,60	0,00	0,00	0,000	121281,615	-125266
ET2	COMBPOID	Bottom	16947,58	0,00	0,00	0,000	126076,586	-130194
ET1	COMBPOID	Top	19125,54	0,00	0,00	0,000	142084,606	-146661
ET1	COMBPOID	Bottom	19736,53	0,00	0,00	0,000	146879,578	-151589
RDC	COMBPOID	Top	22344,94	0,00	0,00	0,000	164152,936	-168411,
RDC	COMBPOID	Bottom	23463,18	0,00	0,00	0,000	171670,730	-176039

OK

Tableau V.4. le poids de la structure

Donc :

le poids de la structure est **: W= 23463.16 kn**

- **Calcul de l'effort tranchant à la base**

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.57 \times 1.15}{5} \times 23463.16 \longrightarrow \mathbf{V_X = 1270.88\ kn}$$

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_Y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.57 \times 1.15}{5} \times 23463.16 \longrightarrow \mathbf{V_Y = 1270.88\ kn}$$

Les valeurs de $V_{xlogiciel}$ et $V_{ylogieciel}$ peuvent être lus dans le tableau suivant :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	10	U1	36,63	97,11	0,00	-349,301	137,684	446,46
EX	11	U1	0,61	-0,86	0,00	1,928	1,493	-26,82
EX	12	U1	12,38	-19,48	0,00	60,167	38,430	192,27
EX	All	All	2029,25	54,09	0,00	760,175	35805,728	14930,4
EY	1	U2	-88,00	1946,54	0,00	-36117,468	-1618,607	15583,4
EY	2	U2	89,57	3,89	0,00	-72,555	1652,210	-633,5
EY	3	U2	2,36	1,17	0,00	-19,696	42,809	-21,58
EY	4	U2	-189,75	447,60	0,00	-831,188	-230,764	4749,1
EY	5	U2	206,42	111,68	0,00	-210,748	265,064	-659,8
EY	6	U2	-17,31	3,90	0,00	-7,109	-22,665	177,8
EY	7	U2	2,98	9,10	0,00	-22,202	6,008	59,51
EY	8	U2	-0,03	0,00	0,00	-0,024	-0,012	0,654
EY	9	U2	-98,71	41,37	0,00	-149,544	-374,570	1012,3
EY	10	U2	103,64	274,71	0,00	-988,156	389,500	1263,0
EY	11	U2	-0,92	1,31	0,00	-2,933	-2,271	40,78
EY	12	U2	-20,79	32,71	0,00	-101,032	-64,531	-322,8
EY	All	All	57,73	2068,38	0,00	36240,701	803,190	15856,

OK

Tableau V.5. Les valeurs de $V_{x\ logiciel}$ et $V_{y\ logiciel}$

Donc :

$V_{xlogieciel}$ = 2029.25kn

$V_{ylogiciel}$ = 2068.38 kn

V.5.4)Vérification :

- **Sens x-x**

  $V_{xlogiciel}$= 2029.25 .KN >0.8× 1270.88= **1016.7 KN (condition vérifié)**

- **Sens y-y**

  $V_{ylogiciel}$ = 2068.38 KN > 0.8 × 1270.88= **1016.7 KN (condition vérifié)**

V.6.Vérification des déplacements relatifs

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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R \times \delta_{eK}$ **(formule 4-19 de RPA)**

δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i.

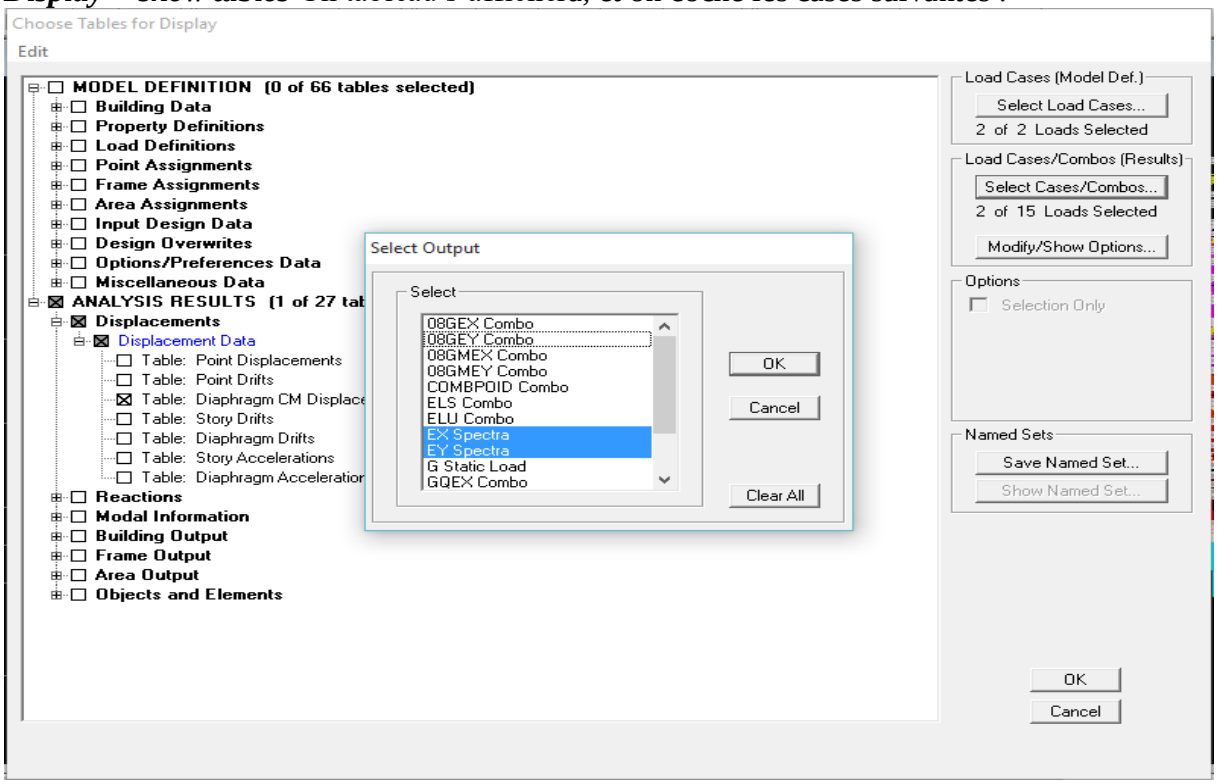
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **(formule 4-20 de RPA 99).**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display →show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :
Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ET7	DA8	EX	0,0306	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
ET7	DA8	EY	0,0007	0,0356	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ET6	DA7	EX	0,0277	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ET6	DA7	EY	0,0007	0,0318	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
ET5	DA6	EX	0,0242	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
ET5	DA6	EY	0,0006	0,0275	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ET4	DA5	EX	0,0201	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
ET4	DA5	EY	0,0005	0,0226	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET3	DA4	EX	0,0156	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ET3	DA4	EY	0,0004	0,0174	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ET2	DA3	EX	0,0108	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET2	DA3	EY	0,0003	0,0119	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET1	DA2	EX	0,0061	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET1	DA2	EY	0,0002	0,0067	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	DA1	EX	0,0022	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
RDC	DA1	EY	0,0001	0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

Tableau V.6: Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey .

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

niveaux	Sens x-x					Sens y-y				
	δe k	R	δ k	Δ_k	Δk^-	δe k	R	δ k	Δ_k	Δk^-
ET7	0,0145	5	0,0306	0,0029	0.0306	0,019	5	0,0356	0,0038	0.0306
ET6	0,0175	5	0,0277	0,0035	0.0306	0,0215	5	0,0318	0,0043	0.0306
ET5	0,0205	5	0,0242	0,0041	0.0306	0,0245	5	0,0275	0,0049	0.0306
ET4	0,0225	5	0,0201	0,0045	0.0306	0,026	5	0,0226	0,0052	0.0306
ET3	0,024	5	0,0156	0,0048	0.0306	0,0275	5	0,0174	0,0055	0.0306
ET2	0,0235	5	0,0108	0,0047	0.0306	0,026	5	0,0119	0,0052	0.0306
ET1	0,0195	5	0,0061	0,0039	0.0306	0,0215	5	0,0067	0,0043	0.0306
RDC	0,011	5	0,0022	0,0022	0.0374	0,012	5	0,0024	0,0024	0.0374

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis des déformations.

Conclusion

les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage.

V.7.Vérifications De l'effet P- Δ

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{P_K \times D_K}{V_K \times h_k} < 0.1 \qquad \text{RPA 2003 (Art 5,9)}$$

Avec :

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk : hauteur de l'étage « k »

on a :

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2eme ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Niv	Sens x-x					Sens y-y			
	Pk(KN)	Δ_k (m)	Vk(kn)	Hk(m)	θk	Δ_k (m)	Vk(kn)	Hk(m)	θk
ET7	2802,68	0,0029	543,05	3,06	0,00489114	0,0038	574,84	3,06	0,00605465
ET6	3080,91	0,0035	913,44	3,06	0,00385785	0,0043	946,56	3,06	0,00457381
ET5	5499,82	0,0041	1209,08	3,06	0,00609475	0,0049	1236,39	3,06	0,00712308
ET4	5869,86	0,0045	1466,03	3,06	0,00588811	0,0052	1490,42	3,06	0,00669269
ET3	8288,77	0,0048	1677,08	3,06	0,00775276	0,0055	1699,53	3,06	0,00876602
ET2	8658,81	0,0047	1842,02	3,06	0,00722005	0,0052	1864,64	3,06	0,00789124
ET1	11077,72	0,0039	1963,07	3,06	0,00719213	0,0043	1990,83	3,06	0,00781922
RDC	12385,46	0,002	2029,24	3,74	0,0032639	0,0024	2068,38	3,74	0,00384257

Tableau V.8 : Vérifications De l'effet P- Δ

Dans les deux sens on constate que l'effet p-delta est inferieur a 0.1 il peut être négligé.

Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferraillage correct.
On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

VI.1 Ferraillage des poteaux

VI.1.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q (ELU)
- . G + Q (ELS)

} (BAEL 91 / modifié 99)

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

} (Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 révisé 2003).

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu}(MPa)	f_e(MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau VI.1.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Convention $N < 0 \longrightarrow$ traction

$N > 0 \longrightarrow$ Compression

VI.1.2. Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)

A) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/ révisé 2003 (**Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm²)	Pourcentage minimal Amin=0.8% b× h (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone de recouvrement Amax=6% b ×h	Zone courante Amax=4% b ×h
(45× 45)	16.2	121.5	81
(40× 40)	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	49
(25X25)	5	37.5	25

Tableau VI.1.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

B) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (formule7.1, RPA99/ version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 . f_e}$$

Avec **At** section d'armature transversale

Vu effort tranchant de calcul

h_1 hauteur totale de la section brute

fe contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale *fe= 400 MPA.*

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec **λ_g :** L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et **b :** dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

lf : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **lf** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL99:**

lf =0.7 he

he : c'est la hauteur du poteau

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale** $S_t \leq$ Min (10 ϕ , 15cm) → St = 10 cm.
- **En zone courante** $S_t \leq 15\ \phi$ soit: → St =15cm.

Avec Ø est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

$0.3\% \rightarrow \lambda g \geq 5$
$0.8\% \rightarrow \lambda g < 3$
$3 < \lambda g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

C) Calcul du ferraillage des poteaux

- **Condition de non fragilité :** (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sections [cm²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	es [m]	Amin [cm²]
(45x45)	Nmax → Mcorr	-19.24	5.00	0.260	0.86
	Nmin → Mcorr	-979.32	2.05	0.002	5.70
	Mmax → Ncorr	-46.46	14.61	0.310	1.16
(40x40)	Nmax → Mcorr	-85.23	-0.46	0.005	4.66
	Nmin → Mcorr	-847.97	4.90	0.005	4.66
	Mmax → Ncorr	-325.10	-15.44	0.040	8.05
(35x35)	Nmax → Mcorr	-12.40	-0.40	0.030	5.37
	Nmin → Mcorr	-373.72	3.17	0.008	3.68
	Mmax → Ncorr	-84.2	-18.33	0.210	0.56
(25x25)	Nmax → Mcorr	-3.08	1.91	0.620	0.60
	Nmin → Mcorr	-51.98	0.76	0.010	1.98
	Mmax → Ncorr	-5.41	8.74	0.610	0.60

Tableau VI.1.3 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Le calcul est fait a l'aide du logiciel « **SOCOTEC** »

	sollicitation	combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A_{sup} (cm^2)	A_{inf} (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	Choix A (cm^2)
(45x45)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	0.8G+Ex	708.81	27.56	7.09	10.63	5.7	4HA20
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	ELU	-1345.69	2.83	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	G+Q-Ex	-93.24	-80.92	3.75	0		
(40x40)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	0.8G+Ex	331.19	1.01	4.07	4.21	8.05	2HA20+ 2HA16
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	ELU	-1164.74	-1.99	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	G+Q+Ey	-74.86	113.04	0	3.81		
(35x35)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	0.8G+Ex	84.71	0.252	1.04	1.08	5.37	4HA14
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	ELU	-512.23	-5.82	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	G+Q+Ey	-200.56	-70.86	3.39	0		
(25X25)	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	G+Q+Ey	19.21	-3.807	0.71	0	1.98	2HA14
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	ELU	-70.07	4.22	0	0		
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	G+Q+Ex	-4.27	23.139	0	2.7		

Tableau VI.1.4 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.

<u>Vérification des recommandations exigées par le RPA :</u>

Le tableau si dessous (Tableau V-1-3) résume les sections totales adoptées pour tout les niveaux :

Section	A adoptée (cm2)	A min (cm2)	Observation
45×45	**12HA20 = 37.70**	**16.2**	**CV**
40×40	**4HA20+8HA16 = 28.65**	**12.8**	**CV**
35×35	**12HA14= 18.47**	**9.8**	**CV**
25×25	**4HA14 = 6.16**	**5**	**CV**

Tableau VI.1.5: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA

4) Vérification à l'ELU

- Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).
Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- **Espacement des armatures selon le RPA version 2003**

-En zone nodale

$St \leq \leq \min\ (10\times 1{,}2\ ;15cm) = 12cm$ soit : St = 10 cm .

-En zone courante :

$S_t \leq 15\ \phi$ soit : ⟶ St =15cm .

- ✓ **L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation**

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

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0.7\ l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
(45x45)	L_0= 3.74 m	5.817	2,5
(40×40)	L_0 = 3,06 m	5,355	2,5
(35×35)	L_0 = 3,06 m	6,12	2,5
(25×25)	L_0 = 1,18 m	3.30	3.75

Tableau VI.1.6 : Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux.

Détermination de la section minimale des armatures transversales

- **Poteau (45x45)**

Vu=78.64 kn

$\lambda_g = 5.817 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$

- zone courante = Zone nodale

$\mathbf{A}_{min} = 0.003\times 45\times 10 = 1.35cm^2$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2.5\times 78.64}{45\times 400} \times 10 = 0.1cm^2$

$A_t = 0.1cm^2 < A_{min} = 1.35\ cm^2.$

- Le ferraillage se fera avec le A_{min} donc on adopte **:4HA8 → A_t= 2.01 cm².**

- **Poteau (40x40)**

Vu=216.86 kn

$\lambda_g = 5.355 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$

- zone courante = Zone nodale

$\mathbf{A}_{min} = 0.003\times 40\times 10 = 1.2cm^2$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2.5\times 216.86}{40\times 400} \times 10 = 0.33cm^2$

$A_t = 0.33cm^2 < A_{min} = 1.20\ cm^2.$

- Le ferraillage se fera avec le A_{min} donc on adopte **:4HA8 → A_t= 2.01 cm².**

- **Poteau (35x35)**

Vu=159.9 kn

$\lambda_g = 6.12 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$

- zone courante = Zone nodale

$\mathbf{A}_{min} = 0.003\times 35\times 10 = 1.05cm^2$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2.5\times 159.9}{35\times 40} \times 10 = 0.28cm^2$

$A_t = 0.28cm^2 < A_{min} = 1.05\ cm^2.$

- Le ferraillage se fera avec le A_{min} donc on adopte **: 4HA8 → A_t= 2.01 cm².**

- **Poteau (25x25)**

Vu=30.71 kn

$\lambda_g = 3.3 > 5 \longrightarrow$ $\rho = 3.75$

- zone courante = Zone nodale

$A_{min} = 0.003 \times 25 \times 10 = 0.75 cm^2$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 30.71}{25 \times 400} \times 10 = 0.11 cm^2$

$A_t = 0.11 cm^2 < A_{min} = 0.75\ cm^2$.

- Le ferraillage se fera avec le A_{min} donc on adopte : 2HA8 → **A_t= 1.01cm².**

- **Longueur d'ancrage :** (B.A.E.L.99Article :A.6.1.221)

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

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1$

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

- **pour HA 20: l_s =** $\frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54$ cm
- **Pour HA 16 : l_s=** $\frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43$ cm
- **Pour HA 14** : **ls** = $\frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38$ cm

- **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA ;la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$
Pour :

HA20 : $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm

HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm

HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm

- **Vérification au cisaillement** :(**RPA2003/Art7.4.3.2)**

- $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :
f_{c28}=25MPa.

Et $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$

- **Pot 45x45 : :** $\lambda_g = 5.817 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{35.63 \times 10^3}{400 \times 425}$ = 0.20 MPa

τ_b = **0.20** MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.075× 25 = **1.875 MPA** ⟶ **condition vérifiée**

- **Pot 40x40 : :** $\lambda_g = 5.355 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{72.87 \times 10^3}{400 \times 375}$ = 0.48 MPa

τ_b = **0.48** MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.075× 25 = **1.875 MPA** ⟶ **condition vérifiée**

- **Pot 35x35 :** $\lambda_g = 6.12 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{48.01 \times 10^3}{350 \times 325}$ = 0.36 MPa

τ_b = **0.36**MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.075× 25 = **1.875 MPA** ⟶ **condition vérifiée**

- **Pot 25x25 :** $\lambda_g = 3.3 \rightarrow \rho_b = 0.04$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{32.13 \times 10^3}{300 \times 225}$ = 0.35 MPa

τ_b = **0.35** MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.04× 25 = **1 MPA** ⟶ **condition vérifiée**

- **Délimitation de la zone nodale**
- h' = max ($\frac{h_e}{6}$, b, h, 60 cm)

Poteau 45X45:

h=3.74m

h'=max ($\frac{374-35}{6}$, 45, 45, 60 cm)

On aura **: $\mathbf{h' = 60}$ cm**

Poteau 40X40:

h=3.06m

h'=max ($\frac{360-35}{6}$, 40, 40, 60 cm)

On aura **: $\mathbf{h' = 60}$ cm**

Poteau 35x35:

h=3.06m

h'=max ($\frac{360-35}{6}$, 35, 35, 60 cm)

On aura **: $\mathbf{h' = 60}$ cm**

Poteau 25X25:

h=1.8m

h'=max ($\frac{180-35}{6}$, 30, 30, 60 cm)

On aura **: $\mathbf{h' = 60}$ cm**

5) Vérification à L'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 99).

b. Etat limite de compression du béton

$\sigma bc < \bar{\sigma} bc = 0.6fc28 = 0.6 \times 25 = 15$ MPa. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

Sections [cm²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	Asup [cm²]	AinF [cm²]	σ_{bc} (MPa)<15		σ_{st} (MPa)<348		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$
						sup	inf	sup	inf	
(45x45)	Nmax → Mcorr	-19.24	5.00	12.57	12.57	0.36	0	4.71	4.38	CV
	Nmin → Mcorr	-979.32	2.05			4.17	3.98	62.4	59.9	CV
	Mmax → Ncorr	-46.46	14.61			1.03	0	13.3	15.4	CV
(40x40)	Nmax → Mcorr	-85.23	-0.462	10.30	10.30	0.44	0.51	6.72	7.60	CV
	Nmin → Mcorr	-847.97	4.90			5.12	4.38	76	66.6	CV
	Mmax → Ncorr	-325.10	-15.44			0.66	2.98	12.6	42.1	CV
(35x35)	Nmax → Mcorr	-12.4	-0.40	6.16	6.16	0.04	0.12	0.75	1.67	CV
	Nmin → Mcorr	-373.72	3.17			2.37	2.14	40.2	32.9	CV
	Mmax → Ncorr	-84.2	-18.33			0	2.54	28.8	31.9	CV
(25x25)	Nmax → Mcorr	-3.08	1.91	3.08	3.08	0.93	0	8.41	26.9	CV
	Nmin → Mcorr	-51.98	0.76			0.96	0.49	13.5	8.19	CV
	Mmax → Ncorr	-5.41	8.74			4.2	0	35.7	136.4	CV

Tableau VI.1.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

VI.2. Conclusion

Le ferraillage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Sections [cm²]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
(45x45)	12HA20	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15
(40x40)	4HA20+8HA16	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15
(35x35)	12HA14	4HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15
(25x25)	4HA14	2HA8	Zone nodale	10
			Zone courante	15

Tableau VI.1.7 : Sections minimales des armatures transversales

VI.2-ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non-exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration peu nuisible. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q (ELU)
- G + Q (ELS)

} **BAEL 99**

- G + Q ± E
- 0,8 G ± E

} **[Combinaisons d'actions sismiques (RPA 2003)**

Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)

- **Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

. 4% en zone courante.
. 6% en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
La longueur minimale de recouvrement est de :

. 40 φ en zone I et IIa.

. 50 φ en zone IIb et II

Section de poutres (cm²)	Pourcentage minimal Amin=0.5% b× h (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone de recouvrement A_{max}=4% b ×h	Zone courante A_{max}=6% b ×h
P.P (35× 25)	4.375	35	52.5
P.S (30×25)	3.75	30	45

Tableau VI.2.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

- **Armatures transversales (Article 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At= 0.003. s.b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Minimum de (h/4, 12 φ).

- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

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

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

- **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions ceux en négatifs des compressions. Contrairement au « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent de compressions et ceux en négatifs des tractions.

- **Bien prendre en compte les coefficients γb , γs et θ**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour t > 24h (ELU et ELS) : γb = 1.5, γs = 1.15 et θ= 1.
- En situation accidentelle et pour t ≤ 1h (Combinaisons sismiques) : γb = 1.15, γs = 1 et θ= 0.85.

- **Calcul des armatures**

  - **Armatures longitudinales**

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- Poutres principales non adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres principales adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres secondaires non adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres secondaires adhérées aux voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferraillage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du BAEL 99. Toutefois,
L'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

- **Poutres principales**

- **Poutres principales non adhérées aux voiles :**

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98\ cm^2$$

- **Aux appuis :**

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{CNF\ min}$ (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-49.71	4.15	0.98	$3HA14_{(fil)}$	4.62
	Nappe Inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =28.73	2.73		$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET1/4	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-76.03	6.55	0.98	$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =55.28	4.65		$3HA14_{(fil)}$+ $1HA12_{(chap)}$	5.75
ET5/7	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-64.24	5.46	0.98	$3HA14_{(fil)}$+ $1HA12_{(chap)}$	5.75
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} = 42.2	3.5		$3HA14_{(fil)+}$ $1HA12_{(chap)}$	4.52

Tableau VI.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.

- **En travée:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	G+Q+Ey	24.05	1.95	0.98	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET1/4	G+Q+Ey	31.32	2.56	0.98	$3HA14_{(fil)}$	4.62
ET5/7	G+Q+Ey	25.33	2.06	0.98	$3HA14_{(fil)}$	4.62

Tableau VI-2-3 : Ferraillage des Poutres Principales en travée.

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**
- **Aux appuis :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	3HA14+3HA12=8.01	4.375	CV
ET1/4	6HA14+3HA12=12.63	4.375	CV
ET5/7	6HA14+3HA12=12.63	4.375	CV

Tableau VI-2-4 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA

- **En travée :**

	A adoptée (cm^2)	A min (cm^2)	Observation
RDC	6HA12 = 6.78	4.375	CV
ET1/4	6HA14 = 9.24	4.375	CV
ET5/7	6HA14 = 9.24	4.375	CV

Tableau VI-2-5 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA

- **Poutres principales adhérées aux voiles :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -108.9	9.8	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$	10.65
	0.8G +Ey	M_{inf} = 97.74	8.66	0.96	$3HA12_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$	9.41
ET1/4	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -154.41	14.58	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA20_{(chap)}+1HA12_{(chap)}$	15.17
	0.8G -Ey	M_{inf} = 135.01	12.63	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}+1HA16_{(chap)}$	12.67
ET5/7	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -112.64	10.19	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$	10.65
	0.8G +Ey	M_{inf} = 85.52	7.46	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA12_{(chap)}$	8.01

Tableau VI-2-6: Ferraillages des poutres principales adhérées aux voiles

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

	A adoptée (cm^2)	A min (cm^2)	Observation
RDC	3HA14+3HA12+6HA16=20.07	4.375	CV
ET1/4	6HA14+3HA20+4HA16+1HA12= 27.83	4.375	CV
ET5/7	6HA14+3HA16+3HA12= 18.66	4.375	CV

Tableau VI-2-7 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA

- **Poutres secondaires:**

- **Poutres secondaires non adhérées aux voiles :**

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} U$$

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83\ cm^2$$

- **Aux appuis:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	**G+Q+Ex**	-27.53	2.65	**0.83**	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET1/4	**G+Q+Ex**	-45.79	4.53	**0.83**	$3HA14_{(fil)}$	4.62
ET5/7	**G+Q+Ex**	-35.67	3.47	**0.83**	$3HA14_{(fil)}$	4.62

Tableau VI-2-8 : Ferraillage des Poutres secondaires aux appuis.

- **En travées:**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	**G+Q+Ex**	11.59	1.11	**0.83**	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET1/4	**G+Q+Ex**	29.53	2.91	**0.83**	$3HA14_{(fil)}$	4.62
ET5/7	**0.8G+Ex**	16.45	1.59	**0.83**	$3HA14_{(fil)}$	4.62

Tableau VI-2-9 : Ferraillage des Poutres secondaires en travée.

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

- **Aux appuis :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	6HA12 = 6.79	**3.75**	CV
ET1/4	6HA14 = 9.24	**3.75**	CV
ET5/7	6HA14 = 9.24	**3.75**	CV

Tableau VI-2-10: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA(aux appuis)

- **En travée :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	6HA12 = 6.79	**3.75**	CV
ET1/4	6HA14 = 9.24	**3.75**	CV
ET5/7	6HA14 = 9.24	**3.75**	CV

Tableau VI-2-11: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (en travée)

➢ **Poutres secondaires adhérées aux voiles :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	G+Q+Ex	M_{sup} = -71.72	7.41	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}$	8.01
	0.8G +Ex	M_{inf} = 65.54	6.70	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA12_{(chap)}$	6.78
ET1/4	G+Q+Ex	M_{sup} = -111.49	12.52	0.83	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$+1 $HA16_{(chap)}$	12.66
	0.8G +Ex	M_{inf} = 95.35	10.32	0.83	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$	10.65
ET5/7	G+Q+Ex	M_{sup}=-86.93	9.25	0.83	$3HA14_{(fil)}+3HA16_{(chap)}$	10.65
	0.8G +Ex	M_{inf} = 63.26	6.44	0.83	$3HA14_{(fil)}+2HA12_{(chap)}$	6.88

Tableau VI-2-12: Ferraillages des poutres secondaires adhérées aux voiles

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	9HA12+3HA14 = 14.08	**3.75**	CV
ET1/4	6HA14+6HA16 = 21.30	**3.75**	CV
ET5/7	6HA14+3HA16+2HA12 = 17.53	**3.75**	CV

Tableau VI-2-13: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA

- **Armatures transversales**

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

➢ **Poutre principales**

$$\phi_t \leq \min(1;\ 1.2;\ 2.5) = 1 \text{ cm}$$

On prend ϕ_t=8 mm

➢ **Poutre secondaires**

$$\phi_t \leq \min(0.85;\ 1.2;\ 2.5) = 0.85 \text{ cm}$$

On prend ϕ_t=8 mm

- **Espacement maximum entre les armatures transversales :**

➢ **Poutres principales**

. Zone nodale : St ≤ min(h/4, 12 φ)= min(35/4, 12x12)=8.75 ⇒ St= 10 cm.
. Zone courante : St ≤ h/2= 35/2= 17.5 cm ⇒ St= 20 cm.
D'où :
. Zone nodale : At= 0.003.s.b= 0.003X10x25= 0.75cm².
. Zone courante : At= 0.003.s.b= 0.003x20x25= 1.5 cm².

Soit : At= 4HA 8=2.01 cm². **(un cadres et un etrier de φ8)**

- **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S^tMax \leq min(h/4, 12\ \varphi)= min(30/4, 12x12)=7.5 \Rightarrow St= 8$ cm.

Zone courante : $St \leq h/2= 30/2= 15$ cm $\Rightarrow St= 15$ cm.

D'où :

- Zone nodale : At= 0.003.s.b= 0.003x8x25= 0.6 cm².

- Zone courante : At= 0.003.s.b= 0.003x15x25= 1.125 cm²

Soit : At= 4HA 8= 2.01 cm²**.(1 cadre en HA8+ étrier en HA8)**

- **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la f**igure 7.2 du RPA 2003** en page 63 (Zone nodale) comme suit :

l'= 2.h

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

. Poutres principales : l'= 2x35= 75 cm.

Poutres secondaires : l'= 2x30= 60 cm.

- **Vérifications à l'ELU**

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)**

$\bar{\tau}$ se= Ψs. ft28

Où :

. Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. Ψs = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$\bar{\tau}$se = 1.5 x 2.1= 3.15 MPa.

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{(0.9\ d \sum Ui)}$$

Où :

. Σμi $= n \times \pi \times \phi$ (Somme des périmètres utiles des barres).

Poutres principales : $(3\times 14) \times \pi = 131.88$mm

Poutres secondaires : $(3\times 14) \times \pi = 131.88$mm

Poutres principales adhérées aux voiles : $(3 \times 14+ 3\times 20) \times \pi = 320.28$mm

Poutres secondaires adhérées aux voiles : $(3 \times 14 + 3\times 16) \times \pi = 282.6$mm

	T_u (KN)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	46.58	1.05	3.15	CV
Poutres secondaires	68.86	1.84		CV
Poutres principales adhérées aux voiles	140.25	1.41		CV
Poutres secondaires adhérées aux voiles	111.08	1.58		CV

Tableau VI-2-14: Vérification de l'entrainement des barres

- **Justification de l'effort tranchant**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite 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.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\} = \min\{3,33MPa, 5\ MPa\} = 3,33\ MPa$$

- **Poutres principales:**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
RDC	28.75	0.35	3.33	CV
ET1/4	46.85	0.57		CV
ET5/7	37.18	0.45		CV

Tableau VI-2-15: Vérification de l'effort tranchant (PP)

- **Poutres secondaires:**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
RDC	33.47	0.48	3.33	CV
ET1/4	68.86	1.00		CV
ET5/7	62.73	0.91		CV

Tableau VI-2-16: Vérification de l'effort tranchant (PS)

- **Poutres adhérées aux voiles:**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	140.25	2.04	3.33	CV
Poutres secondaires	111.08	1.36		CV

Tableau VI-2-17: Vérification de l'effort tranchant des Poutres adhérées aux voiles

- **Ancrage des barres (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)**
-

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

$$ls = 40\varphi$$

- ✓ Pour les HA 12 : ls= 40x1.2= 48 cm.
- ✓ Pour les HA 14 : ls= 40x1.4= 56 cm.
- ✓ Pour les HA 16 : ls= 40x1.6= 64 cm.
- ✓ Pour les HA 20 : ls= 40x2.0= 80 cm.

Ls dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$Lc= 0,4Ls$$

- ✓ Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 48=19.2 cm.
- ✓ Pour les HA 14 : Lc= 0,4 x 56= 22.4 cm.
- ✓ Pour les HA 16 : Lc= 0,4 x 64= 25.6 cm.
- ✓ Pour les HA 20 : Lc= 0,4 x 80= 32 cm.

- **Influence de l'effort tranchant (article A.5.1.32 BAEL 91):**

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

	T_u (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales	46.85	487.5	CV
Poutres secondaires	68.86	412.5	CV
Poutres principales adhérées aux voiles	140.25	487.5	CV
Poutres secondaires adhérées aux voiles	111.08	412.5	CV

Tableau VI-2-18: Vérification Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

Vérifications à l'ELS

Poutres principales

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
RDC	Appuis	M_{sup}= -21.91	4.62	4.79	167.8	15	348
		M_{inf} =2.14	3.39	0.55	22.1		
	Travée	M_t= 16.82	3.39	4.31	174		
ET1/4	Appuis	M_{sup}= -27.91	6.88	5.3	165		
		M_{inf} =4.66	5.75	0.89	27.9		
	Travée	M_t= 17.16	4.62	5.93	184.5		
ET5/7	Appuis	M_{sup}= -30.42	5.75	6.66	233		
		M_{inf} =5.45	4.62	1.19	41.7		
	Travée	M_t= 17.96	4.62	3.93	137.6		

Tableau VI-2-19: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

Poutres secondaires:

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)
RDC	Appuis	-18.82	4.62	0.57	18.1	15	348
	Travée	13.74	4.62	0.32	10.2		
ET1/4	Appuis	-21.38	7.16	1.07	28.2		
	Travée	14.14	6.03	0.53	16.6		
ET5/7	Appuis	-22.76	5.75	1.18	34.5		
	Travée	14.43	4.62	0.76	24.1		

Tableau VI-2-20: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire**. (Article A.4.5,32 du BAEL 99).**

- **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Calcul de la flèche

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

. Poutres principales : *f*max= 0,0012 cm

Poutres secondaires : *f*max= 0,0023 cm

Valeurs limites de la flèche

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

- **Poutres principales**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0{,}0012\text{cm} < \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

- **Poutres secondaires**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0{,}71 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0{,}0023 \text{ cm} < \bar{f} = 0{,}71 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

VI.3.Ferraillages des voiles

❖ Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales, dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

❖ Combinaison d'action

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91/modifié 99 : $\begin{cases} \text{ELU } (1.35G+1.5Q) \\ \text{ELS } (G+Q) \end{cases}$

Selon RPA99 version 2003 $\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{cases}$

❖ Recommandation du RPA 99 version 2003 :

➢ **Armatures verticales** : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

  $A_{min} \geq A = 0.002B$ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)

  $A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)

Avec : B : section du béton tendue

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➢ **Armatures horizontales** : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :
- $\left.\begin{array}{l} A_H \geq 0{,}15\% \text{ B Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0{,}10\% \text{ B En zone courante} \end{array}\right\}$ Art 7.7.4.3 RPA9/ Version2003.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones

  d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➢ **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/ Version 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 ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

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

$$\left.\begin{array}{l} S_t \leq 1.5\ e \\ S_t \leq 30\ cm \end{array}\right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 25 cm)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/(10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

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

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

✓ **S**ection **P**artiellement **C**omprimée (SPC).

✓ **S**ection **E**ntièrement **C**omprimée (SEC).

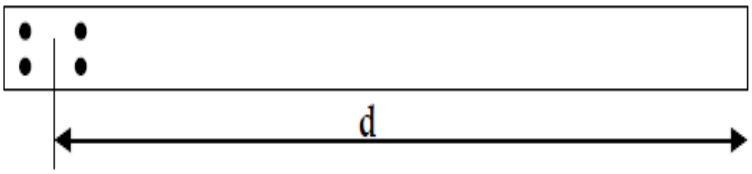
✓ **S**ection **E**ntièrement **T**endue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

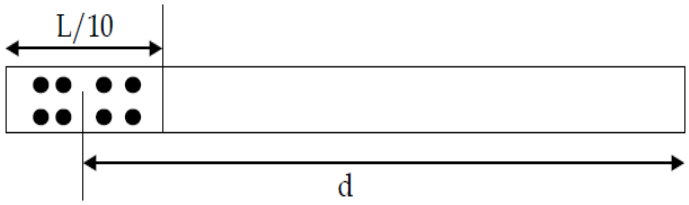
- Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$
- Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

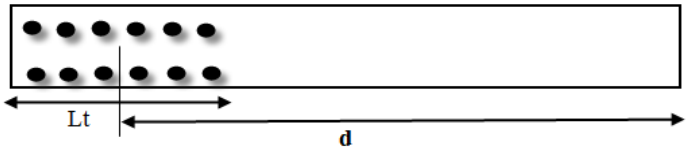
Cas 01: Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



Cas 02 : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à L/10.



Cas 03 : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec: $\frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : Section du voile
I: Moment d'inertie
y: Bras de levier y = L/2

- **Armatures verticales :**

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :
Zone I : RDC
Zone II : 1^{éme} /4^{éme} étage
Zone III : 5^{éme} / 7^{éme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal :
Exemple : Zone I: $VT_{1.1/1} = VT_{1.2/1} = VT_{1.3/1} = 1.5m$; $VT_{1.2/1} = 1.2m$
Sens longitudinal :
Exemple : Zone I: $VL_{1.1/1} = VL_{1.2/1} = VL_{1.3/1} = VL_{1.4/1} = 1.2m$
$VL_{2.1/1} = VL_{2.2/1} = VL_{2..3/1} = 1m$

De même pour les autres zones

Remarque :
Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

- **Condition de non fragilité :** (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ ⟹ N_s , M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service

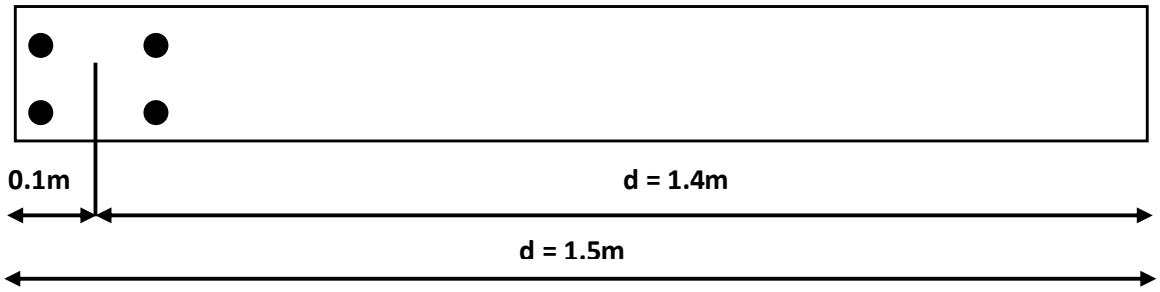
Exemples de calcul : Nous proposons le calcul détaillé pour le voile VL_1 et VT_1 en zone I :

Exemple01: $VT_{1.1/1}$:

ep = 20cm; l = 1.5m c = 5cm

Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

Cas 01 : d = l – (5- 10/2) = 140cm = 1.4m



M_{cor} = 103.6 KN.m
N_{max} = 637.91 (N effort de traction)
} **situation accidentelle (0.8G+Ey)**

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b= 0.20m ; h= 2.5 m ; c = d'= 0.1m ; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

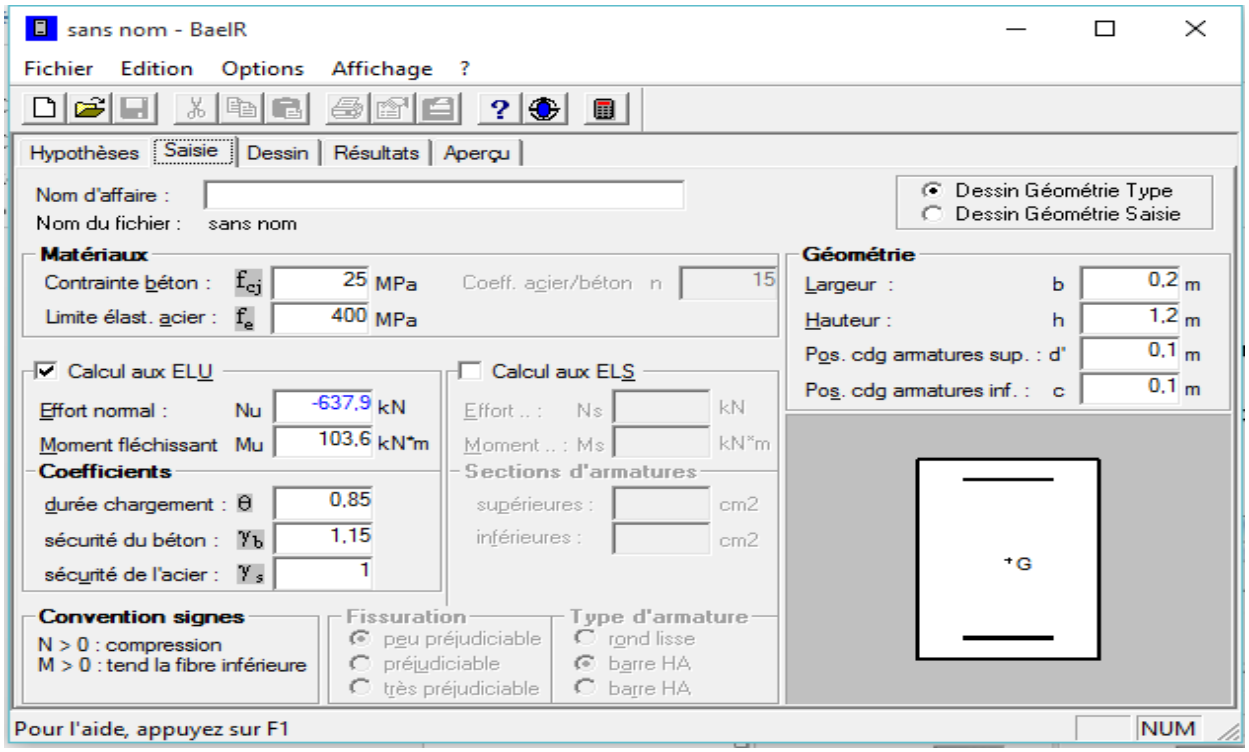


Figure VI-3-1- Exemple de ferraillage du voile $VT_{1.1/1}$ avec SOCOTEC

Résultat :

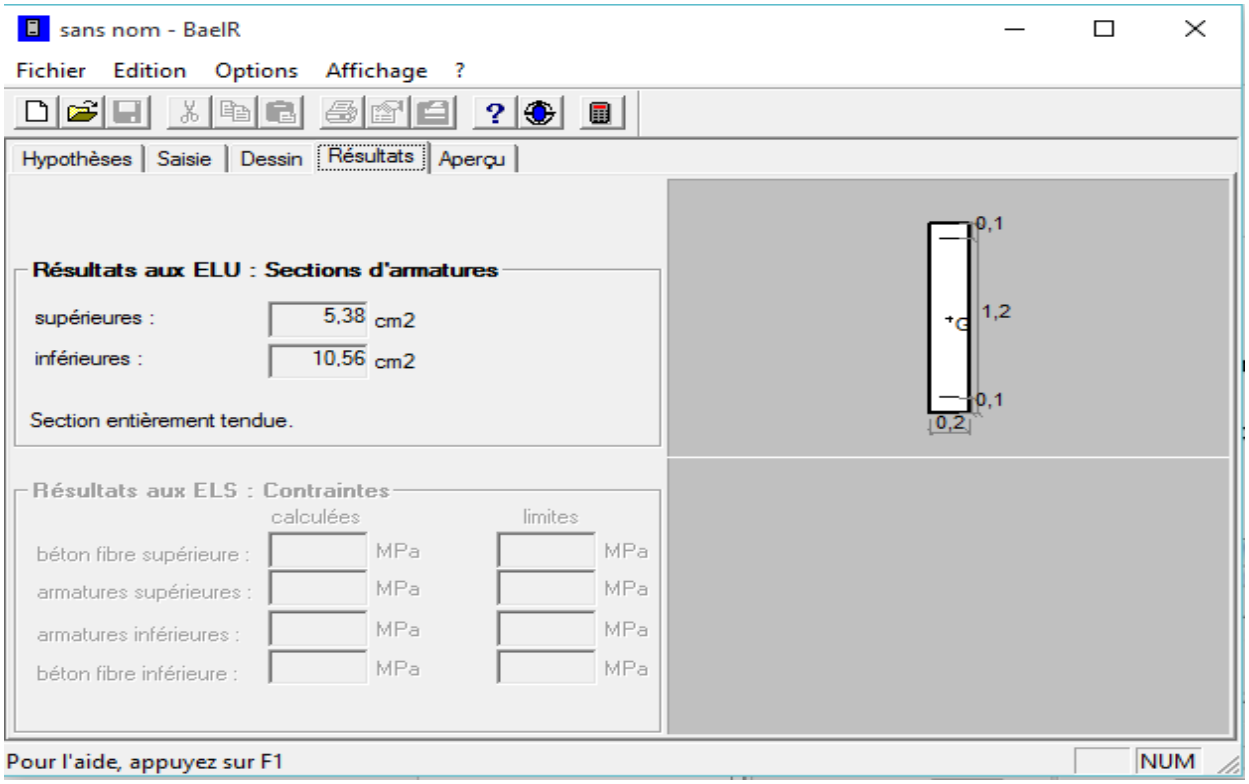


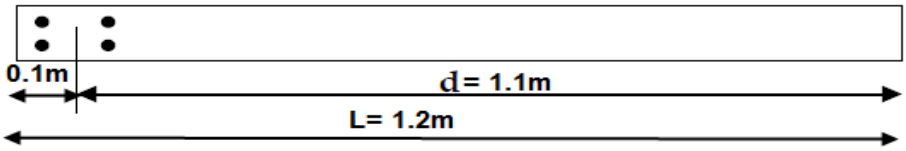
Figure VI-3-2- Ferraillage du voile $VT_{1.1/1}$ donné par SOCOTEC.

Example 02: VL_1:

ep = 20cm; l = 1.20 m c = 5cm

Les sollicitations : $M_{max} \rightarrow N_{cor}$

Cas 01 : d = L – (5- 10/2) = 110cm = 1.1m



M_{max} = -658.32 KN.m
N_{cor} = -1184.79(N effort de compression)

Situation accidentelle (0.8G+Ey)

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{658.32}{1184.79} = 0.56m$

$(\frac{h}{2} - c) = 0.5m$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Longrightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b= 0.20m ; h= 1.2 m ; c = d'= 0.1m ; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{max} \rightarrow M_{cor}$

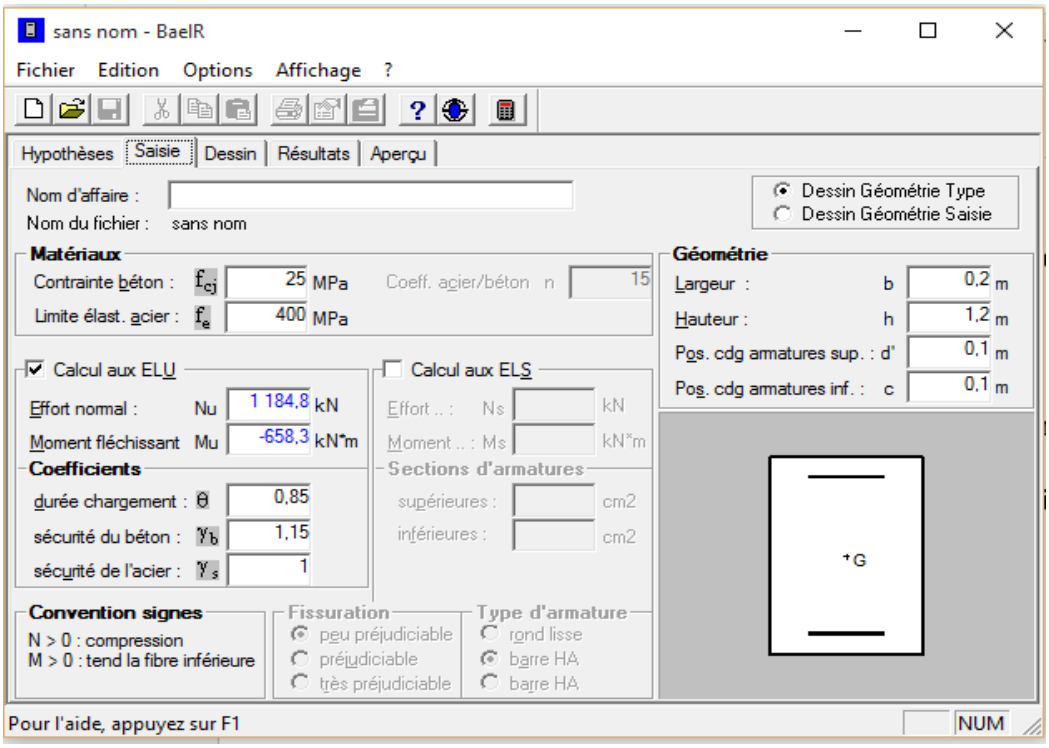


Figure VI-3-3- Exemple de ferraillage du voile VL2 avec SOCOTEC

Résultat

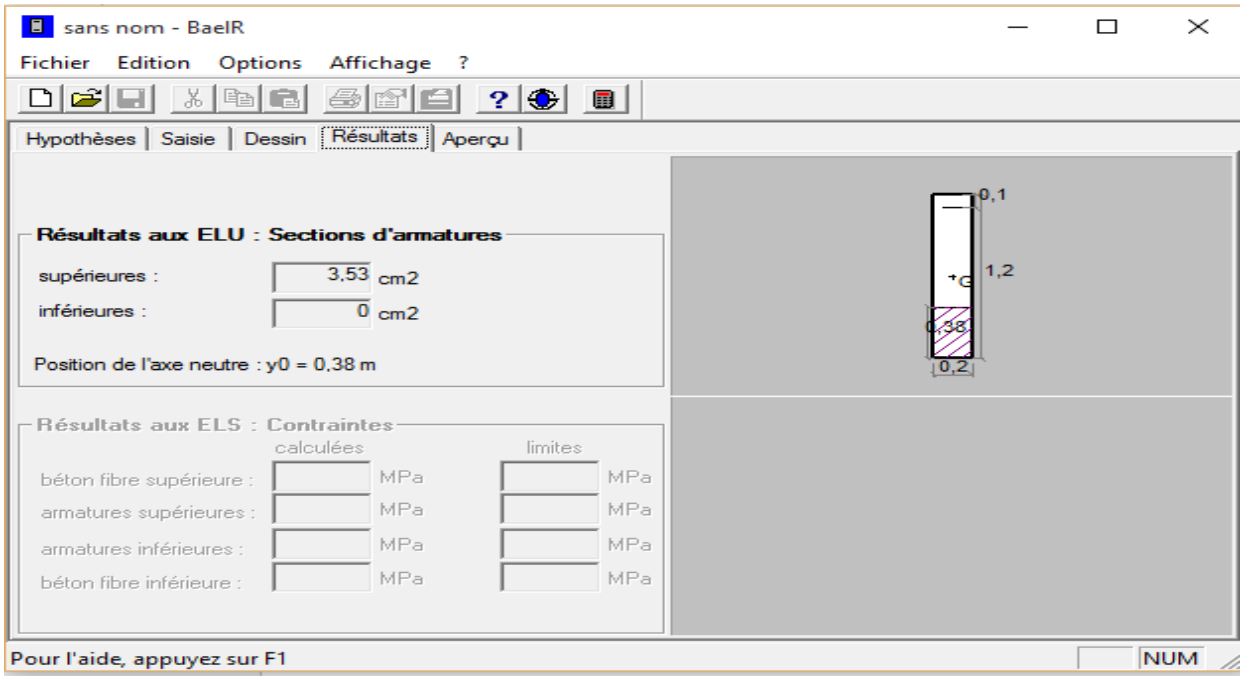


Figure VI-3-4- Ferraillage du voile VL2 donné par SOCOTEC.

Remarque:

Donc pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utiliser ce dernier (SOCOTEC) de la même manière dans les autres zones

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voilesVL_1 et VT_1 dans les différentes zones.

VT_1 : L = 1.5m

Armatures verticales :

Espacement : Zone nodale → 10cm Zone courante → 20cm /RDC espacement =15cm

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm^2)	A_{cnf} (cm^2)	$A_{t\ adoptée}$ (cm^2)	A_c (cm^2)	$A_{c\ adoptée}$ (cm^2)
RDC	N_{max}=637.91	M_{cor}=103.6	0.2	SET	13.86	23.52	14HA20		
	N_{min} =-1471.92	M_{cor}=-1108.82		SPC	10.32				
	N_{cor}=-997.13	M_{max}=-1732.71		SPC	39.85				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_T=85cm								
ET 1/4	N_{max}=324.92	M_{cor}=100.4	0.2	SET	5.99	11.95	4HA20	2.51	(10HA8)
	N_{min}= -1110.12	M_{cor}=-129.58		SEC	0				
	N_{cor}=-769.65	M_{max}=-695.35		SEC	3.92				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
ET 5/7	N_{max} = -249.81	M_{cor}=236.06	0.2	SEC	7.57	1.53	(4HA16)	2.51	(10HA8)
	N_{min} =-567.99	M_{cor}=-184.08		SPC	0				
	N_{cor}=-525.52	M_{max}=-326.51		SPC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 20cm

	$A_{v\ adoptée}$ (cm²)	A_H (cm²)	$A_{H\ adoptée}$ (cm²)
RDC	18HA20 = 56.55	14.13	14HA12 = 15.83
ET 1/4	8HA20+10HA8 = 30.16	7.54	14HA10 = 10.92
ET 5/7	8HA16+10HA8 = 21.11	5.27	14HA8 = 7.08

VL_1 : L = 1.2m

- **Armatures verticales :**

Espacement : Zone nodale → **10cm** Zone courante → **15cm**

	N (KN)	M (KN.m)	e_p (cm)	obs	A_{tendue} (cm²)	A_{cnf} (cm²)	$A_{t\ adoptée}$ (cm²)	A_c (cm²)	$A_{c\ adoptée}$ (cm²)
RDC	N_{max}=694.31	M_{cor}=73.96	0.2	SET	10.53	10.97	4HA20	1.8	10HA8
	N_{min} =-1379.02	M_{cor}=-72.65		SEC	0				
	N_{cor}= -1184.79	M_{max}=-658.32		SPC	3.53				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
ET 1/4	N_{max} =421.32	M_{cor}=118.2	0.2	SET	8.22	7.79	4HA20	1.8	10HA8
	N_{min} = -1072.09	M_{cor}= -141.79		SEC	0				
	N_{cor}=-751.62	M_{max}=485.13		SPC	2.78				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
ET 5/7	N_{max}=218.45	M_{cor}=144.63	0.2	SPC	6.27	2.33	(4HA16)	1.8	10HA8
	N_{min} = -505.61	M_{cor}=-151.1		SEC	0				
	N_{cor} =86.83	M_{max}=231.76		SPC	6.53				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								

- **Armatures horizontales:** $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 20cm

	$A_{v\ adoptée}$ (cm²)	A_H (cm²)	$A_{H\ adoptée}$ (cm²)
RDC	8HA20+10HA8 = 30.16	7.54	14HA10 = 10.92
ET 1/4	8HA20+10HA8 =30.16	7.54	14HA10 = 10.92
ET 5/7	8HA16+10HA8 = 21.11	5.27	14HA10 = 10.92

❖ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau si dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones:

A_{min} = 0.15% ×B

Zone	A adoptée (cm²)		A min (cm²)		Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1	
RDC	82.44	30.15	7.5	3.6	CV
ET 1/4	30.16	25.64			CV
ET 5/7	21.11	21.11			CV

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➢ **Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003 :**

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.2 \times f_{c28}$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile =0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT_1	VL_1	VT_1	VL_1		
RDC	321.97	196.36	0.48	0.29	5	CV
ET 1/4	295.11	217.11	0.53	0.39		CV
ET 5/7	155.01	117.51	0.28	0.79		CV

➢ **Selon l'art A.5.1.1 BAEL91**:

$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{2/3}$

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT1	VL1	VT1	VL1		
RDC	321.97	196.36	0.48	0.29	4.75	CV
ET1/4	295.11	217.11	0.53	0.39		CV
ET5/7	155.01	117.51	0.28	0.79		CV

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa.

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Zone	N_s (KN)		σ_b (MPa)		$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Observation
	VT_1	**VL_1**	**VT_1**	**VL_1**		
RDC	-525.37	-475.00	1.24	1.04	15	CV
ET 1/4	-494.26	-449.19	1.43	0.58		CV
ET 5/7	-233.26	-217.65	0.70	0.68		CV

VII.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G + 1.5Q (ELU).

$$\left.\begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array}\right\} \quad \text{(Article } \textbf{10.1.4.1 du RPA 2003}\text{)}$$

VII.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type 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 $\boldsymbol{\sigma_{Sol}}$ **= 2.5bars.**

VII.3. Choix du type de fondations

a. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$\mathbf{N_{s.max}}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

.**S** : Surface d'appui de la semelle (S=AxB).

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.qui est égale à 2.5**bars.**

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 = \frac{A}{B}$$ **. Donc : A= B.**

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1095.03}{250}} = 2.09 \text{ m.}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

b. Semelles filantes

- **Semelles filantes sous voiles « S_1 »**

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol} x L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

- **Détermination de la surface totale des semelles sous voiles :**

Ns(KN)	L(m)	B(m)	Nombre(n)	Surface [m²] (S= B x L x n)
605.94	1.2	2.01	4	8.07

Tableau VII.1 : semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Ns(KN)	L(m)	B(m)	Nombre(n)	Surface [m²] (S= B x L x n)
697.77	1.5	1.86	3	5.58

Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_V = \sum S_i = 13.65$ m²Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles

- **Semelles sous poteaux « S_2 »**

- **Etapes de calcul**

. Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

. Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i)

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si e ≤ $\frac{L}{6}$ ⇒ Répartition trapézoïdale.

. Si e > $\frac{L}{6}$ ⇒ Répartition triangulaire.

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$$
$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$$
$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Sens transversal:

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni× ei (KN.m)	e (m)	q_{max} (KN)	q_{max} (KN)	$q_{L/4}$ (KN)
C1	930.79	-8.85	-2.56	-8237.49	0.87	414.37	223.96	366.23
C2	1018.98	-4.94	-3.53	-5043.95				
C3	1088.31	-1.8	-2.92	-1958.95				
C4	1095.03	1.75	-2.81	1916.30				
C5	973.89	5.30	-2.91	5161.61				
C6	542.37	8.85	-2.84	3172.86				
	5649.37		-17.57	-4988.62				

Tableau VII-3-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)

$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{366.23}{250} = 1.46m$

On prend **B = 1.5m**

S = B × L = 1.5 × 17.7 = 26.55 m²

S_{tot} = 6 × 26.55 = 159.3m²

Sens longitudinal:

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni× ei (KN.m)	e (m)	q_{max} (KN)	q_{min} (KN)	$q_{L/4}$ (KN)
C1	846.82	-8.65	16.75	-14184.23	3.28	9882.57	-636.03	417.67
C2	996.09	-5.25	-4.23	-5229.47				
C3	1095.03	-1.7	-2.81	-1861.55				
C4	912.25	1.7	-3.05	1519.21				
C5	563.2	5.25	-3.08	2956.8				
C6	192.58	8.65	-3.4	1665.81				
	4605.97		0.18	-15133.43				

Tableau VII-4-Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)

$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{417.67}{250} = 1.67m$

On prend **B =1.7m**

S = B × L = 1.7× 17.3 = 28.9 m

Surface totale des semelles filantes :

$S_{voiles} + S_{poteaux} = 188.20 + 13.65 = 201.85m^2$
$50\% S_{bâtiment} = 256.86 \times 0.5 = 128.43 m^2$

$$S_{semelles} > 50\% S_{bâtiment}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.
Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

c. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

1. Pré-dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle du radier « h_r »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{390}{20} = 19.5$ cm $\Rightarrow$ **h_r= 25 cm.**

- **Epaisseur des nervures « h_n »**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{390}{8} = 48.75 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{390}{5} = 78 \text{ cm.}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi}.L_{max} \text{(Condition de la longueur élastique).}$$

Où :
L_e : Longueur élastique.
L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.
Evj : Module de déformation longitudinale déférée (E= 10818.86 MPA).
b : Largeur de la nervure du radier.
I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b.h^3}{12}$).
K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. (K= 40MPA).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3.K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4}.(L_{max})^4$$

$$h_n = \sqrt[3]{(\frac{2}{\pi} \times 3.9)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.75m$$

on prend **hn =80 cm**

- **Largueur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4x80= 32\ cm \leq b_n \leq 0.7x80= 56cm \Rightarrow \mathbf{b_n= 45\ cm.}$$

- **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{390}{50} = 7.8\ cm \leq h_d \leq \frac{390}{40} = 9.75\ cm. \Rightarrow \mathbf{h_d= 10\ cm.}$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- ✓ Hauteur des nervures : **h_n= 80 cm.**
- ✓ Largeur des nervures : **b_n= 45 cm.**
- ✓ Hauteur de la dalle du radier : **h_r= 25 cm.**
- ✓ Hauteur de la dalle flottante : **h_d= 10 cm.**
- ✓ .Enrobage **: c= 3 cm** (Article A.7.1 du BAEL 91).

2. Détermination de la surface du radier

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}sol}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s= G_{ss} + Q_{ss}$.
Du logiciel ETABS : G_{ss}= 24892.18 KN et Q_{ss}= 4580.59 KN. Donc : **N_s= 29472.77 KN.**

D'où :

$$S_{radier} \geq \frac{2947277}{250} = 117.89\ m^2.$$

$$S_{radier} = 117.89\ m^2 < S_{bâtiment}= 256.86\ m^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (153.12 m²) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{débord} \geq \max\left(\left(\frac{h_n}{2}\ ;\ 30cm\right)\right) = \max\left(\left(\frac{80}{2}\ ;\ 30cm\right)\right) = 40cm.$$

$$S_{deb} = [(Lx+Ly)xL_{déb}]x2$$

$$S_{deb} = 28m^2$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{radier}= S_{bâtiment} + S_{débord}$$

$$S_{radier}= 256.86+28=284.86m^2$$

3. Détermination des sollicitations à la base du radier

Poids propre du radier « G_{radier} »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- ✓ Poids propre de la dalle du radier « **G_1** ».
- ✓ Poids propre des nervures « **G_2** ».
- ✓ Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « **G_3** ».
- ✓ Poids propre de la dalle flottante « **G_4** ».

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G_1	$[S_{radier} \times h_r] \times \rho_{béton}$	284.86x0.25x25	1780.37
G_2	$[b_n \times (h_n-h_r) \times L_{nervures}] \times \rho_{béton}$	[0.45x(0.8-0.25)x181.9]x25	1125.5
G_3	$[(S_{radier} - S_{nervures})x(h_n-h_r)] \times \rho_{remblai}$	[(284.86-100.04)x(0.8-0.25)]x17	1728.06
G_4	$[(S_{radier} - S_{nervures}) \times h_d] \times \rho_{béton}$	[(284.86-100.04)x0.1]x25	462.05
G_{radier}	$\sum G_1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	1342.575+852.6+1260.567+249.825	**5095.98**

- **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{radier} = Q_s \text{ sol} \times S_{radier} = 1.5 \times 284.86 = 427.29 \text{ KN.}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{total} = G_{ss} + G_{radier} = 24892.18 + 5095.98 = 29988.16 \text{ KN.}$$
$$Q_{total} = Q_{ss} + Q_{radier} = 4580.59 + 427.29 = 5007.88 \text{KN}$$

- **Combinaisons d'actions**

À l'ELU : $N_U = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 1.35x29988.16 + 1.5x5007.88 = 47995.83$ KN.

À l'ELS : $N_S = G_{total} + Q_{total} = 29988.16 + 5007.88 = 34996.04$ KN.

4. Vérifications

a. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPA}\right\} = 2.5\text{ MPA}$$

Avec :

$$V_{max} = q_u x \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u x b}{S_{radier}} x \frac{L_{max}}{2} = \frac{4047.33.x1}{284.86} x \frac{3.9}{2} = 277.07\text{ KN.}$$

b= 100 cm d= 0.9 h_r= 0.9x25= 22.5 cm.

Donc :

$$\tau_u = \frac{277.07.10^3}{1000x225} = 1.23\text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5\ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

a. Poinçonnement (BAEL 99 / Art. A.5.2,42)

$$N_u \leq 0.045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

h : L'épaisseur totale des nervures (h= 0.8m).

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau**

U_c= 2[U+V] = 2x [u+v+2h] = 2x [0.45+0.45+2x0.8] = 5m

- **Sous voile**

U_c= 2[U+V] = 2x [u+v+2h] = 2x [0.2+1.5+2x0.8] = 6.6 m

Donc :

- **Sous poteau**

N_u= 1095.03 KN < 0.045 x 5x 0.8 x $\frac{25000}{1.5}$ = 4440 KN ⇨ La condition est vérifiée.

- **Sous voile**

N_u= 956.74 KN < 0.045 x 6.6 x 0.8 x $\frac{25000}{1.5}$ = 3960 KN ⇨ La condition est vérifiée.

c)Vérification de la stabilité du radier

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Un effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Un effort de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M=M_0+T_0h$$

Avec :

M_0: Moment sismique à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

T_0: Effort tranchant à la base de la structure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2=\sigma_{min} \text{ et } \sigma_1=\sigma_m$$

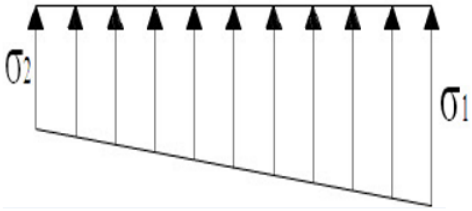


Fig.VII-1- : Diagramme des contraintes sous le radier

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i.X_i}{\sum S_i} = \frac{183.38x5.3+73.485x14.15}{183.38+73.485} = 7.83m \\ Y_G = \frac{\sum S_i.Y_i}{\sum S_i} = \frac{183.38x8.65+73.485x5.175}{183.38+73.485} = 7.65m \end{cases}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$\begin{cases} I_{xx} = \frac{b\cdot h^3}{12} = \frac{17.3\times 10.6^3}{12} + \frac{10.35\times 7.1^3}{12} = 2025.74m^4 \\ I_{yy} = \frac{h\cdot b^3}{12} = \frac{10.6\times 17.3^3}{12} + \frac{7.1\times 10.35^3}{12} = 5229.64m^4 \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0x}=706.39 \text{ KN.m et } T_{0x}=1911.12 \text{ KN}\ldots\ldots \quad \text{(ETABS)} \\ M_{0y}=769.6 \text{ KN.m et } T_{0y}=2221.77 \text{ KN}\ldots\ldots \quad \text{(ETABS)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx}=M_{0x}+T_{0x}\,h_n = 706.39 + (1911.12x0.8) = 2235.28\text{KN.m} \\ M_{yy}= M_{0y}+T_{0y}\,h_n = 769.6 + (2221.77x0.8) = 2547.01\text{KN.m} \end{cases}$$

		ELU			ELS				
	M (KN.m)	σ_1 (KN/m²)	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)	σ_1 (KN/m²)	σ_2 (KN/m²)	σ_m (KN/m²)	**1.3 σ_{sol}**	**Obs**
Sens X	2235.28	171.15	165.82	169.81	125.52	165.82	135.59	325	CV
Sens-Y	2547.01	171.39	165.58	169.93	125.76	119.94	124.30		CV

Tableau VII-5- Récapitulatif des contraintes

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

d) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- ✓ **P** : Poids total à la base du radier (P = 25808.29 KN).
- ✓ **F_s** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (Fs = 1.5).
- ✓ **γ_w** : Poids volumique de l'eau (γ_w= 10 KN/m²).
- ✓ **h** : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- ✓ **S** : Surface du radier (S = 284.86 m²).

Donc :

$$P= 17699.24 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 284.86 \times 10= 4272.9 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.4. Ferraillage du radier

1. Ferraillage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferraillage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

Dimensions du panneau le plus sollicité

$$l_x= L_x - b_n= 3.55-0.45= 3.1 \text{ m}$$
$$l_y= L_y - b_n= 3.90-0.45= 3.45 \text{ m}$$

D'où : $0.45 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox}= \mu_x.p.l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy}= \mu_y.M_{ox}$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du rapport $\boldsymbol{\alpha} = \rho= \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.9$: $\mu_x= 0.046$ et $\mu_y= 0.778$

. p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\begin{cases} \textbf{A l'ELU:} q_{u=} \ \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 169.81 - \frac{5095.98}{284.86} = 151.92\text{KN/m} \\ \textbf{A l'ELS:} \ q_{s=} \ \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 135.59 - \frac{5095.98}{284.86} = 117.70\text{KN/ml} \end{cases}$$

- **À l'ELU**

. $M_u= [\mu_x.q_u.l_x^2].1ml = [0.046x151.92x3.1^2].1ml = 67.15$ KN.m.

. $M_{yU}= [\mu_y.M_{ox}].1ml = [0.788x67.15].1ml = 52.92$ KN.m.

- **À l'ELS**

. $M_{xS}= [\mu_x.q_s.l_x^2].1ml = [0.046x117.7x3.1^2].1ml = 52.03$ KN.m.

. $M_{yS}= [\mu_y.M_{ox}].1ml = [0.778x52.03].1ml = 41.00$N.m.

➢ **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

- **À l'ELU**

En travée

M_x^t = 0.85x67.15 = 57.07 KN.m.

M_y^t = 0.85x52.92 = 44.98 KN.m.

Aux appuis

M_{1x}^a = - 0.5x67.15 = -33.57 KN.m.

M_{2x}^a = - 0.3x67.15 = -20.14 KN.m.

M_{1y}^a = - 0.5x52.92 = -26.46 KN.m.

M_{2y}^a = - 0.3x52.92 = -15.87 KN.m.

- **À l'ELS**

En travée

M_x^t = 0.85x52.03 =44.22 KN.m.

M_y^t = 0.85x41 = 34.85 KN.m.

Aux appuis

M_{1x}^a = - 0.5x52.03 = -26.01 KN.m.

M_{2x}^a = - 0.3x52.03 = -15.60 KN.m.

M_{1y}^a = - 0.5x 41= -20.5 KN.m.

M_{2y}^a = - 0.3x41 = -12.3 KN.m.

- **Ferraillage**

b=80cm, h =45cm , c= 3cm

Sens de la petite portée : (lx)

- **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\,dx^2 f_{bu}} = \frac{57.07 \times 10^3}{80 \times 22^2 \times 14.2} = 0.103 < \mu_l = 0.392$

→ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.104 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.945$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.07 \times 10^3}{0.945 \times 22 \times 348} = 7.88$ cm²

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st}}$= 6HA16=12.06cm² avec un espacement St = 15cm.

- **Aux appuis :**

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\,dy^2 f_{bu}} = \frac{33.57 \times 10^3}{80 \times 22^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392$

→ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.06 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.969$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.57 \times 10^3}{0.969 \times 22 \times 348} = 4.53$cm²

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st}}$= 6HA14=9.23cm² avec un espacement St =15cm.

Sens de la grande portée : (ly)

- **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\,dy^2 f_{bu}} = \frac{44.98 \times 10^3}{80 \times 22^2 \times 14.2} = 0.082 < \mu_l = 0.392$

→ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.082 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.957$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.98 \times 10^3}{0.957 \times 22 \times 348} = 6.13$cm²

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st}}$= 6HA14=9.23cm² avec un espacement St =15cm.

- **Aux appuis :**

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\, dy^2 f_{bu}} = \frac{26.46\times 10^3}{80\times 22^2\times 14.2} = 0.048 < \mu_l = 0.392$

→ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.048 \xRightarrow{tableau} \beta = 0.975$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{26.46\times 10^3}{0.975\times 22\times 348} = 3.54\text{cm}^2$

On opte pour une section d'armature $\boldsymbol{A_{st}}$= 6H12=6.78cm² avec un espacement St = 15cm.

2. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)

Ferraillage minimal **:** $\mathbf{A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}}$

Avec : $\boldsymbol{\rho_0}$= 0.0008 pour les aciers à haute adhérence de classe FeE400

$\boldsymbol{\delta_0}$:Taux des armatures minimales

- **Sens x-x**

  $A_{xmin} = 0{,}0008 \times 80 \times 25 \times \frac{3-0.9}{2} = 1.68\ [\text{cm}^2/\text{ml}]$

  A_x= 12.06cm² > $A_{y.min}$= 1.68 cm². La condition est vérifiée.

- **Sens y-y**

  $A_{ymin} = 0{,}0008 \times 80 \times 25$=1.6 $[\text{cm}^2/\text{ml}]$

  A_y= 9.23cm² > $A_{y.min}$= 1.6 cm². La condition est vérifiée.

Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{450}{10} = 45$ mm.

$\varphi_{adopté}$= 14 mm < 45 mm. …….La condition est vérifiée

.

c.Espacements des barres (BAEL 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

. Direction (x-x) : S_t= 15cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

. Direction (y-y) : S_t= 15 cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc :

a. Contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400 \; ; \; 110\sqrt{1.6x2.1}\right\}$$

$$= min\{266.6 \; ; \; 201.63\} \; = 201.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

b. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MPA} \; \geq \; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Obs.
En travée	x-x	44.22	12.06	0.457	0.897	33.54	76.64	2.28	201.63	15	C.V
	y-y	34.85	9.23	0.349	0.909	39.35	77.92	1.98			C.V
Aux appuis	x-x	-26.01	9.23	0.349	0.909	39.35	58.15	1.47			C.V
	y-y	-20.50	6.78	0.257	0.919	46.73	61.68	1.32			C.V

TableauVII.6: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VII.5. Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément repartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité

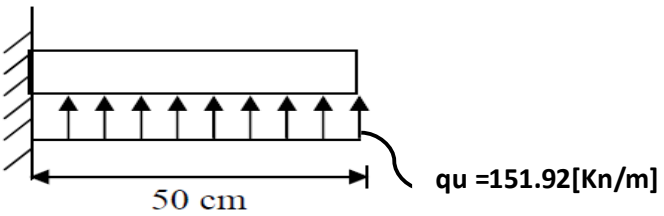


Figure VII.2 : schéma statique de calcul du débord du radier

a.Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = -\frac{q_u.l^2}{2} = -\frac{151.92x0.5^2}{2} = -18.99 \text{ KN.m.}$$

b.Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{18.99.10^6}{800x220^2x14,2} = 0.034 < \mu_l = 0.392.$$

À partir des abaques et pour une valeur de μ = 0.034 : β= 0.983

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18.99.10^3}{0.983x22x348} = 2.52 \text{ cm}^2.$$

- **Remarque**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferraillage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.6 . Calcul des nervures

1 : Ferraillage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur lm) et le même effort tranchant (largeur lt) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

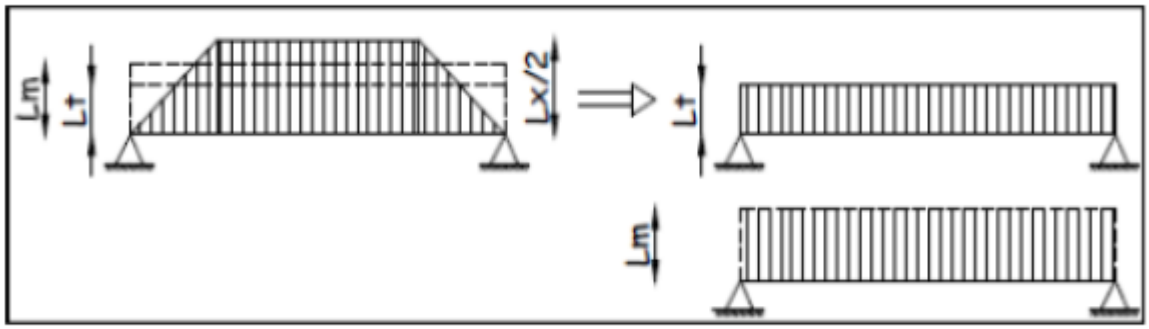


Figure VII.3 : Présentation des charges simplifiées.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

a-1) Charge trapézoïdale

Moment fléchissant **:** $\mathbf{L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)}$

Effort tranchant : $\mathbf{L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)}$

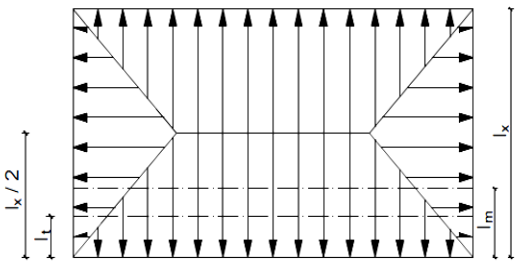


Figure VII-4 : Répartition trapézoïdale

a-2) Charge triangulaire

Moment fléchissant : Lm = 0,333×Lx.

Effort tranchant : Lt = 0,25×Lx.

b) Charges à considérer

- **Pour les moments fléchissant**

$$\begin{cases} Q_{Mu} = q_u . L_m \\ Q_{Ms} = q_s . L_m \end{cases}$$

- **Pour les efforts tranchants**

$$\begin{cases} Q_u = q_u . L_t \\ Q_s = q_s . L_t \end{cases}$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Détermination des sollicitations

Sens YY (file C) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
5-6	B-C	3.55	3.90	0.91	Trapèze	1.285	1.040	151.92	195.21	388.30	157.99	318.41
	C-D	3.40	3.90	0.87	Trapèze	1.271	1.056		193.09		160.42	
4-5	B-C	3.15	3.55	0.88	Triangle	1.048	0.787		159.21	318.42	119.56	284.54
	C-D	3.15	3.40	0.92	Triangle	1.048	0.787		159.21		119.56	
3-4	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72	360.20	134.75	276.33
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188	0.932		180.48		141.58	
2-3	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72	360.20	134.75	276.33
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188	0.932		180.48		141.58	
1-2	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72	360.20	134.75	276.33
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188	0.932		180.48		141.58	

Tableau VII- 7- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS :

Moment fléchissant :

Schéma statique :

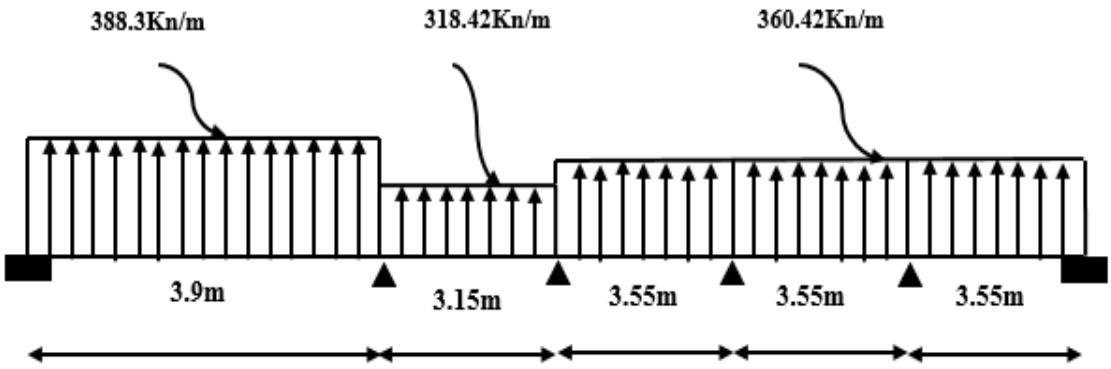


Figure VII-5- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

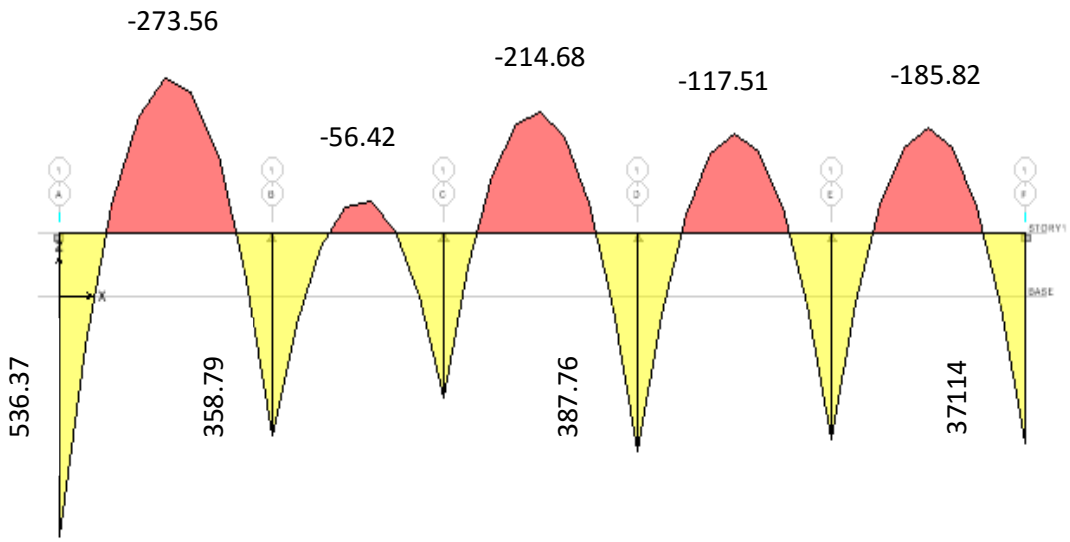


Figure VII-6- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

Effort tranchant :

Schéma sta

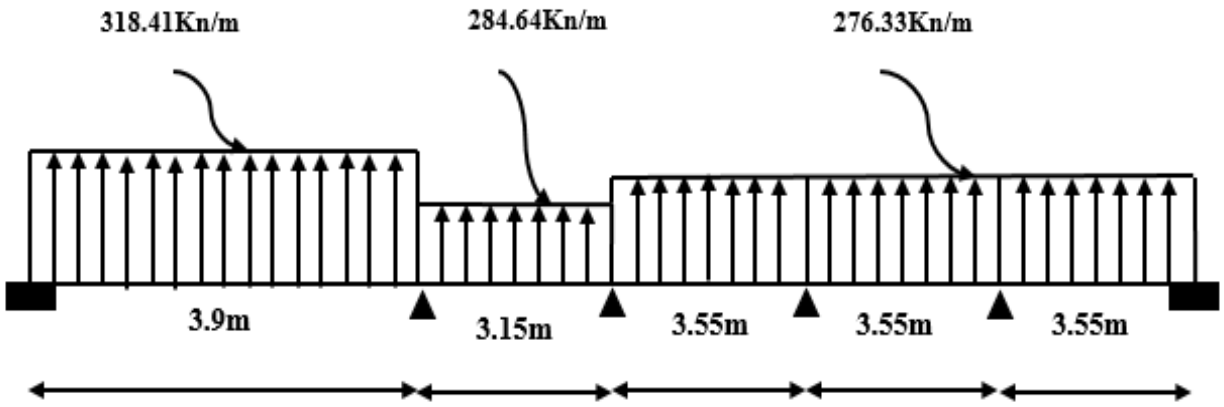


Figure VII-7- Schéma statique des nervures (effort tranchant)

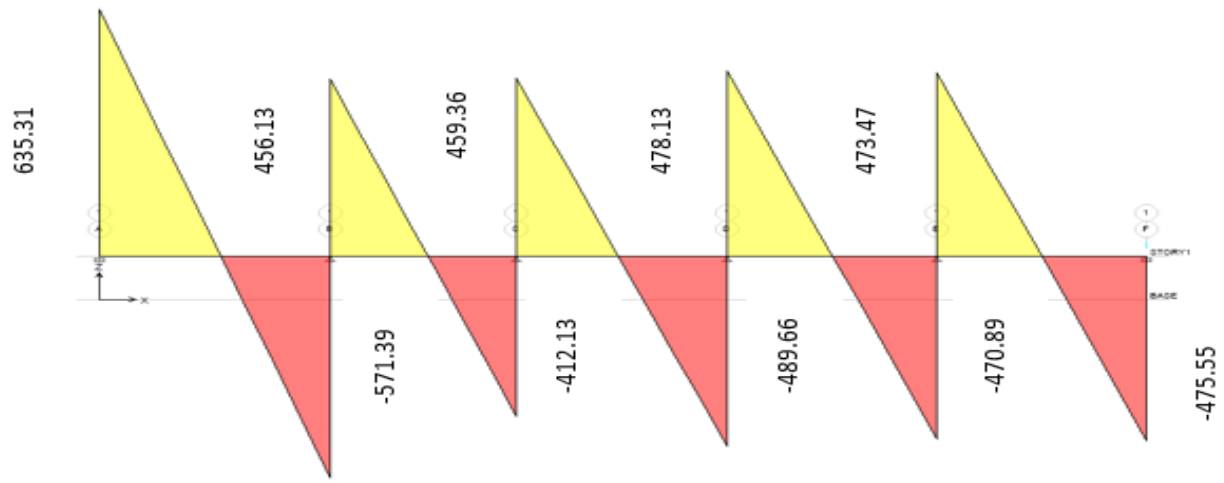


Figure VII-8- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

Sens XX (file 4) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A-B	**5-4**	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887	**151.92**	171.97	**343.95**	134.75	**269.50**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887		171.97		134.75	
B-C	**5-4**	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72	**359.44**	134.75	**269.50**
	4-3	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72		134.75	
C-D	**5-4**	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887		171.97	**343.95**	134.75	**269.50**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887		171.97		134.75	
D-E	**5-4**	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72	**359.44**	134.75	**269.50**
	4-3	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183	0.887		179.72		134.75	
E-F	**5-4**	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887		171.97	**343.95**	134.75	**269.50**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	0.887		171.97		134.75	

Tableau VII- 8- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS **Moment fléchissant :**

Schéma statique

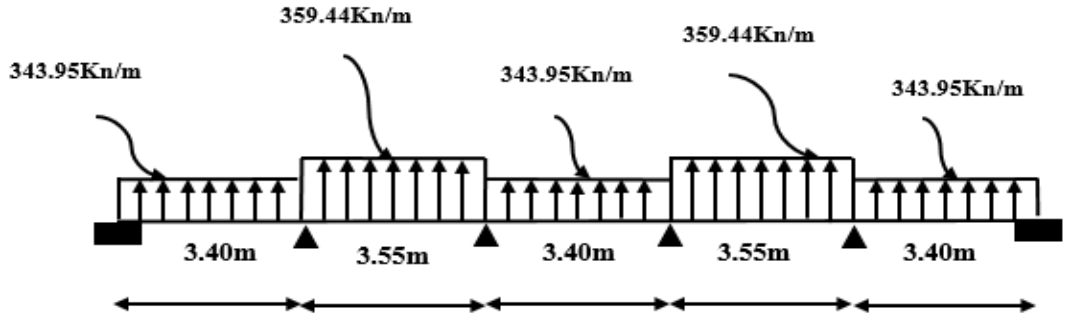


Figure VII-9- Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

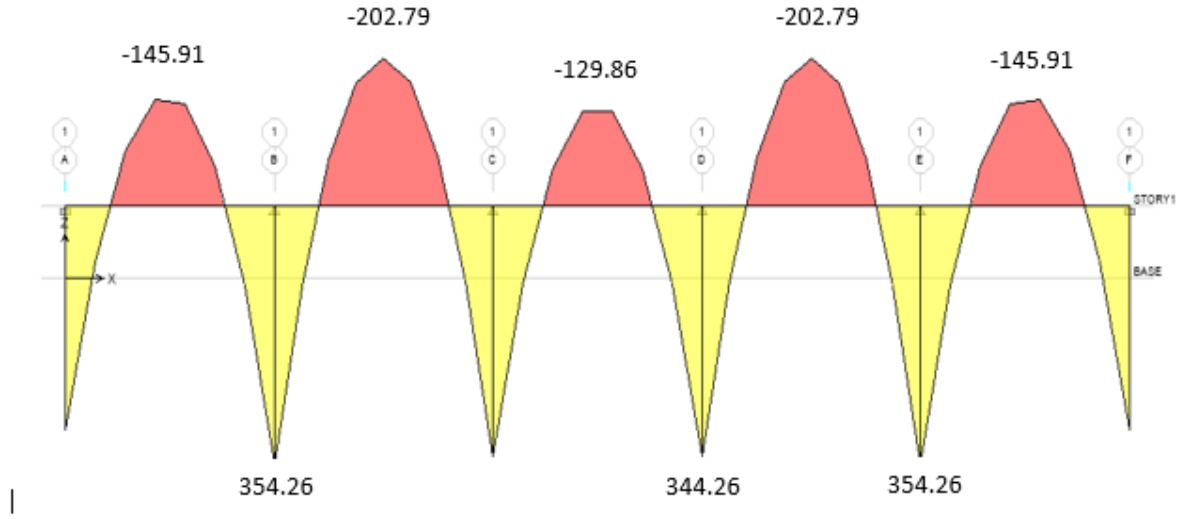


Figure VII-10- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

Effort tranchant :

Schéma statique

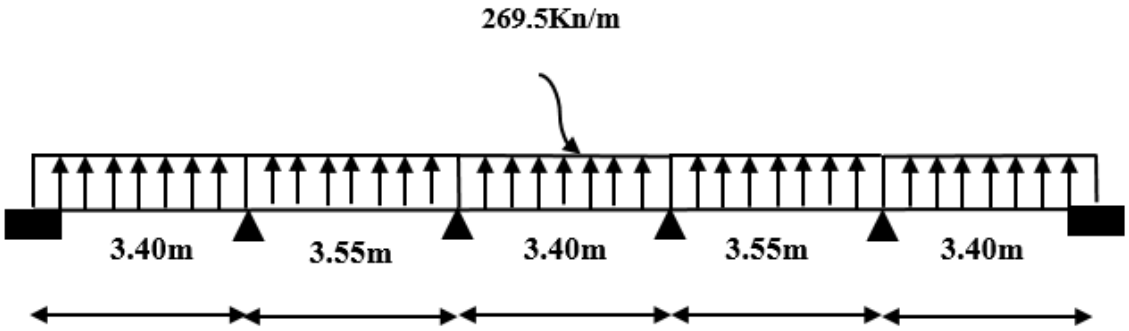


Figure VII-11- Schéma statique des nervures (effort tranchant)

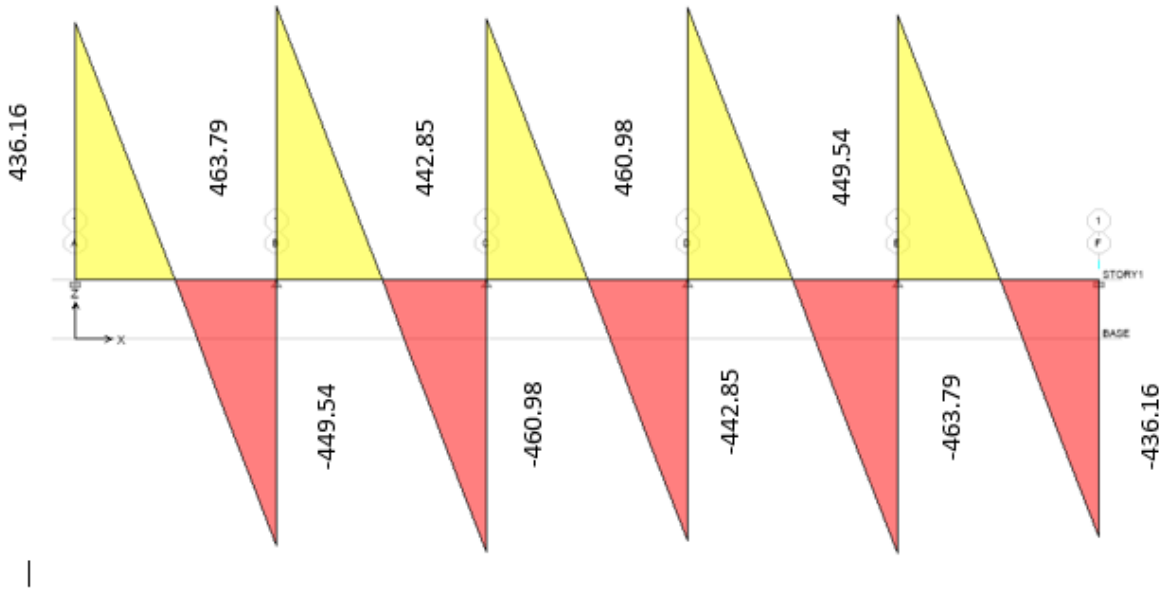


Figure VII-12- Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Ferraillage:

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

h = 80 cm ; b =45 cm ; c = 3 cm

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Pour la détermination le ferraillage des autres sections on utilise le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

		Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Sens YY	**Appuis**	M_a = 387.76	15.33	7.43	4HA20 (fil)+6HA20 (chap)	31.41
	Travée	M_t = -273.56	10.63		4HA20 (fil))+1HA20 (chap)	15.7
Sens XX	**Appuis**	M_a = 354.26	13.93		4HA20 (fil)+4HA16 (chap)	20.6
	Travée	M_t = -202.79	7.79		4HA20 (fil)	12.56

Tableau VII-9- Ferraillage des nervures

Remarque :

On a augmenté la section de ferraillage pour assurer la contrainte des aciers

2. Vérifications à l'ELU

a. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15.fc28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA}\right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

- **Sens des petites portées**

$$\tau_u = \frac{463.79x10^3}{450x770} = 1.19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5\ MPA.}$$

- **Sens des grandes portées**

$$\tau_u = \frac{635.31x10^3}{450x770} = 1.83\text{MPA} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5\ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψ_s = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \text{ x } 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\sum \mu_i}$$

Où :

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

- **Sens des petites portées**

$$. \sum\mu_i = n.\pi.\varphi = 4X\ 3,14\ X\ 20 = 251.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{463.79x10^3}{0.9x770x251.2} = 2.66 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

- **Sens des grandes portées**

$$. \sum\mu_i = n.\pi.\varphi = 4X\ 3.14\ X\ 20 = 314 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{635.31x10^3}{0.9x770x314} = 2.91 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c. Calcul des armatures transversales (BAEL99 Art. A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min(2.28 ; 4.5 ; 2) = 2 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en φ10 (A_t= 3.14 cm²).

A_t=4HA10=3.14cm².

d. Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 2003)

$A_{t\ min}$= 0,003 x St x b= 0,003 x15 x 45= 2.02 cm²< $A_{t\ adoptee}$= 3.14 cm². La condition est vérifiée.

e. Espacement des armatures transversales

1. Article A.5.1,23 du BAEL 99

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o.S_t} \geq \frac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$\Rightarrow S_t = \frac{0.9.f_e.A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}).b_o} = \frac{0,9.3,14.400}{1.15.(1.83 - 0,3.2,1).45} = 18.94 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 2003

Zone nodale

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) = \min(20 ; 24) = 24$ cm.

Donc :

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 80/2 = 40 \text{ cm.}$$

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

f. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99 / Art. A.5.1 ,22)

$S_t^{max} \leq$ min (0,9d ; 40 cm) = min (69.3 cm ; 40 cm) = 40 cm.

$S_{t\ max\ adopté}$= 20 cm < S_t^{max}= 40 cm. La condition est vérifiée.

g. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure **7.2 du RPA 2003** en **page 63** (Zone nodale) comme suit :

l'= 2.h

Avec :

l : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où : l = 2x100= 200 cm.

h. Armatures de peau (BAEL 99 / Art. A.8.3) [14]

« Des armatures dénommées ''armatures de peau'' sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. »

. **D'où** :

A_{peau}= 2HA 14= 3.08 cm²

VII.7.Calcul à l'ELS:

Sens YY (file C):

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	qs KN/m²	Q_m KN/ml	Σ Q_u KN/ml
5-6	B-C	3.55	3.90	0.91	Trapèze	1.285	117.70	151.24	**300.83**
	C-D	3.40	3.90	0.87	Trapèze	1.271		149.59	
4-5	B-C	3.15	3.55	0.88	Triangle	1.048		123.34	**246.68**
	C-D	3.15	3.40	0.92	Triangle	1.048		123.34	
3-4	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	**270.05**
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188		139.82	
2-3	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	**270.05**
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188		139.82	
1-2	B-C	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	**270.05**
	C-D	3.40	3.55	0.95	Trapèze	1.188		139.82	

Tableau VII-10- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

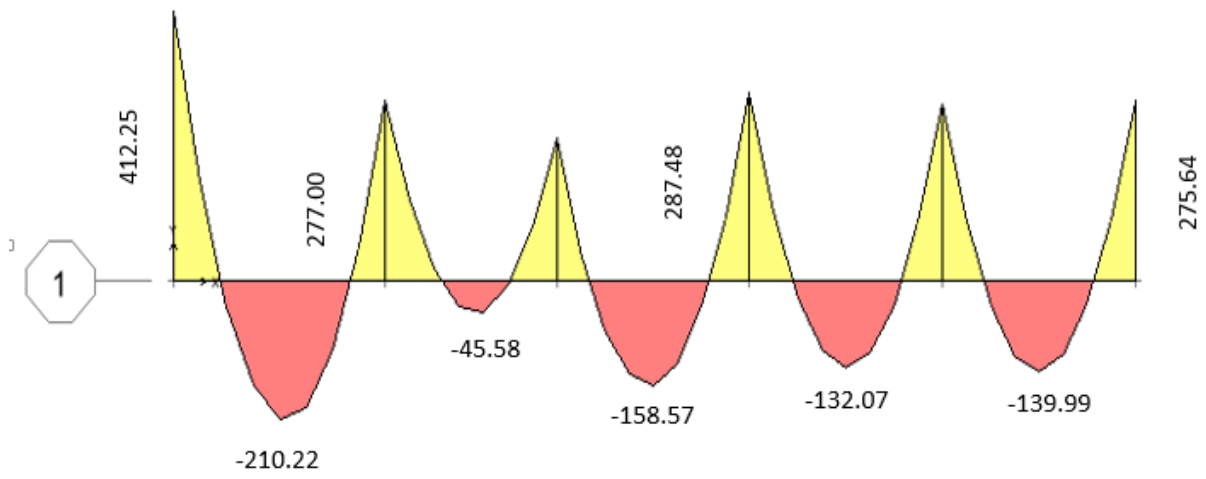


Figure VII-13- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Sens XX (file 4) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml	ΣQ_u KN/ml
A-B	5-4	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132	117.70	133.23	**266.46**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132		133.23	
B-C	5-4	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	**278.46**
	4-3	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	
C-D	5-4	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132		133.23	**266.46**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132		133.23	
D-E	5-4	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	**278.46**
	4-3	3.55	3.55	1.00	Trapèze	1.183		139.23	
E-F	5-4	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132		133.23	**266.46**
	4-3	3.40	3.55	0.95	Triangle	1.132		133.23	

Tableau VII-11- Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

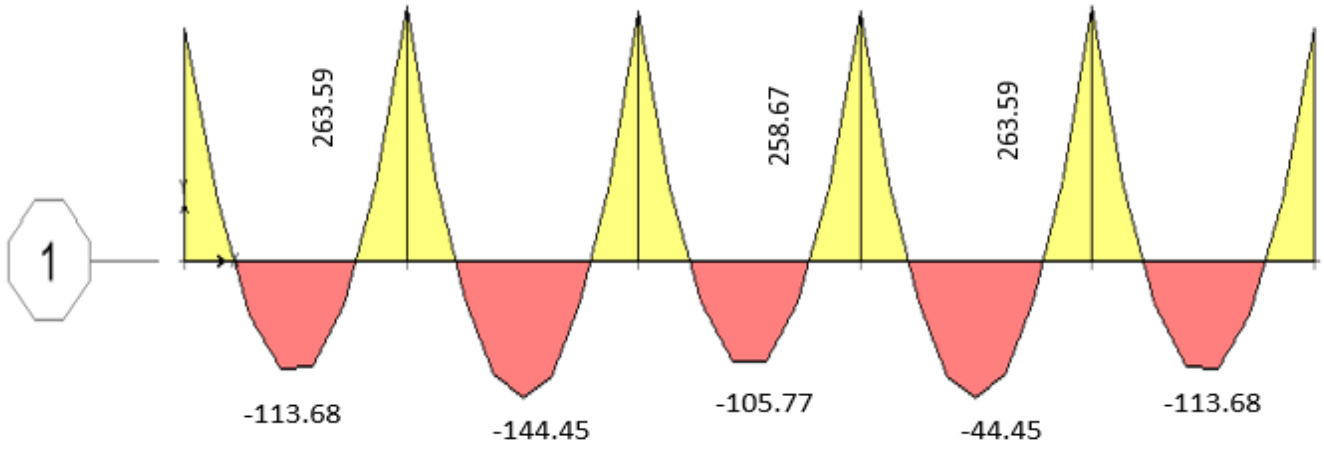


Figure VII-14- Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. **Contraintes dans les aciers**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400 \; ; \; 110\sqrt{1.6x2.1}\right\}$$

$$= min\{266.6 \; ; \; 201.63\} \; = 201.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

2.Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_s [KN.m]	A [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Obs.
Petites portées	**En travée**	412.25	31.41	0.450	0.898	34.02	189.81	5.57	**201.63**	**15**	C.V
	Aux appuis	-210.22	15.7	0.360	0.907	38.76	191.72	4.94			C.V
Grandes portées	**En travée**	263.59	20.6	0.408	0.902	36.02	184.23	5.11			C.V
	Aux appuis	-144.45	12.56	0.231	0.923	49.93	161.82	3.24			C.V

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

VIII.1.Introduction:

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un Mur de soutènement qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.
Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide etindéformable il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

VIII.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré sur 4 cotés .

VIII.2.1.Caractéristiques du sol :

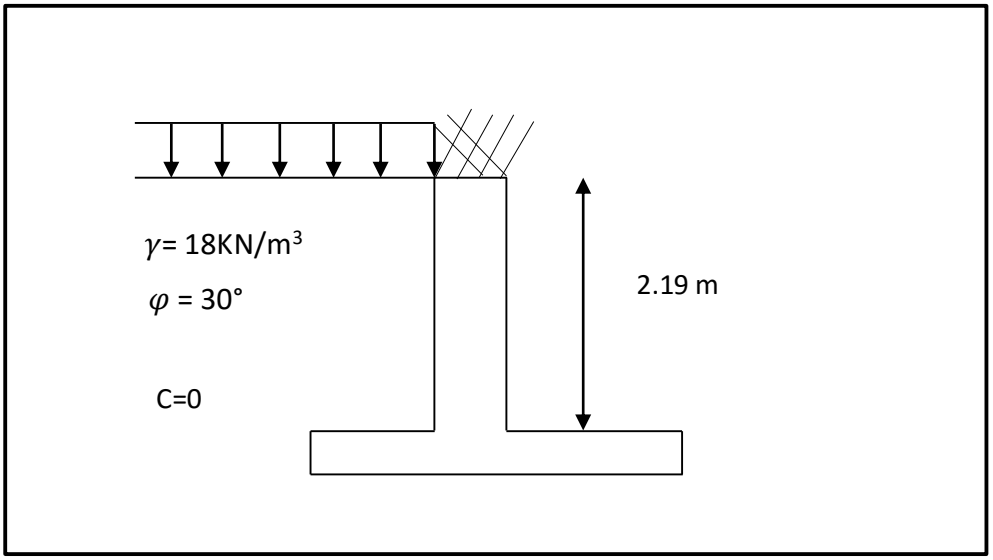


Figure VIII.1. : Schéma statique du Mur plaque

- Surcharge éventuelle : **q = 10 KN/m².**
- Poids volumique des terres : **γ= 18 kN/m³.**
- Angle de frottement interne **: φ = 30⁰.**
- Cohésion : **C =0**
- La contraint admissible de sol : $\bar{\sigma}_{sol}$ **= 2.5 bars.**
- β **=0** : angle de la surface du remblai horizontal.
- **λ=0** : la paroi de mur est verticale.
- **δ=0** : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

- **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm.**

VIII.2.2.Détermination des sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$

$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - 0{,}5 \Longrightarrow$ **K_0 =0,50**

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VIII.2.3.Calcul des sollicitations :

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 2.19m$

- **A l'ELU :**

K_0=0,5

$\sigma H = K_0 \times \sigma V = K_0 \times (1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5 \times q)$

h=0$\rightarrow \sigma H1 = 0{,}5 \times (1{,}5 \times 10)$ = **7.5 KN/m²**

h=2.19 $\rightarrow \sigma H2 = 0{,}5 \times (1{,}35 \times 18 \times 2.19 + 1{,}5 \times 10)$ = **34.11KN**

- **A l'ELS:**

$\sigma'H = Ka \times \sigma V = Ka \times (\gamma \times h + q)$

h=0$\rightarrow \sigma'_{H1} = 0{,}5 \times 10$ = **5 KN/m²**

h=2.19 $\rightarrow \sigma'_{H2} = 0{,}5 \times (10 + 18 \times 2.19)$ = **24.71 KN/m²**

VIII.2.4. Diagrammes des contraintes :

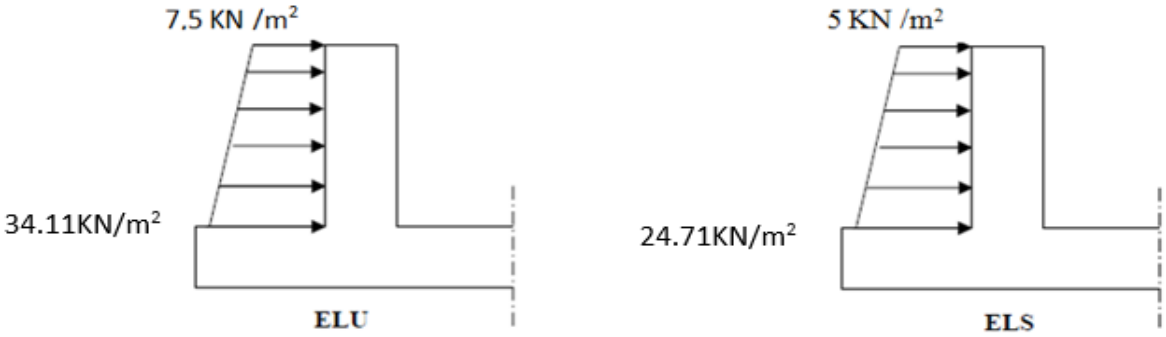


Figure VIII.2: Diagramme des contraintes

VIII.2.5. Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$q_u = \frac{(3\,\sigma 1+\sigma_2)}{4} x1m = \frac{(3x34.11+7.5)}{4} x1m =$ **27.45 KN/m**

- **A l'ELS :**

$q_s = \frac{(3\,\sigma' 1+\sigma_{'2})}{4} x1m = \frac{(3x24.71+5)}{4} x1m =$ **19.78 KN/m**

VIII.3.Ferraillage de mur plaque :

VIII.3.1.Méthode de calcul :

Le panneau sera calculé comme un panneau de dalle encastré sur 4 cotés.
Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :
Moment en travée 0,75et moment aux appuis 0,5

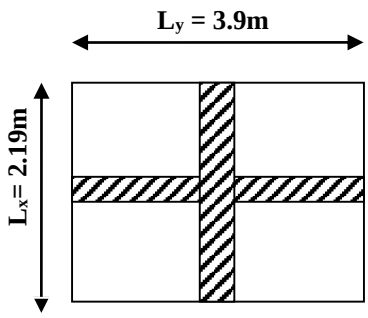
VIII.3.2. Identification des panneaux :

$L_x = 2.19$ m

$L_y = 3.90$m

$\boldsymbol{\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.19}{3.90} = 0.56 \rightarrow 0.4 < \rho < 1}$ **→le panneau travaille dans les deux sens**

- **A l'ELU :**



$$\varphi = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0855 \\ \mu_y = 0.253 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0.0855x27.45 \text{ x } 2.19^2 = 35.69 \text{ KN.m}$
$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.253x \, 35.69 = 9.02 \text{KN.m}$

- **Correction des moments :**

  - **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 35.69 = **-17.84 KN.m**
M_t = 0.75 x 35.69= **26.76 KN.m**

  - **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 9.02= **- 4.51KN.m**
M_t = 0.75 x 9.02 = **6.76 KN.m**

- **A l'ELS:**

$$\varphi = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0909 \\ \mu_y = 0.431 \end{cases}$$

$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0.0909x19.78x \, 2.19^2 = 27.34 \text{KN.m}$
$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.431x \, 27.34 = 11.78 \text{KN.m}$

- **Correction des moments :**

  - **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 27.34= **-13.67 KN.m**
M_t = 0.75 x 27.34 = **20.50 KN.m**

  - **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 11.78= **-5.89 KN.m**
M_t = 0.75 x 11.78 = **8.83 KN.m**

VIII.3.3.Calcul de section d'armature :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
Xx	Appuis	17.84	0.055	0.392	SSA	0.971	3.51	2	5HA12=5.65	20
	Travée	26.76	0.083	0.392	SSA	0.956	5.36	2	5HA14=7.69	20
Yy	Appuis	4.51	0.014	0.392	SSA	0.971	0.88	2	5HA10=3.92	20
	Travée	6.76	0.021	0.392	SSA	0.989	1.3	2	5HA10=3.92	20

Tableau IX.1 : ferraillage de mur plaque

VIII.4.Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

  $A \geq 0.001\, b\, h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m2

VIII.5.Vérification à l'ELS :

VIII.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :
Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\};\ avec\ \eta = 1{,}6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\} = 201{,}63 MPa$$

- **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \qquad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \qquad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⟹ **Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :**

Sens	Zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	5.65	13.67	0.376	0.905	37.91	178.22	201.63	4.7	15	Cv
	Travée	7.69	20.50	0.512	0.892	31.30	199.23	201.63	6.36	15	Cv
Y-Y	Appuis	3.92	5.89	0.261	0.919	46.73	108.99	201.63	2.33	15	Cv
	Travée	3.92	8.83	0.261	0.919	46.73	163.40	201.63	3.49	15	Cv

Tableau IX.2: vérification des contraintes à l'ELS.

VIII.5.2.Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{M_t}{20\ M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$\mathbf{h_t}$: Hauteur total **20cm**
lx : portée entre nus d'appuis
$\mathbf{M_{ts}^{max}}$: Moment max a l'ELS
M_t = **20.5 KN.m**
$\mathbf{M_0}$: Moment max de la travée isostatique

$$M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{19.78(2.19)^2}{8} = 11.85 \text{KN. m}$$

$\mathbf{A_{st}}$: Section des armatures **7.69 cm^2**
b : largeur de la section **100cm**
d : hauteur utile de la section droite **15cm**
AN :

- $\frac{h}{l} = 0.0913 \geq \frac{M_t}{20\ M_0} = \frac{19.78}{20\times11.85} = 0.0834$ … … … … … . . **condition verifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100\times15} = 0.005 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$ … … … … **condition verifié**

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VIII.6.Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque et de 20cm.
Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le Sap2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).*

Logiciels :

- *Logiciel ETABS 9.7.0.*
- *Logiciel de ferraillage SOCOTEC.*
- *EXCEL 2013.*
- *WORD 2013.*
- *AUTOCAD 2014.*

Ouvrage :

- *Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires*
- *Hamza, OUERDANE. « étude d'une structure en R+10 à forme angulaire »*
- *Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux». de son édition DUNOD*
- *Karim, BENYAHI. « Etude d'une tour (R+* 3étage +comble+3 sous sol*) avec recherche de la position optimale des voiles ». Mémoire d'ingénieur d'état en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou. 2010.*
- *AMINE.NEKMOUCHE « Présentation du logiciel ETABS ».*
- *Abaques du Béton Armé.*
- *Cours et TD (MDS, RDM, Béton)*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*

COUPE B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

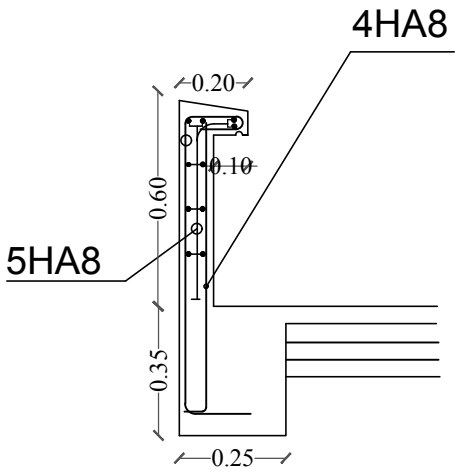
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	PROJET : ETUDE D'UNE TOUR (R+7 + s/sol+charpente en bois) A USAGE MULTIPLE
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

Ferraillage de l'acrotere



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

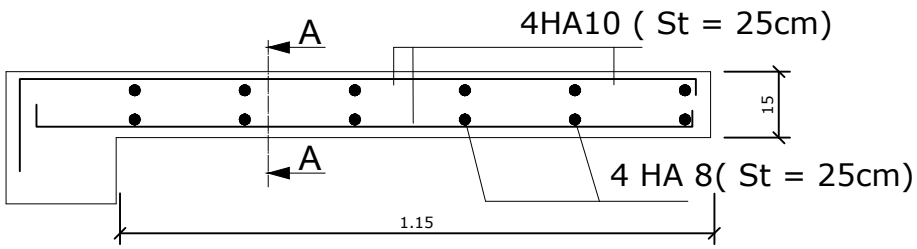
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

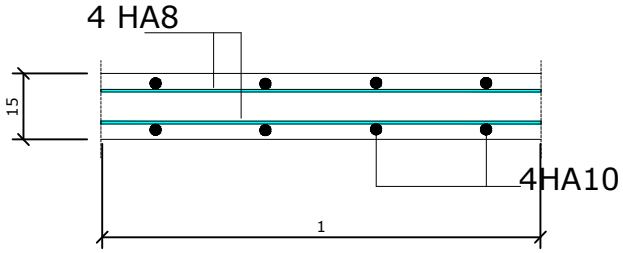
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage de l'acrotere
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

Ferraillage des balcons





Coupe A-A

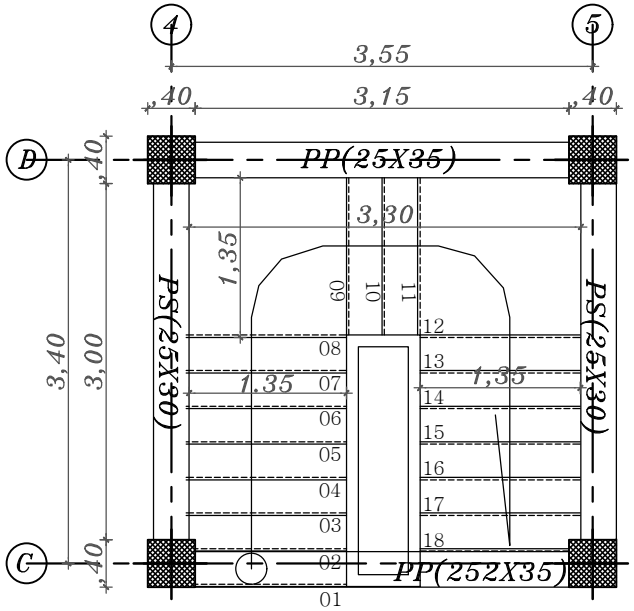
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

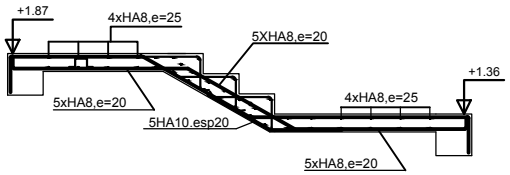
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

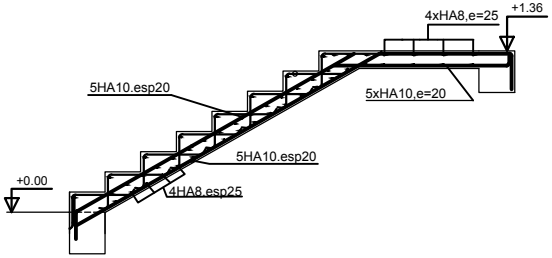
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

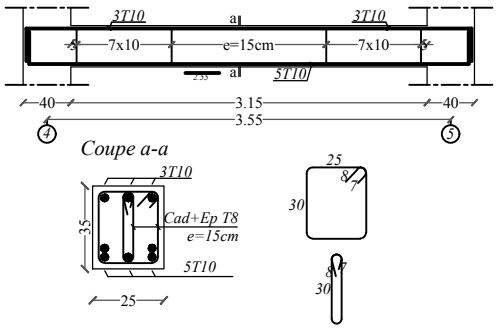
ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage des balcons
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50







Coffrage et Ferraillage de la poutre paliere :



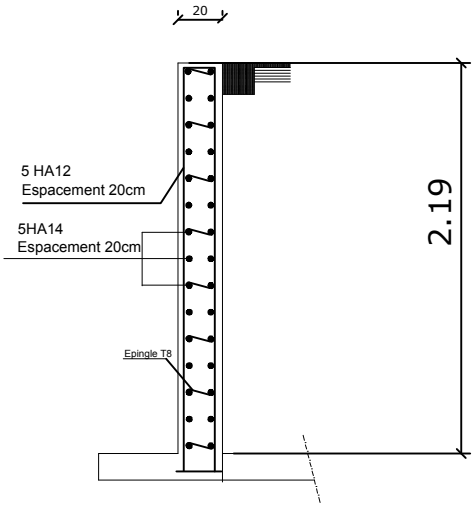
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

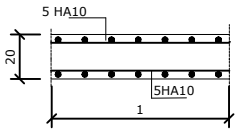
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES ESCALIES
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50





Coupe A-A

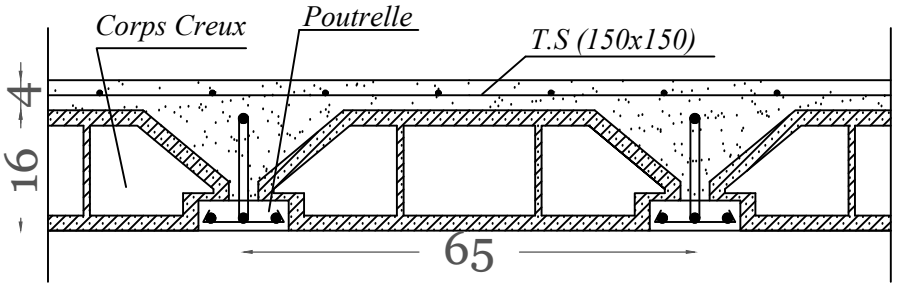
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

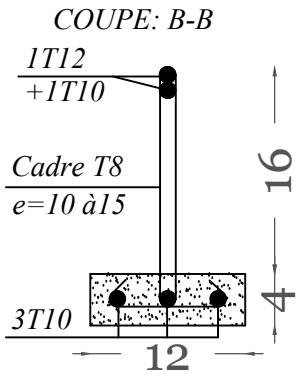
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

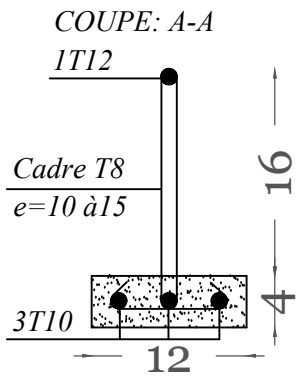
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage de mur plaque
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

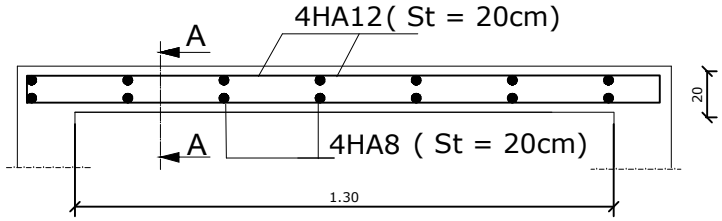
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

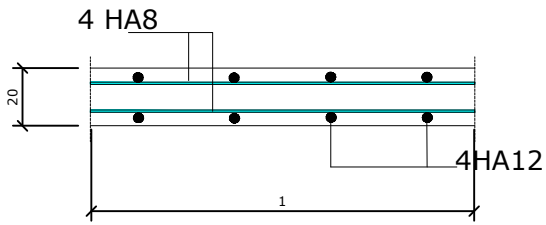
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage du plancher en corps creux
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

Ferraillagedu plancher en dalle pleine





Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

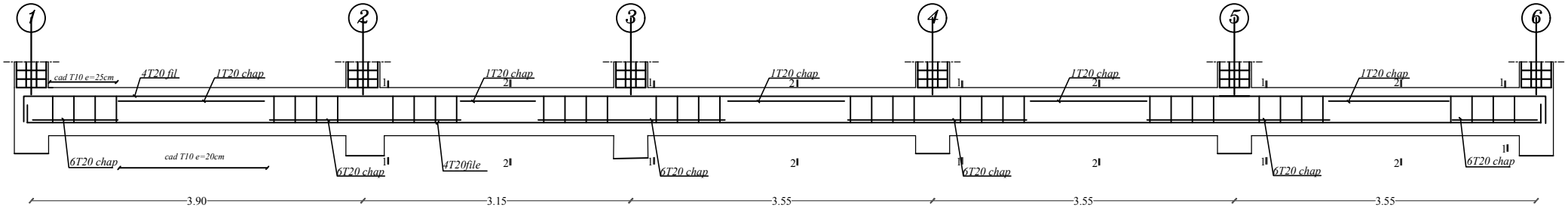
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

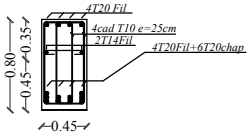
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage du plancher en dalle pleine
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

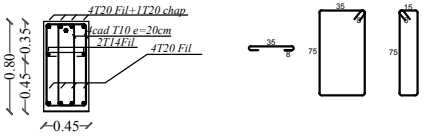
Nervures sens longitudinal



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

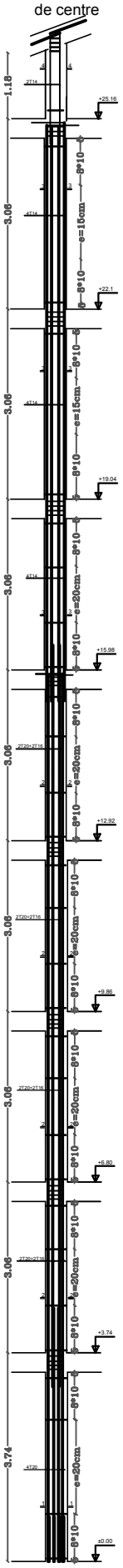
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

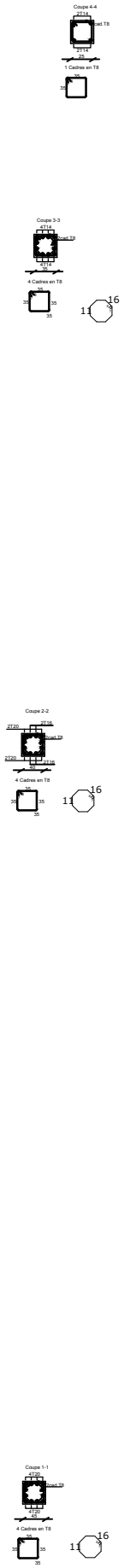
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS LONGITUDINAL
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

Cof et ferr. Poteaux de centre





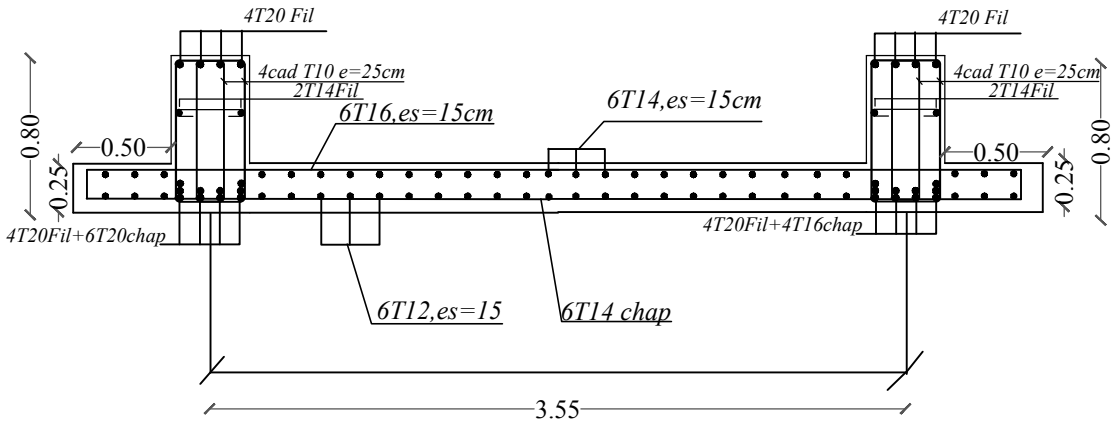
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle :Slimani Hassina
Melle : Houari Wahiba

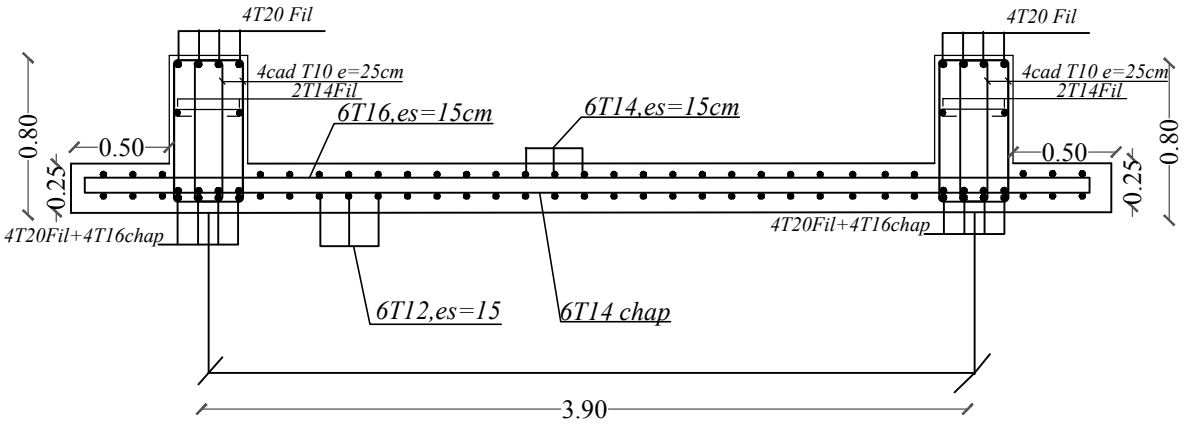
DIRIGE PAR :
Mme : BOUZID.L
Mr : NEKMOUCHE.A

TITRE :

Ferraillage du radier dans le sens x-x

PROMOTION 2019/2020

ECHELLE: 1/50



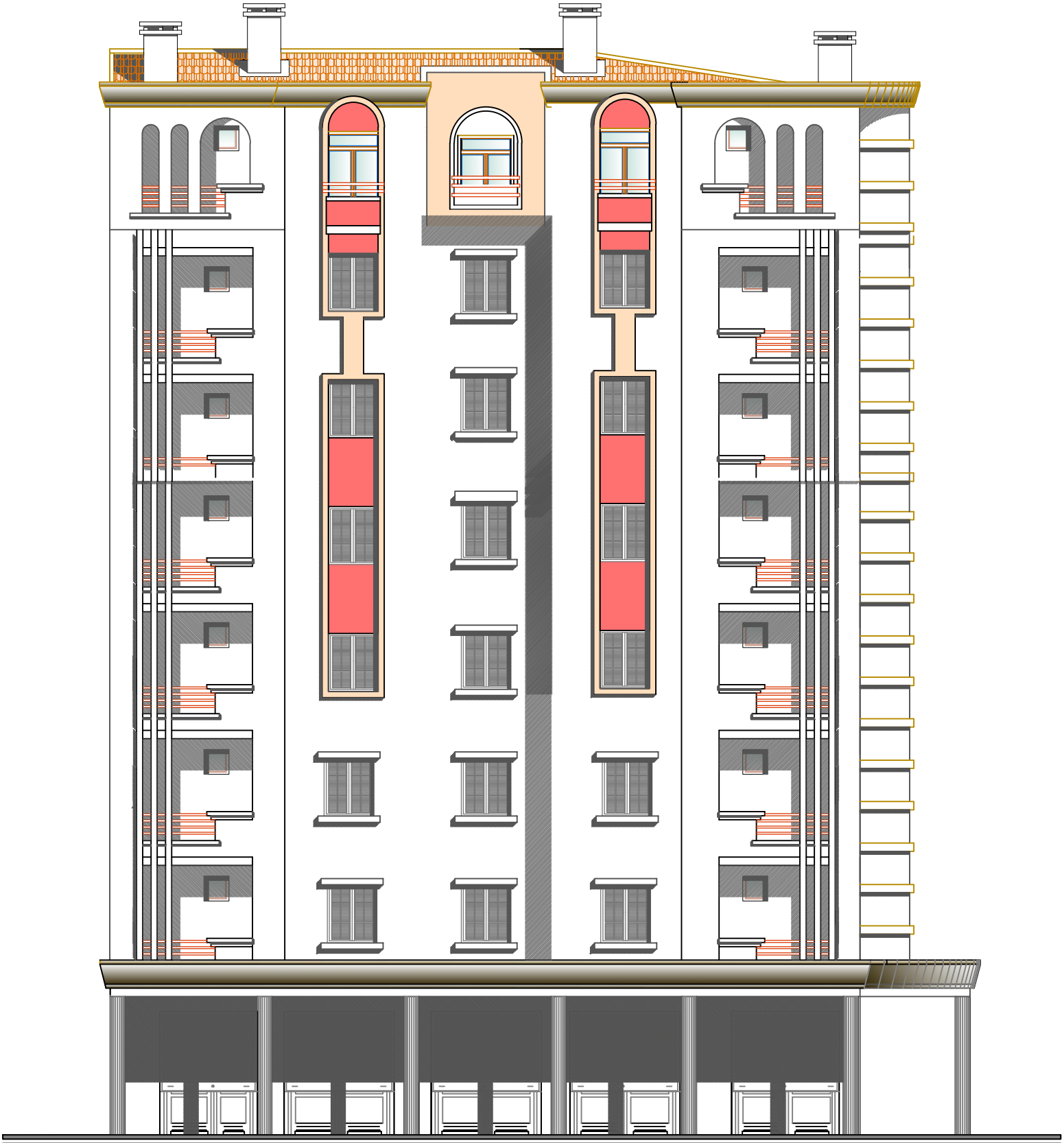
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : Ferraillage du radier dans le sens Y-Y
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50



FACADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

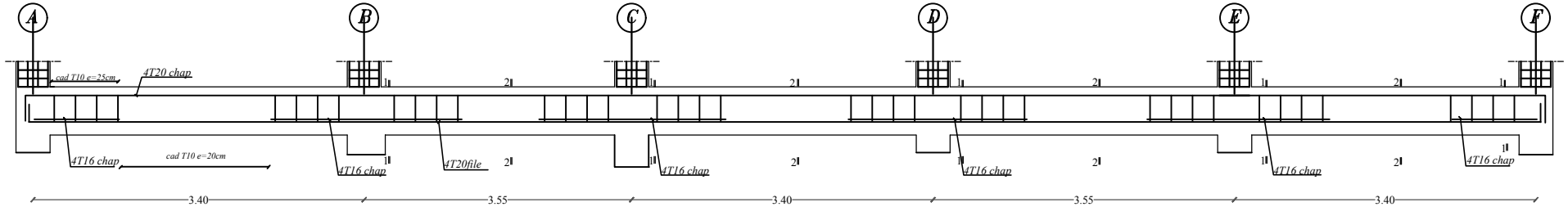
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

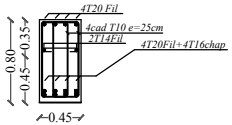
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	PROJET : ETUDE D'UNE TOUR (R+7 + s/sol+charpente en bois) A USAGE MULTIPLE
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	Désignation: Façade principale
	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

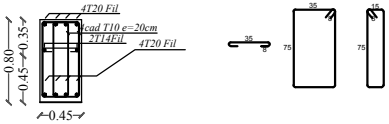
Nervures sens transversal



Coupe 1-1



Coupe 2-2



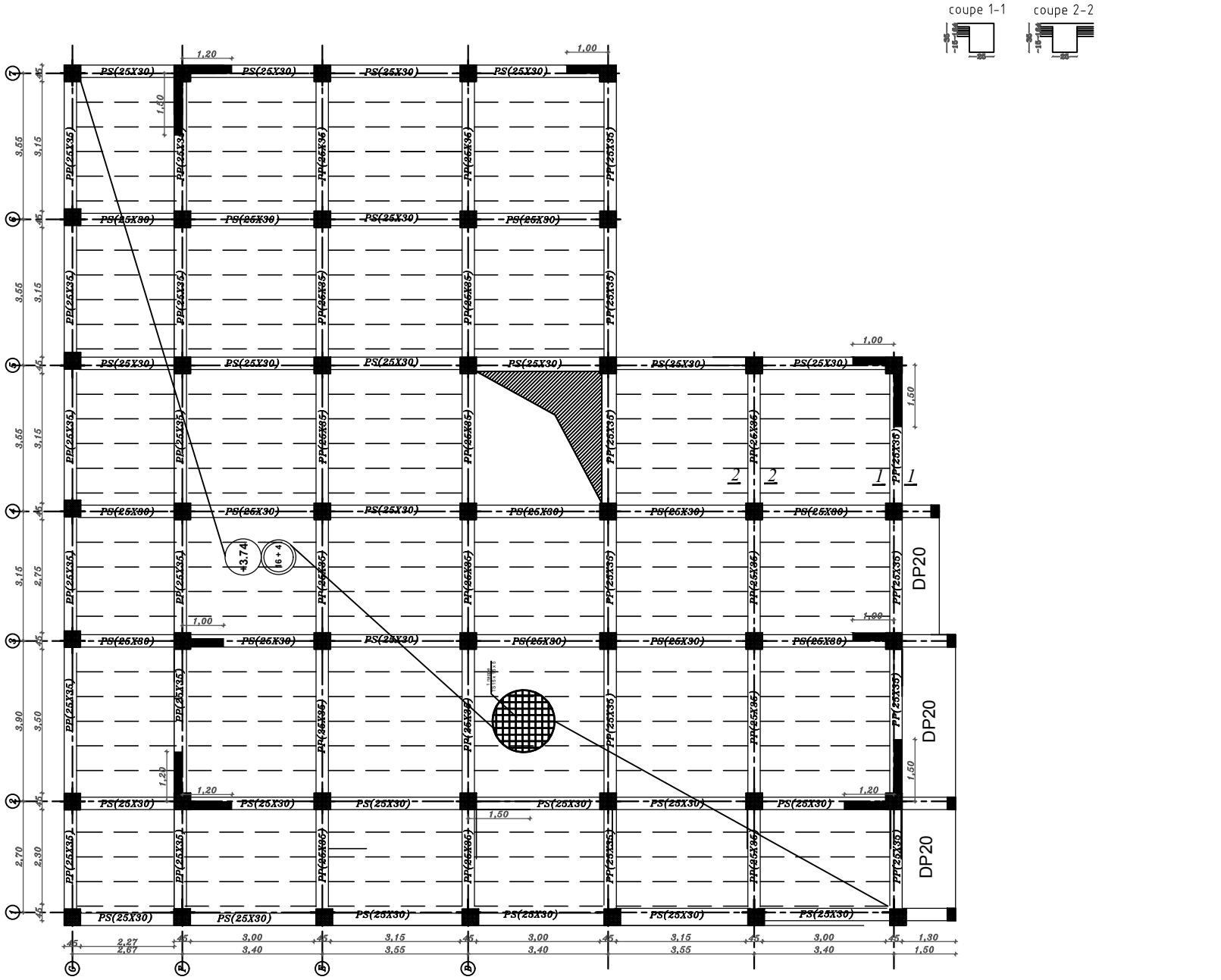
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS TRANSVERSAL
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50



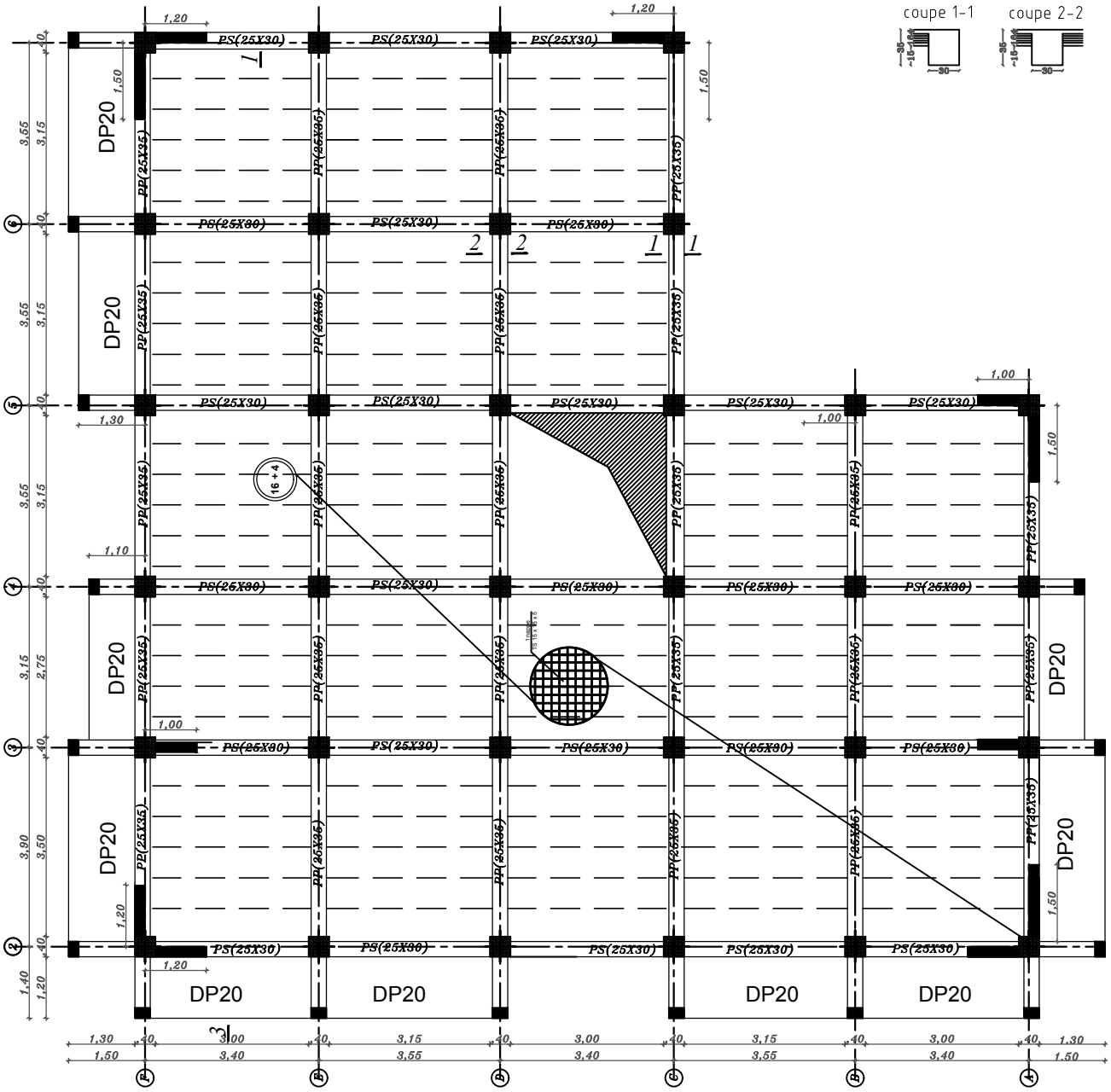
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : PLAN DE COFFRAGE R.D.C
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

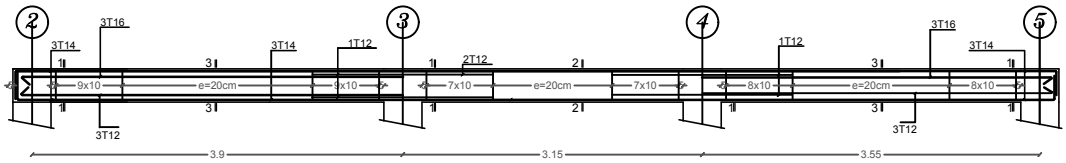
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

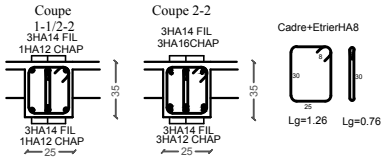
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

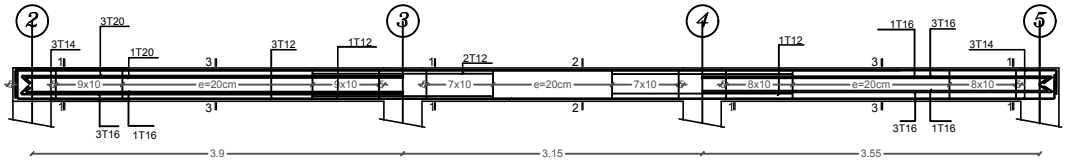
ETUDIE PAR : Melle :Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

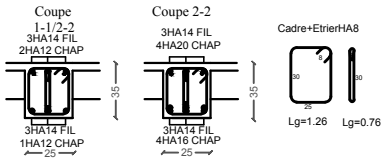
PP(25x35): ZONE I (R.D.C)



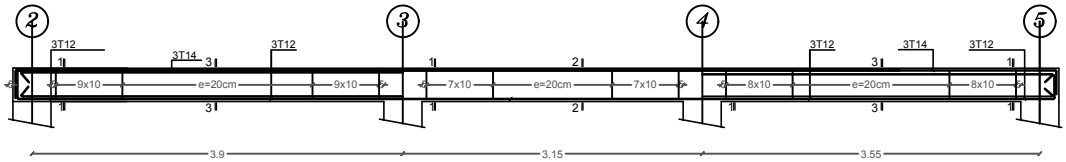


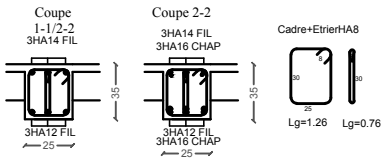
PP(25x35): ZONE I (R.D.C)





PP(25x35): ZONE I (R.D.C)





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

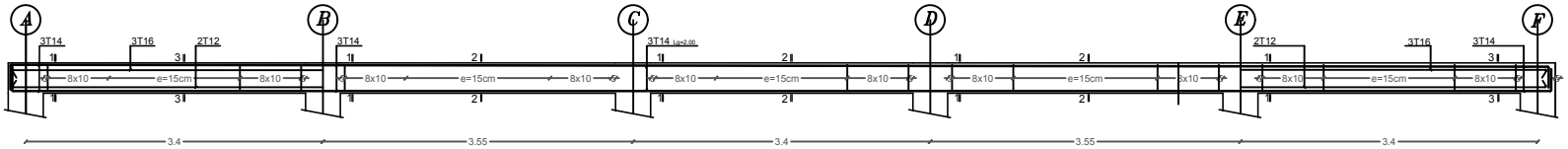
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

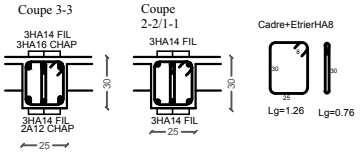
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

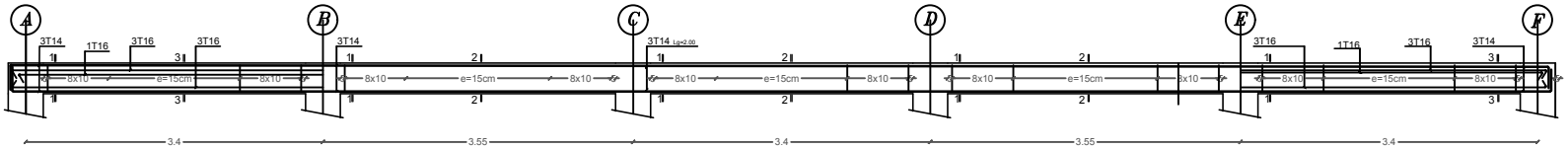
ETUDIE PAR : Melle : Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	
	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50

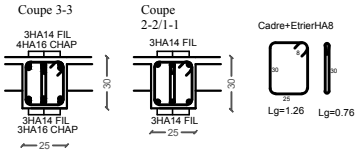
PS(25x30): ZONE II (ET 1/4)



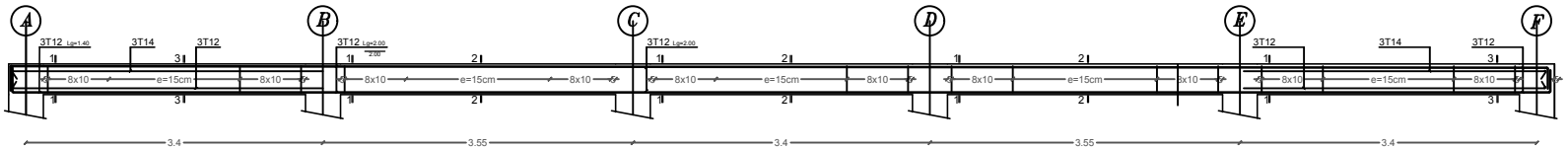


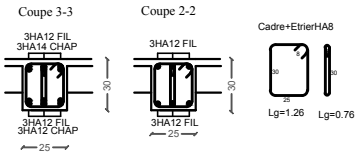
PS(25x30): ZONE II (ET 1/4)





PS(25x30): ZONE I (R.D.C)





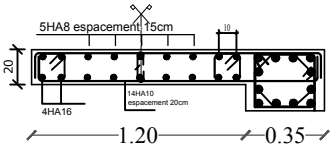
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

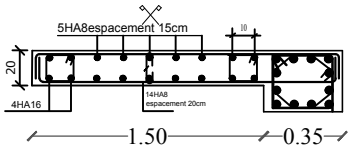
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

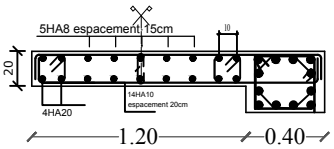
ETUDIE PAR : Melle : Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50



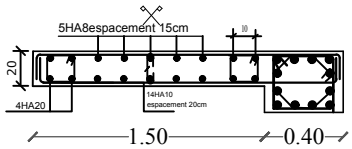
VL1 ZONE III (ET 5/7)



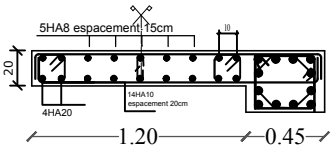
VT2 ZONE III (ET 5/7)



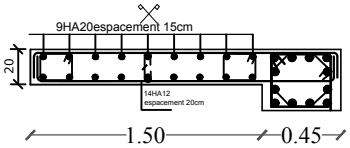
VL1 ZONE II (ET 1/4)



VT2 ZONE II (ET 1/4)



VL1 ZONE I (R.D.C)



VT2 ZONE I (R.D.C)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle : Slimani Hassina Melle : Houari Wahiba	TITRE : FERRAILLAGE DES VOILES SENS LONGITUDINAL ET TRANSVERSAL
DIRIGE PAR : Mme : BOUZID.L Mr : NEKMOUCHE.A	PROMOTION 2019/2020 — ECHELLE: 1/50