

2017

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE
TIZI OUZOUFACULTE DU GENIE DE LA
CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

Thème

Etude d'une structure en R+5+ deux sous sol avec une
couverture en tuile, modélisé avec ROBOT.

Dirigé par :
Mr A.KAHIL

Réalisé par :
Hassani Chabha
Haddad Fatiha

Remerciements

Je tiens à exprimer ma plus profonde reconnaissance

A :

*Mon père **Malek** et ma mère **Nacera**, qui n'ont jamais cessé de m'encourager et qui m'ont accompagné dans chaque pas que j'ai effectué durant la réalisation de ce projet de fin d'étude*

*Mes chers Frères, **Slimane**, **Karim** et **Massinissa**, qui ont toujours été un soutien et un réconfort pour moi.*

*Mon encadreur, Monsieur **KAHIL AMAR**, en premier lieu pour avoir accepté de nous encadrer malgré son planning chargé et en second lieu pour nous avoir guidé dans notre travail et nous avoir aidé à trouver des solutions aux problèmes que nous avons rencontrés.*

*M^r **Nekmouche Amine**, qui a toujours pu trouver du temps pour répondre à nos questions, qui a eu la gentillesse de lire notre mémoire et qui nous a donné un avis critique constructif.*

*M^r **Akkouche Karim**, qui nous a apporté une aide inestimable.*

Tout le personnel du département de génie de la construction, plus particulièrement les enseignants qui ont su nous transmettre les connaissances que nous avons mis en pratique lors de la réalisation de notre mémoire de fin d'études.

*Aux membres du Jury : **Mr BENCHIHA** et **Mr KACHI**, qui nous honorent par leur présence à fin d'examiner et évaluer notre travail.*

*M^{elle} **Debouz Farodja**, M^r **Si Ibad Ahcene**, pour les informations si précieuses qu'ils ont bien voulu nous fournir.*

Mes amis et amies : B.Sabrina, H.Lila, D.Tassadit, Y.Youcef, A.Lyacine, A.Tinhinane ; Mes camarades : S.Jugurtha, H.Fatiha, C.Farida, Slm.Mounir, A.Karim, B.Amine, Dj.Youcef, C.Ghiles, H.Akli, F.Toufik, B.Rabah, Dj.Toufik, H.Mourad, B.Karim, A.Mohand, Z.ghiles et tout particulièrement Akli Liza et Gada Saïd pour leur indéfectible soutien.

DIEU, pour m'avoir donné force, patience et courage.

Trouvez ici, l'expression de ma profonde gratitude et reconnaissance.

H.CHABHA

Dédicaces

Je dédie ce travail

A,

Mes parents :

Ma très chère mère, pour tout l'amour qu'elle m'a donné, pour ses précieux conseils, son soutien et ses encouragements qui m'ont permis d'arriver là où j'en suis aujourd'hui.

Mon adorable père, qui a été un pilier pour moi, qui m'a transmis les valeurs essentielles de la vie et qui m'a appris à toujours aller de l'avant et de donner le meilleur de moi-même à fin d'atteindre les objectifs que je me fixe.

Н.СНАБНА

*C'est avec le sentiment le plus profond de mon cœur
que je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, ma source d'encouragement et de
réussite ; pour leurs aide et leurs soutien tout au long de mes
études*

A ma grand-mère

*A mes chers frères HAMMOU et DJAMEL qui m'ont guidé
durant les moments les plus difficiles de ce long chemin*

*A mes adorables sœurs FADHILA, SOURIA et LAYTHEMAS qui
ont toujours su m'entourer et me redonner du courage et de la
confiance*

A mes nièces TIMOUCHÉ, ILINA et ANAIS

A mes neveux AKLI, SAMY et DANNY

A ma meilleure amie SADOUCHE

A ma très chère amie et collègue CHABHA et à toute sa famille

*A celui qui m'a encouragé et qui n'a jamais cessé de m'aider,
MARZOUK*

*A mes très chers amis, pour leurs amitiés sincères, LIZA ,
FARIDA ,GHANIMA, LILA,LYNDA, KENZA , TOUFIK SAID
,MOURAD, RABAH,DJIGOU , GHILAS , LOUNIS, AKLI,
TOUFIK FRIHA et YUCEF.*

A toute la promotion GINIE CIVIL 2016/2017.

TITA

Je remercie avant tous Allah le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail,

Je tiens à présenter mes remerciements à notre promoteur Mr A. KAHIL qui nous a guidé et pris en charge tout au long de ce travail, et à Mr A. NEKEMOUCHÉ et K.AKKOUCHÉ de nous avoir aidé à réaliser ce travail et pour ces nombreux conseils

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil et tous les travailleurs du département de Génie de la construction.

Je remercie également les honorables membres du jury Mr KACHI et Mr BENCHIHA qui nous font l'immense honneur de présider et d'examiner ce Modeste travail.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur compréhension et leur encouragement.

A tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien, trouvent ici l'expression de nos vives et sincères reconnaissance.

TITA

- ∴ Liste des figures
- ∴ Liste des tableaux
- ∴ Introduction
- ∴ Plans d'architectures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation et description de l'ouvrage	1
I.3. Zone d'implantation	1
I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.5. Eléments constituant l'ouvrage	2
I.6. Caractéristiques des matériaux	4
I.7. La réglementation	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnement des différents éléments	10
II.2.1. Planchers à corps creux	10
II.2.2. Dalles pleines	10
II.2.3. Les poutres	11
II.2.4. Les voiles	13
II.2.5. Les poteaux	15

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Introduction	32
III.2. Calcul des planchers	32
III.3. Calcul des portes à faux	52
III.4. Calcul des escaliers	62
III.5. Calcul de la poutre palière	80
III.6. Calcul de la dalle de la salle machine	86
III.7. Calcul de la charpente	96

Chapitre IV : Modélisation et vérifications

<u>Partie I</u> : Modélisation et justification des données introduites au logiciel ROBOT	103
IV.I.1. Choix de la méthode de calcul	103
V.I.1.1 La méthode statique équivalente	103
V.I.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale	103
V.I.1.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	103
IV.I.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot	103
V .I.3. Justification des données introduites au logiciel Robot	114
<u>Partie II</u> : vérifications et interprétation des résultats	115
IV.II.1. Justification du système de contreventement	115
IV.II.2. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)	117
IV.II.2.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] .	117
IV.II.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure	117
IV.II.2.3. Vérification de l'excentricité	119
IV.II.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	119
IV.II.2.5. Vérification de l'effort normal réduit	122
IV.II.2.6. Vérification du déplacement inter-étages	123
IV.II.2.7. Vérification de l'effet P- Δ	124

Chapitre V : Ferrailage des poutres, poteaux, voiles

<u>Partie I</u> : Procédures à suivre avec Robot	126
V.I.1. Ferrailage des poutres	126
V.I.2. Ferrailage des poteaux	128
V.I.3. Ferrailage des voiles	128
<u>Partie II</u> : calcul des ferrailages	130
V.II.1. ferrailages des poutres	130
V.II.2.Ferrailage des poteaux	139
V.II.3. Ferrailage des voiles	151

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

VI.1. Introduction	162
VI. 2. Les exigences du RPA99 modifié 2003	162
VI .3. Méthode de calcul	162

VI .3.1. Caractéristiques du sol	163
VI .3.2. Détermination des sollicitations	163
VI .3.3. Ferrailage du mur plaque à l'ELU	164
VI .3.4. Vérification à l'ELU	165
VI .3.5. Vérification à l'ELS	165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction	167
VII.2.Choix du type de fondation	167
VII.3.Dimensionnement	170
VII.3.1. Semelle.....	170
VII.3.2. poutre de rigidité	170
VII.4. Ferrailage	171
VII.4. 1. Poutre de Rigidité	171
VII.4. 2. Semelle	174
VII.4.3.Ferrailage de la longrine	174

Chapitre VI : Logiciels utilisés

IV.1. Introduction.....	176
IV.2. Les différents logiciels utilisés	176
IV.2.1. Robot Structural Analysis Professional 2014	176
IV.2.2. Auto CAD 2017.....	176

- ∴ Plans de coffrage
- ∴ Plans de ferrailage
- ∴ Conclusion
- ∴ Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : schéma du plancher à corps creux.....	03
Figure I.2 : coupe de l'escalier.....	03
Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	06
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	07
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	09

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Figure II.1:coupes de voile.....	14
Figure II.2. Coupe d'un plancher terrasse.....	16
Figure II.3 : coupe d'un mur intérieur.....	17
Figure II.4 : coupe d'un plancher d'étage courant.....	17
Figure II.5 : coupe d'un mur extérieur.....	18
Figure II.6 : coupe d'un plancher dalle pleine.....	18
Figure II.7 : Schéma descriptif de la toiture.....	19
Figure II.8: poteau le plus sollicité	20
Figure : II.9 : surface d'influence.....	20
Figure II.10: surface d'influence.....	21
Figure II.11: poteau plus sollicité.....	21
Figure II.12: surface d'influence	21
Figure II.13: surface d'influence	22
Figure II.14: loi de dégression des charges.....	24
Figure II.15: Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1: Ferrailage de la dalle de compression.....	33
Figure III.2: chargement de la poutrelle à l'ELU.....	34
Figure III.3: Caractéristiques géométriques de la section en T.....	36
Figure III.4: portées successives des travées.....	37
Figure III.5: moment max en travée ; appuis et M_o	38
Figure III.6: Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis pour le type 01.....	39
Figure III.7: diagrammes des moments pour le type 01.....	40
Figure III.8: diagrammes des efforts tranchants pour le type 01.....	41
Figure III.9: Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis pour le type 02.....	41
Figure III.10: Diagramme des moments pour le type02.....	42
Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants pour le type 02.....	43
Figure III.12: les armatures de la poutrelle en travée.....	51
Figure III.13: les armatures de la poutrelle sur appuis.....	51
Figure III.14: les armatures du plancher corps creux.....	52
Figure III.15 : Schéma statique du balcon.....	52
Figure III.16: porte-à-faux extérieur (balcon.....	52

<u>Figure III.17</u> : Schéma statique du porte-à-faux intérieur.....	52
<u>Figure III.18</u> : porte-à-faux intérieur.....	52
<u>Figure III.19</u> : Coupe du schéma statique.....	54
<u>Figure III.20</u> : Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELU.....	55
<u>Figure III.21</u> : Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU.....	55
<u>Figure III.22</u> : Diagramme des efforts tranchants de porte à faux intérieur à l'ELU.....	55
<u>Figure III.23</u> : Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU.....	55
<u>Figure III.24</u> : Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELS.....	59
<u>Figure III.25</u> : Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS.....	59
<u>Figure III.26</u> : Diagramme des efforts tranchants de porte à faux intérieur à l'ELS.....	59
<u>Figure III.27</u> : Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS.....	59
<u>Figure III.28</u> : Ferrailage du porte-à-faux intérieur	61
<u>Figure III.29</u> : Ferrailage du porte-à-faux extérieur	61
<u>Figure III.30</u> : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.....	62
<u>Figure III.31</u> : Constituants d'un escalier.....	62
<u>Figure III.32</u> : schéma statique de l'escalier étage courant.....	63
<u>Figure III.33</u> : schéma statique de l'escalier du RDC.....	64
<u>Figure III.34</u> : schémas statiques de calcul à l'ELU.....	66
<u>Figure III.35</u> : Diagramme des moments à l'ELU.....	67
<u>Figure III.36</u> : schémas statiques de calcul à l'ELS.....	69
<u>Figure III.37</u> : Diagramme des moments à l'ELU.....	70
<u>Figure III.38</u> : schémas statiques de calcul à m'ELU.....	74
<u>Figure III.39</u> : Diagramme des moments à l'ELU.....	75
<u>Figure III.40</u> : schémas statiques de calcul à l'ELS.....	77
<u>Figure III.41</u> : schémas statiques de calcul à l'ELS.....	78
<u>Figure III.42</u> : schéma statique de calcul étage courant à l'ELU.....	80
<u>Figure III.43</u> : schéma statique de calcul étage courant à l'ELS.....	80
<u>Figure III.44</u> : schéma statique de calcul RDC à l'ELU.....	81
<u>Figure III.45</u> : schéma statique de calcul RDC à l'ELS.....	81
<u>Figure III.46</u> : schéma ascenseur.....	86
<u>Figure III.47</u> : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.....	88
<u>Figure 48</u> : correction des moments.....	89
<u>Figure III.49</u> : chargement de la panne.....	97
<u>Figure III.50</u> : schéma statique de la panne.....	97
<u>Figure III.51</u> : chargement des chevrons.....	99
<u>Figure III.52</u> : chargement des linteaux.....	100
<u>Figure III.53</u> : schéma statique de linteau.....	101

Chapitre V : modélisation et vérifications

<u>FigureI V. 1</u> : Choix du modèle de structure.....	103
<u>Figure IV. 2</u> : Désactivation de la Grille.....	103
<u>FigureI V. 1</u> : Préférences de la tâche.....	104
<u>Figure IV. 2</u> : Lignes de construction.....	104
<u>FigureI V. 3</u> : choix des profilés des barres.....	105

<u>Figure IV. 4:</u> Modélisation des éléments barre.....	105
<u>FigureIV.7:</u> Affectation d'un élément surfacique (Plancher).....	106
<u>FigureIV.7:</u> Définition d'une dalle pleine.....	106
<u>FigureIV.8:</u> Affectation d'un élément surfacique (DP).....	107
<u>FigureIV. 5:</u> Définition des voiles.....	107
<u>FigureIV. 6:</u> Modélisation des voiles.....	108
<u>FigureIV. 7:</u> Définition de l'encastrement.....	108
<u>FigureIV. 8:</u> Définition des charges.....	109
<u>FigureIV. 13:</u> Affectation des charges surfaciques.....	109
<u>FigureIV.14 :</u> Liaisons rigides.....	110
<u>FigureIV.15 :</u> Ajout des masses.....	110
<u>FigureIV.16 :</u> paramètres de l'analyse modale.....	111
<u>FigureIV.17 :</u> paramètres de l'analyse sismique.....	111
<u>FigureIV.18 :</u> Définition des combinaisons d'actions.....	112
<u>FigureIV. 19:</u> Application de la liaison rigide.....	112
<u>FigureIV. 9:</u> Définition des étages.....	113
<u>FigureIV.21.</u> Lancement du calcul.....	113
<u>FigureIV.22.</u> Extraction des valeurs de V à partir de Robot.....	121
<u>FigureIV.23.</u> Etapes pour l'extraction de la valeur de N_d	122
<u>FigureIV.24.</u> Etapes pour l'extraction des déplacements.....	123

Chapitre VI : Ferrailage

<u>Figure.V .1.</u> Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.....	127
<u>Figure. V.2.</u> Extraction de N et M à partir de ROBOT.....	128
<u>Figure. V.2.</u> Extraction de σ_{max} et σ_{min}	129
<u>Figure. V.4.</u> Section simplement.....	131
<u>Figure V. 5:</u> Section doublement armée.....	132
<u>Figure V. 6.</u> Moments max et min des poutres.....	132
<u>Figure. V.7 :</u> Schéma de calcul en flexion composée (SPC).....	139
<u>Figure .V.8 :</u> Schéma de calcul en flexion composée (SEC).....	141
<u>Figure. V.9 :</u> zone nodale dans le poteau.....	144
<u>Figure.V.10:</u> Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	153

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

<u>Figure.VI.1 :</u> schéma représentatif du mur plaque.....	162
<u>Figure.VI.2 :</u> Schéma statique du mur plaque.....	163
<u>Figure .VI.3:</u> Diagramme des contraintes à l'ELU.....	163
<u>Figure .VI.4:</u> Diagramme des contraintes à l'ELS.....	163
<u>Figure .VI.5:</u> section à considérer pour le ferrailage du mur plaque.....	163
<u>Figure.VI.6:</u> Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELU.....	164
<u>Figure .VII.7:</u> Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELS.....	165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

<u>Figure VII.1.</u> File des poteaux la plus sollicitée.....	168
<u>Figure VII.2.</u> Répartition des voiles.....	169
<u>figure VII.3.</u> Diagramme des moments sous la charge q_u	171
<u>Figure VII.4.</u> Diagramme des moments sous la charge q_s	173

Chapitre VIII : Logiciel utilisés

<u>Figure VIII. 10:</u> Interface du logiciel ROBOT.....	177
<u>FigureVIII.2:</u> Interface du logiciel Auto CAD 2017.....	177
<u>Figure VIII.3.</u> Logiciels de calculs utilisés.....	178

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.....	01
Tableau I.2. Valeurs de γ_b et de θ	07
Tableau I.3. Contraintes limites correspondantes à f_{C28}	08

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<u>Tableau II.1</u> : charges revenant au plancher terrasse.....	16
<u>Tableau II.2</u> : charges revenant au mur intérieur.....	17
<u>Tableau II.3</u> : charges revenant au plancher d'étage courant.....	17
<u>Tableau II.4</u> : charges revenant au mur extérieur.....	18
<u>Tableau II.5</u> : charges revenant au plancher dalle pleine.....	18
<u>Tableau II.6</u> : charges revenant à la toiture.....	19
<u>Tableau II.7</u> : surcharges d'exploitation.....	19
<u>Tableau II.8</u> : coefficients réducteurs.....	24
<u>Tableau II.9</u> : descente de charges.....	26
<u>Tableau II.10</u> : sections des poteaux adoptées.....	28
<u>Tableau II.11</u> : vérification des conditions de RPA.....	29
<u>Tableau II.12</u> : vérification au flambement.....	31

Chapitre III : Calcul des éléments

<u>Tableau III.1</u> : les charges uniformément réparties.....	53
<u>Tableau III.2</u> : les combinaisons de charge à l'ELU.....	54
<u>Tableau III.3</u> : les moments fléchissant à l'ELU.....	54
<u>Tableau III.4</u> : les efforts tranchants à l'ELU.....	55
<u>Tableau III.5</u> : Coefficients μ et β et le type d'armature pour la section.....	56
<u>Tableau III.6</u> : les armatures principales et leurs espacements.....	56
<u>Tableau III.7</u> : les armatures de répartitions et leurs espace.....	56
<u>Tableau III.8</u> : Vérification de l'espacement des barres.....	56
<u>Tableau III.9</u> : Vérification de la condition de non fragilité.....	57
<u>Tableau III.10</u> : Vérification de la contrainte tangentielle.....	57
<u>Tableau III.11</u> : Vérification de la condition d'adhérence des barres.....	57
<u>Tableau III.12</u> : Longueur de scellement droit et longueur des crochets.....	58
<u>Tableau III.13</u> : les combinaisons de charge à l'ELS.....	58
<u>Tableau III.14</u> : les moments fléchissant à l'ELS.....	58
<u>Tableau III.15</u> : les efforts tranchants à l'ELS.....	59
<u>Tableau III.16</u> : Vérification de l'état limite de résistance de béton en compression.....	60
<u>Tableau III.17</u> : Vérification de l'état limite de déformation.....	61
<u>Tableau III.18</u> : dimensions de l'escalier étage courant.....	63
<u>Tableau III.19</u> : dimensions de l'escalier RDC.....	64
<u>Tableau III.20</u> : épaisseur de la paillasse.....	64
<u>Tableau III.21</u> : charges permanentes du palier et de la volée.....	65
<u>Tableau III.22</u> : combinaisons de charges.....	65
<u>Tableau III.23</u> : efforts internes à l'ELU.....	66

<u>Tableau III.24</u> : sections d'armatures.....	67
<u>Tableau III.25</u> : efforts internes à l'ELS.....	69
<u>Tableau III.26</u> : vérification de l'état limite de compression du béton.....	70
<u>Tableau III.27</u> : section d'armatures	71
<u>Tableau III.28</u> : charges permanentes (palier et volée).....	71
<u>Tableau III.29</u> : charges permanentes du palier et de la volée	73
<u>Tableau III.30</u> : combinaison de charges.....	73
<u>Tableau III.31</u> : efforts internes à l'ELU.....	74
<u>Tableau III.32</u> : section d'armatures.....	75
<u>Tableau III.33</u> : efforts internes à l'ELS.....	77
<u>Tableau III.34</u> : vérification de l'état limite de compression dans le béton.....	78
<u>Tableau III.35</u> : dimensions de la poutre palière.....	80
<u>Tableau III.36</u> : charges et surcharges de la poutre palière.....	80
<u>Tableau III.37</u> : combinaisons de charges.....	80
<u>Tableau III.38</u> : efforts internes à l'ELU et à l'ELS.....	81
<u>Tableau III.39</u> : Armatures longitudinales.....	81
<u>Tableau III.40</u> : Armatures transversales.....	81
<u>Tableau III.41</u> : vérification de l'état de compression dans le béton.....	84
<u>Tableau III.43</u> : Charge permanente.....	96
<u>Tableau III.44</u> : les moments (pannes).....	98
<u>Tableau III.45</u> : les moments (litesaux)	101

Chapitre IV : Modélisation et vérifications

<u>Tableau IV.1.</u> Paramètres de l'analyse modale.....	114
<u>Tableau IV.2.</u> Paramètres du RPA.....	114
<u>Tableau IV.3 :</u> Valeurs du coefficient R.....	115
<u>Tableau IV.4.</u> Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structur.....	116
<u>Tableau IV.5.</u> Charges verticales.....	116
<u>Tableau IV.6.</u> Charges horizontales.....	116
<u>Tableau IV.7.</u> Pourcentage de la masse participante.....	117
<u>Tableau IV.8.</u> Valeurs du coefficient C_T	118
<u>Tableau IV.9.</u> Période fondamentale.....	118
<u>Tableau IV.10.</u> excentricités.....	119
<u>Tableau IV.11.</u> Coefficient d'accélération de zone "A".....	120
<u>Tableau IV.12.</u> Périodes caractéristiques.....	120
<u>Tableau IV.13.</u> Tableau récapitulatif des différents paramètres.....	121
<u>Tableau IV.14.</u> vérification du déplacement inter-étage.....	124
<u>Tableau IV.13.</u> Vérification de l'effet p- Δ	125

Chapitre .V : Ferrailage

<u>Tableau. V. 1.</u> Caractéristiques mécaniques des matériaux.	130
<u>Tableau. V.2.</u> Section des armatures longitudinales.....	130
<u>Tableau. V.3.</u> ferrailage des poutres principales	133
<u>Tableau. V.4.</u> ferrailage des poutres secondaires.	133
<u>Tableau. V.5.</u> Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	134
<u>Tableau. V.6.</u> Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	134

<u>Tableau V.7:</u> Vérification aux cisaillements.....	135
<u>Tableau V.8:</u> Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	135
<u>Tableau. V.9.</u> Condition de non fragilité du béton de la section minimale.....	136
<u>Tableau. V.10.</u> Extrêmes globaux des moments à l'ELS.....	137
<u>Tableau V.11 :</u> Vérifications des contraintes à L'ELS.....	138
<u>Tableau. V.12 :</u> caractéristiques mécanique des matériaux.....	139
<u>Tableau.V.13:</u> Efforts internes dans les poteaux.....	142
<u>Tableau. V.14 :</u> Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.....	143
<u>Tableau.V.15 :</u> sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.....	144
<u>Tableau.V.16 :</u> coefficients correcteur " ρ_a " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " λ_g ".....	146
<u>Tableau.V.17 :</u> Espacement des armatures transversales.....	147
<u>Tableau.V.18 :</u> Quantité minimale d'armatures transversales.....	147
<u>Tableau.V.19 :</u> Vérification des contraintes tangentielles.....	148
<u>Tableau.V.20 :</u> vérification de la condition de non fragilité.....	149
<u>Tableau. V.21 :</u> vérification des contraintes.....	150
<u>Tableau.V.22:</u> Tableau des efforts normaux.....	152
<u>Tableau.V.23 :</u> Tableau des armatures verticales.....	152
<u>Tableau. V.24 :</u> Caractéristiques géométriques.....	155
<u>Tableau. V.25 :</u> Ferrailage adopté.....	157
<u>Tableau. V.26 :</u> Ferrailage des voiles L=3.40m.....	159
<u>Tableau. V.27 :</u> Ferrailage des voiles L=2m.....	160
<u>Tableau .V.28 :</u> Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles.....	161

Chapitre VI : Ferrailage du mur plaque

<u>Tableau.VI.1 :</u> Caractéristiques du sol	162
<u>Tableau.VI.2 :</u> les contraintes horizontales à l'ELU et l'ELS.....	163
<u>Tbleau.VI.3:</u> Ferrailage verticale et horizontale.....	164
<u>Tableau.VI.4 :</u> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

<u>Tableau VII.1.</u> Calcul de l'excentricité.....	168
<u>Tableau .VII.2.</u> Calcul de B.....	169
<u>Tableau VII.3.</u> Calcul de l'excentricité.....	171
<u>Tableau VII.4.</u> Sections d'armatures aux appuis.....	172
<u>Tableau VII.5.</u> Sections d'armatures en travée.....	172
<u>Tableau VII.6.</u> Vérification de la condition de non fragilité aux appuis.....	172
<u>Tableau VII.7.</u> Vérification de la condition de non fragilité en travée.....	172
<u>Tableau VII.8.</u> Vérifications des contraintes aux appuis.....	173
<u>Tableau VII.9.</u> Vérifications des contraintes en travée.....	173

Introduction

Introduction :

Le domaine de la construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie d'espace, cependant le risque que peut courir ces constructions vis-à-vis du séisme est à prendre en considération.

Les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, par conséquent, il est du devoir de l'ingénieur en génie civil d'effectuer des études détaillées à fin de protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages en cas de séisme majeur ou de limiter les dommages en cas d'un séisme modéré, en respectant toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction.

En effet, la prévention du risque sismique consisterait à réaliser une construction parasismique, qui serait capable de résister à un niveau d'agression sismique ; des dommages peuvent être alors subit sans pour autant qu'il y ai risque d'effondrement total de la structure. L'étude menée par l'ingénieur en génie civil devrait permettre de réaliser une construction capable de **résister à un tremblement de terre**, certes, mais aussi essayer de **minimiser le coût économique**.

Dans ce présent mémoire, l'étude détaillée d'une structure constituée d'un rez-de-chaussée, de cinq étages et deux sous-sols avec une couverture en tuiles, sera réalisée en passant par plusieurs étapes dont le dimensionnement et le ferrailage des différents éléments constituant la superstructure et l'infrastructure, ainsi qu'une recherche minutieuse d'un système de contreventement adéquat. L'utilisation d'un logiciel permet après entrée de données structurelles, mais également de données d'exécution, de pouvoir dérouler des règles de calculs complexes et fastidieuses, elle nous assure aussi un gain de temps précieux.

Cette étude sera-t-elle apte à satisfaire les deux fonctions principales revenant à l'ingénieur, à savoir : réaliser une construction parasismique et effectuer un gain économique ?

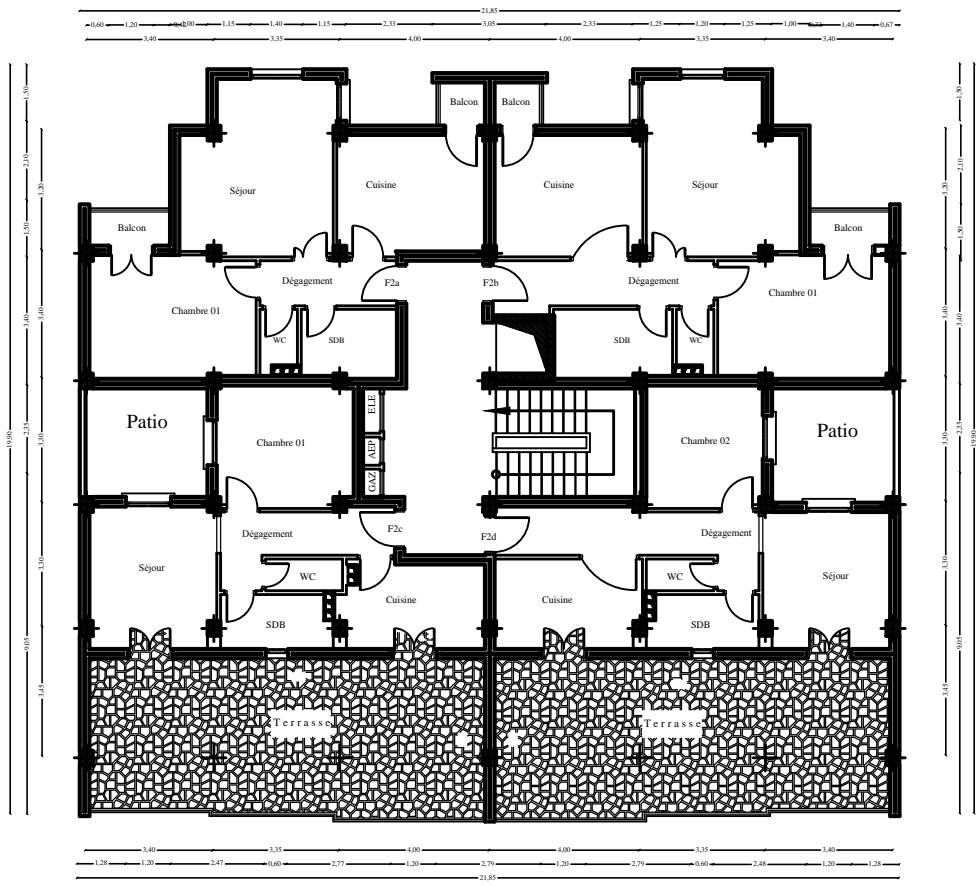
plans d'architecture



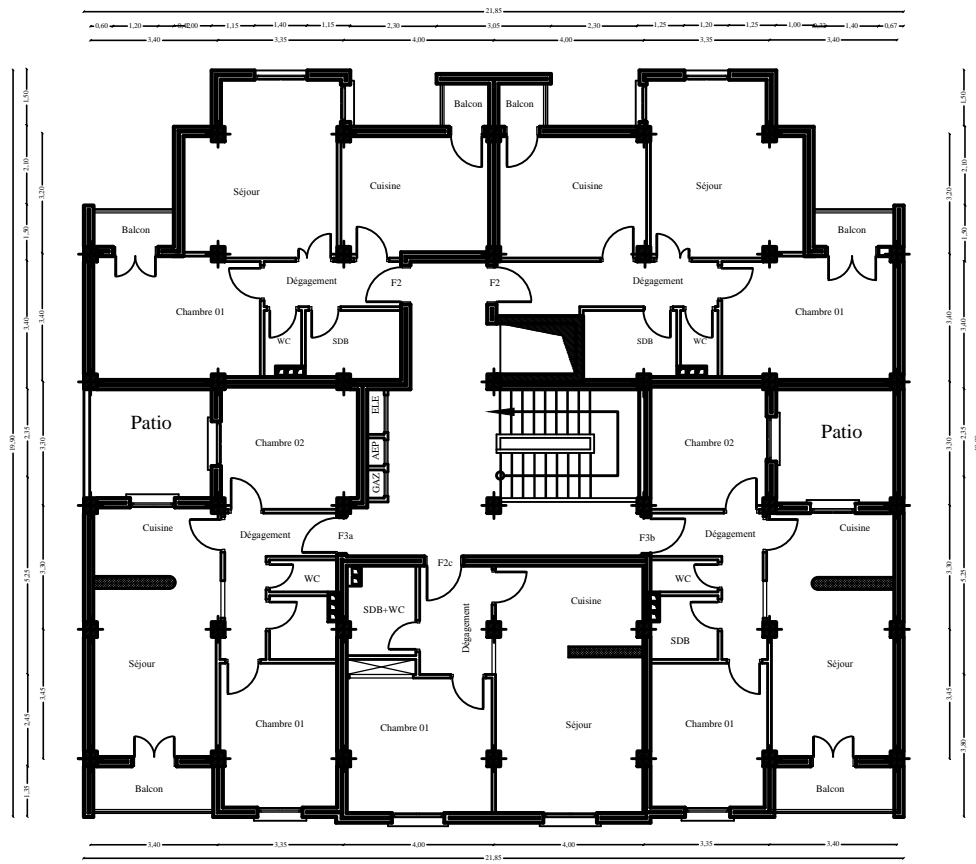
Façade Principale



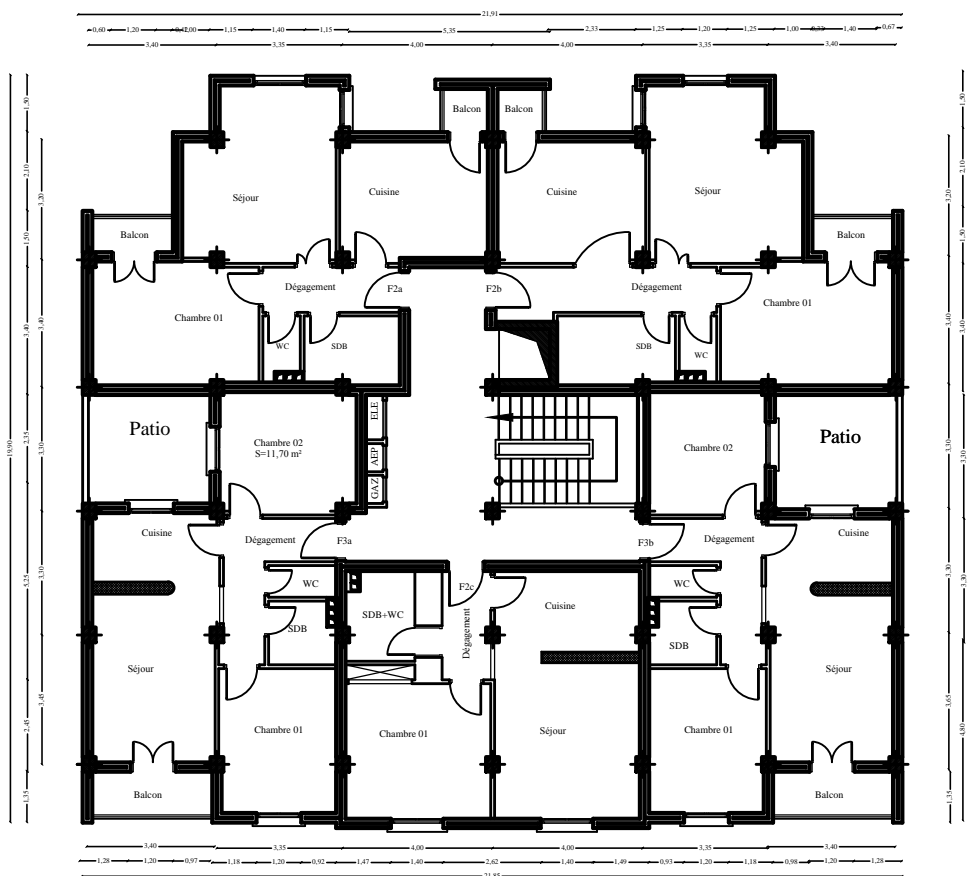
Coupe AA



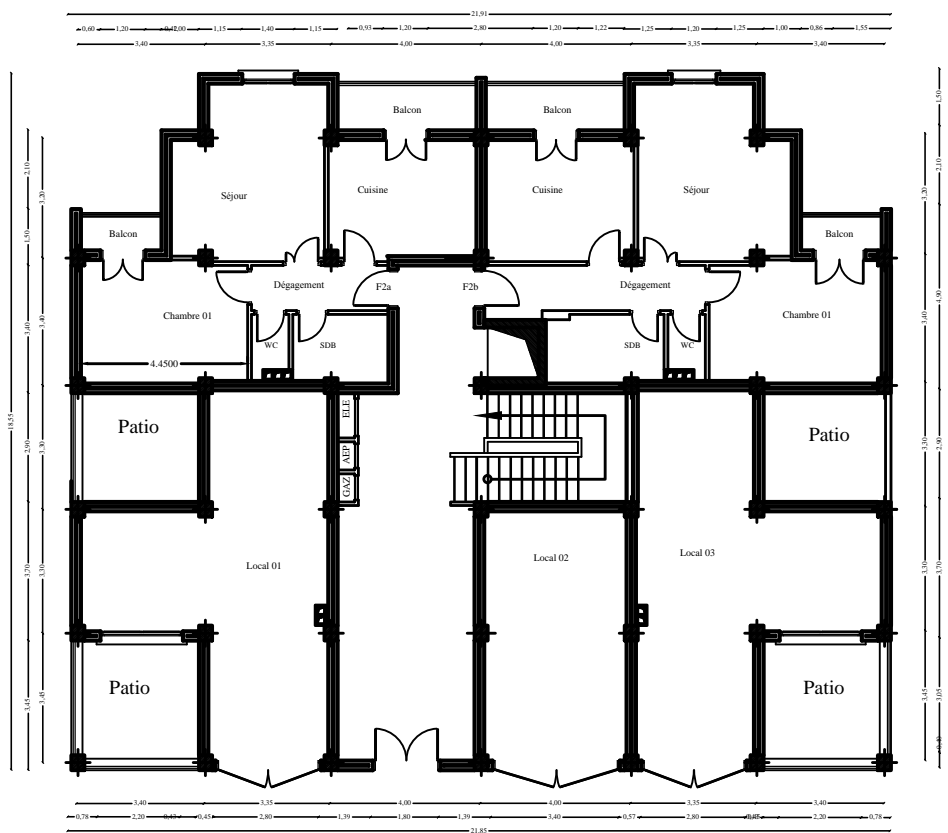
Plan Etage en Attique



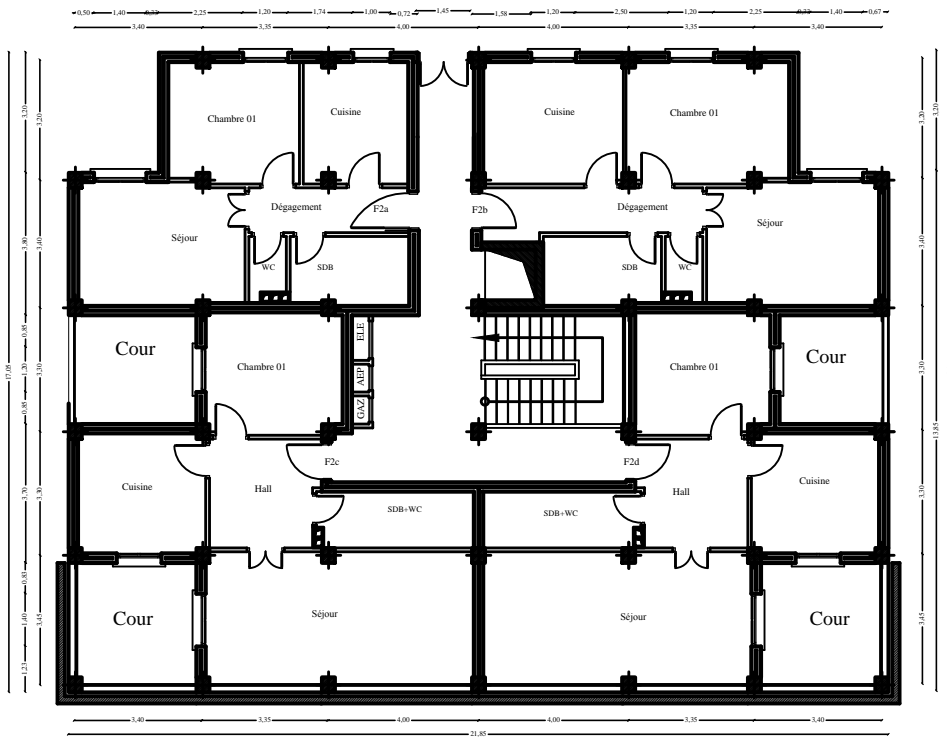
Plan du 4eme Etage



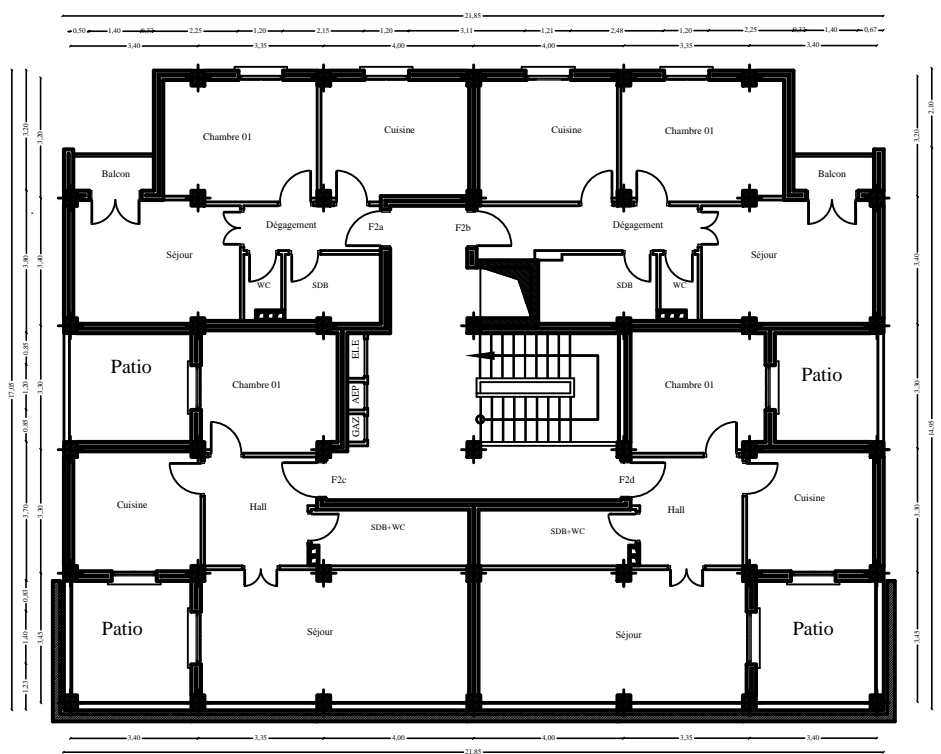
Plan Etages Courants



Plan du RDC



Plan Sous Sol 02



Plan Sous Sol 01

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Ce présent chapitre porte sur la présentation de l'ouvrage à étudier, sa description, ses Caractéristiques géométriques, les éléments le constituant et les caractéristiques des matériaux utilisés.

L'étude de cet ouvrage se fera de telle manière à assurer sa Rigidité et sa Stabilité en calculant les éléments résistants le constituant, tout en tenant compte de l'aspect économique.

I.2. Présentation et description de l'ouvrage :

L'ouvrage en question, est un bâtiment de 9 niveaux, il est composé d'un rez-de-chaussée, de cinq étages, de deux sous sols et d'une couverture en tuiles (RDC+5étages+2sous sol) à usage d'habitations et commerces.

I.3. Zone d'implantation :

Le terrain d'assiette du projet se trouve à Tizi Ouzou, il présente un relief accidenté. Conformément au règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) la région est classée en **zone IIa**, c.à.d. zone de moyenne sismicité proche de la zone I.

Vis-à-vis de la classification des bâtiments dans des groupes d'usage, celui-ci est classé comme étant un ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**), avec une hauteur inférieur à 48 m.

Une étude du sol par un cabinet d'études géotechniques, nous a donnée les résultats suivant :

- Le site sera classé dans la catégorie **S2**, site ferme (selon le RPA 99 modifié 2003).
- Du point de vue lithologie, le site est constitué par plusieurs couches, dont une couche de grès marneux sains et compacts, qui constitue une garantie de stabilité et de bonne portance, localisée à une profondeur de 3.50 m de la cote du terrain naturel. En termes de portance, la contrainte admissible minimale mobilisable par la couche de grès marneux est de **4.00 bars**.

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La conception architecturale est tenu d'être respectée par l'ingénieur en Génie Civil, qui doit prendre en considération les caractéristiques géométriques de l'ouvrage. Les dimensions de l'ouvrage, qui est sujet de notre étude sont résumées dans le tableau qui suit : (**Tableau I.1**).

	En plan		En élévation (Hauteurs)
	Longueur [m]	Largeur [m]	
Fondations	21.85	18.15	---
Sous-sols (1 et 2)	21.85	17.05	3.06 m
Rez-de-chaussée	21.85	18.55	3.96 m
Du 1^{er} au 5^{ème} étage	21.85	19.90	3.06 m
Toiture	21.85	20.10	3.43 m
Hauteur Totale	28.81 m		

Tableau I.1. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.

I.5. Eléments constituant l'ouvrage :

I.5.1 Ossature du bâtiment :

L'ossature c'est la partie structurelle et porteuse d'un édifice ou d'une bâtisse, ce sont les éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité.

La partie située au dessus du sol est la superstructure, la partie enterrée dans le sol est l'infrastructure.

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

a. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ce sont des murs capables de stabiliser le bâtiment vis-à-vis des forces horizontales, comme ils reprennent une partie des forces verticales.

b. Les Portiques :

Un portique est un élément constructif constitué de barres (poteaux et de poutres : au moins deux poteaux et une poutre) reliés par des nœuds rigides, capable de reprendre les forces horizontales et les forces verticales.

I.5.2. Les Plancher :

Un plancher est un élément porteur horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Il assure deux fonctions principales qui sont :

a. La Fonction de résistance mécanique :

Les planchers sont calculés pour supporter les charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs sur les lesquels ils reposent (poutres, murs).

b. La fonction d'isolation acoustique et thermique :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol. Sans oublier qu'ils possèdent également un rôle technique, ils permettent de dissimuler les équipements techniques, tel que les canalisations d'eau, de gaz, et les câbles électriques.

➤ Il existe plusieurs types de planchers, on se limitera dans ce chapitre à évoquer les deux types utilisés dans la réalisation de l'ouvrage, à savoir :

1. Planchers en corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation consiste à utiliser des hourdis creux et des poutrelles sur les quels repose une dalle de compression en béton armé.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- **Nervures** : appelés également poutrelles, elles assurent la fonction de portance, avec une distance entre axes variant de 0.56 m à 0.65 m. on choisit souvent 0.65 m car c'est la plus commercialisée.
- **Un remplissage en corps creux** : Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

I Présentation de l'ouvrage

- **Une dalle de compression en béton :** De 4cm à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

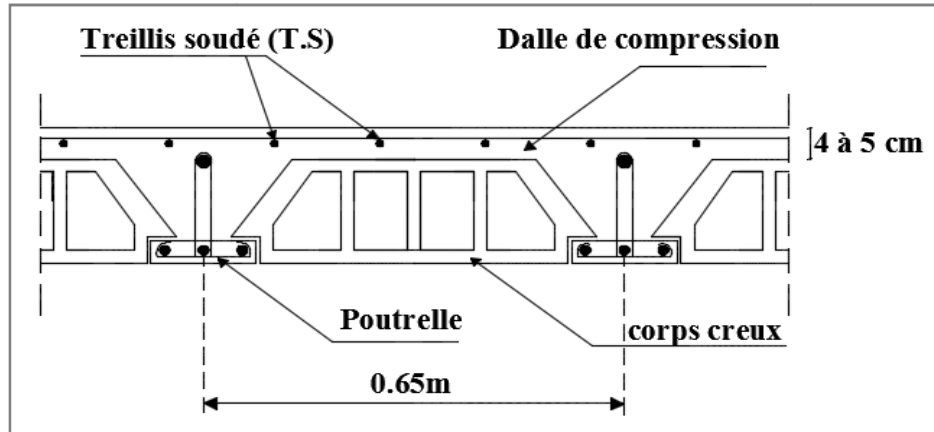


Figure I.1 : schéma du plancher à corps creux.

2. Dalles pleines en béton armé :

La dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle possède, notamment pour de petites portées, des avantages remarquables qui en justifient souvent l'emploi, même si elle ne présente pas toujours la solution la plus économique, en effet le volume du béton et des aciers est plus conséquent que pour les corps creux, et nécessite un coffrage sur toute sa surface.

Pour notre structure des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des portes à faux.

I.5.3. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale, l'utilisateur peut ainsi franchir, à pied, une différence de niveau.

Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers à marches droites à deux volets. Les marches sont rectangulaires et toutes identiques entre elles.

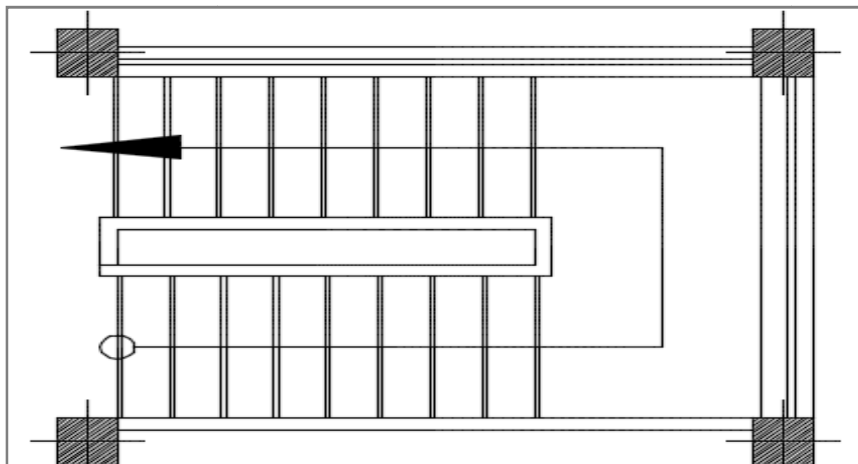


Figure I.2 : coupe de l'escalier.

I.5.4. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du sous sol jusqu'au dernière étage.

I.5.5. Maçonnerie :

Les remplissages en maçonnerie sont de deux types :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur, en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10cm+5cm+10cm).
- Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

I.5.6. Revêtements

Ils seront réalisés en :

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

I.5.7. Les fondations :

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie reposant sur un terrain d'assise supportant toutes les charges permanentes et variables transmises par cet ouvrage, elles répartissent de manière égale le poids de la construction sur le sol.

Le choix du type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. Elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I.5.8. Coffrage :

Le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. On opte pour un coffrage métallique pour les voiles à fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Les coffrages métalliques permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif.

Du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, le coffrage bois présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

I.5.9. Toiture en tuile :

Elle est constituée de pannes, de chevrons et de tuiles mécaniques à emboîtement.

I.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1. Concept du béton armé :

Le béton possède une résistance assez élevée à la compression et une faible résistance à la traction ; Pour pallier à sa faible résistance en traction, on lui associe des armatures en acier. L'acier présente une très bonne résistance à la traction.

L'association de ces deux matériaux de construction, donne naissance au béton armé.

I Présentation de l'ouvrage

I.6.2. Le béton :

I.6.2.1. Aspects relatifs à la composition du béton :

Le béton est un matériau obtenu par un mélange de ciment, de granulats (graviers + sable) et d'eau, dosé de manière à obtenir les quantités nécessaires pour son utilisation. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux permettant l'obtention d'un béton aux qualités requises.

I.6.2.2. Aspects relatifs au comportement mécanique du béton :

I.6.2.2.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa contrainte de rupture par compression (résistance à la compression), c'est elle qui sert de base à l'estimation de la qualité du béton, elle est notée : f_{cj}

Où : f : est la contrainte.
 C : montre la compression.
 j : indique l'âge du béton le jour de l'essai d'écrasement.

La résistance à la compression (f_{cj}) s'exprime en méga pascal (MPa).

- **Mesure de f_{cj} :**

f_{cj} se mesure par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques, elle est obtenue par un grand nombre d'essai jusqu'à rupture. Les éprouvettes cylindriques sont normalisées, d'une hauteur double de leur diamètre, le cylindre le plus utilisé est le cylindre de diamètre $\phi = 16$ cm et de hauteur $h = 32$ cm.

Le durcissement du béton étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton.

Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{c28} , la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

A $j < 28$ jours :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPA $\Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$
- Pour $f_{c28} > 40$ MPA $\Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$

I.6.2.2.2. Résistance à la traction :

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton, c'est pourquoi, on retient conventionnellement :

- $f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

Cette formule est valable pour $f_{cj} < 60$ MPA .

I.6.2.2.3. Déformations instantanées :

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

- Module de déformation longitudinale :

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

I Présentation de l'ouvrage

▪ Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

I.6.2.2.4. Déformations différées :

C'est une déformation causé par un chargement de longue durée.

• Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \cong \frac{E_{ij}}{3} \quad (\text{MPa})$$

I.6.2.2.5. Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

ν = 0.00 Pour un calcul de sollicitations à l'ELU

ν = 0.20 Pour un calcul de déformations à l'ELS

I.6.2.2.6. Notions d'états limites :

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles il a été construit.

C'est un état qui satisfait strictement aux conditions (stabilité, la résistance, déformations non nuisibles) sous l'effet des actions (force, moments, couples)

La théorie des états limites considère 2 états:

a. Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure. Au delà de l'état limite ultime, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

Diagramme de contrainte / déformation (de calcul) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations :

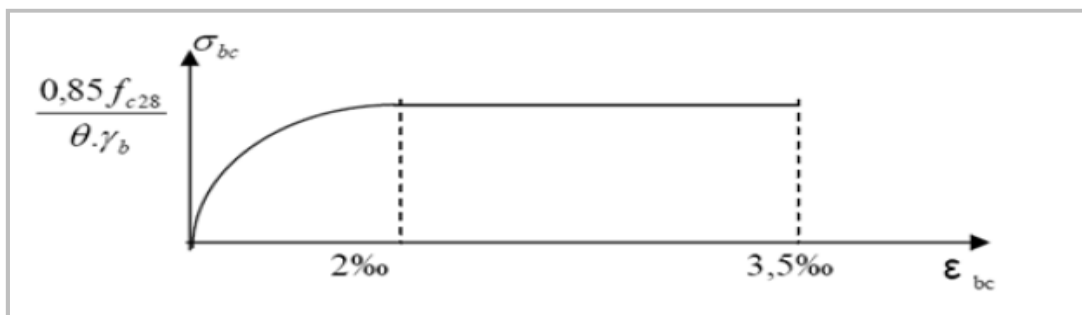


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

I Présentation de l'ouvrage

Où : $f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

σ_{bc} : Contrainte en MPA

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient en fonction de la durée d'application des actions.

Avec :

$\gamma_b = 1.15$	Pour les situations accidentelles.
$\gamma_b = 1.50$	Pour les autres cas.
$\theta = 1.00$	Pour une application des charges > 24 heures.
$\theta = 0.90$	1 heure \leq t \leq 24 heures.
$\theta = 0.85$	t < 1heure.

Tableau I.2. Valeurs de γ_b et de θ .

b. Etat limite de service :

Il concerne les conditions de bon fonctionnement, d'utilisation et de durabilité des ouvrages.

Diagramme de contrainte / déformation :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, on suppose donc, que le béton reste dans le domaine élastique.

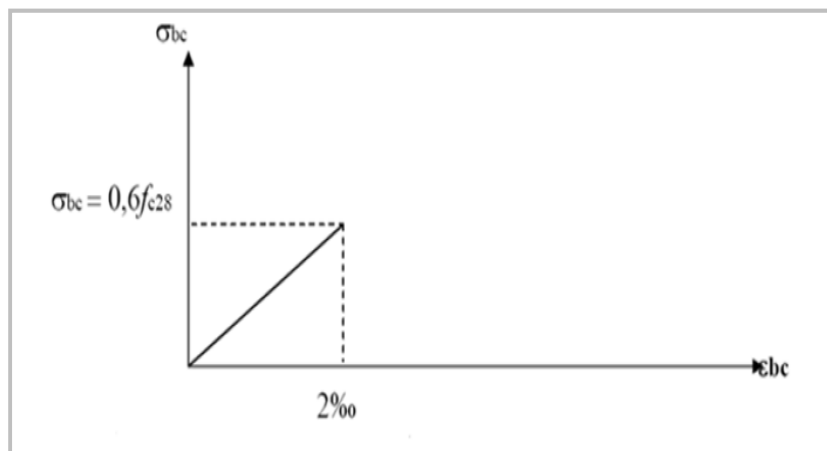


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

Avec pour des charges de longue durée :

$$E_b = E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

E_b : étant le module de déformation du béton.

- La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$$

résistance caractéristique f_{c28} (MPa)	18	20	22	25	27	30	35	45	50	50	55	60
Contrainte limite $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	10.8	12	13.2	15	16.2	18	21	24	27	30	33	36

Tableau I.3. Contraintes limites correspondantes à f_{c28} .

I.6. 3.L'acier :

I.6.3.1. Définitions :

L'acier est un matériau très résistant, son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton ; contrairement à ce dernier, il possède un comportement identique en traction et en compression, il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression. L'acier, d'autre part, est un matériau coûteux, comparé au béton

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par :

- Leur forme (barre lisse, barre haute adhérence)
- Leur nuance (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 % et 0.5 % de carbone.
- Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E)

On distingue :

- Ronds lisses (aciers doux) de nuances :
Fe E215 limite élastique $f_e = 215$ MPa
Fe E235 limite élastique $f_e = 235$ Mpa
Ce genre d'aciers n'est plus recommandable en raison de sa très grande déformation à la rupture.
- Les barres à haute adhérence, de nuances :
Fe E400 limite élastique $f_e = 400$ MPa
Fe E500 limite élastique $f_e = 500$ Mpa
Ce sont les plus recommandés en zone sismique.

Les aciers sont livrés en barres de 12 m et 15 m de longueur dans les diamètres dits nominaux suivants : 5 6 8 10 12 14 16 20 25 32 40 50 (en mm)

- Treillis soudés : formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

I.6.3.2. Caractères mécaniques :

- Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications dans le cadre des états limites, est la limite d'élasticité (f_e).
- Le module d'élasticité longitudinale
 $E_s = 200\,000$ MPa. [Art A.2.2.1, BAEL 91].

I Présentation de l'ouvrage

Diagramme déformations contraintes.

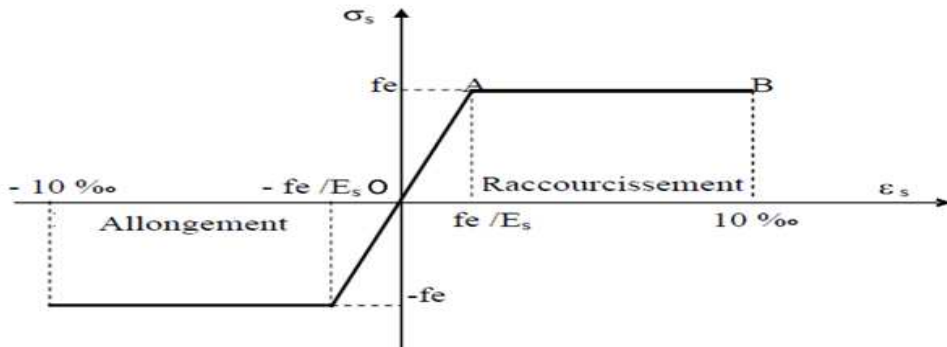


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

- Cas de traction :

- Droite OA (domaine élastique) $\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s}$
- AB d'ordonnée (domaine plastique) $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- B correspond à un allongement $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

- Cas de la compression :

Diagramme symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine O.

Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes, [Art A-7.2 /BAEL91 modifié99] :

- **5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux hères très agressives (industrie chimique)
- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.7. La réglementation :

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir:

- Les règles du BAEL91 modifié en 99.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.
- CBA.

➤ **Les valeurs adoptées seront les suivantes :**

- Résistance caractéristique du béton en compression: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Résistance caractéristique du béton en traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Contrainte de calcul, pour $\theta = 1$ et $\gamma_b = 1.5$) : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.
- Module de déformation longitudinale : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.
- Module de déformation déformée : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

II Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

L'ouvrage étant présenté et ses éléments définis, on passe à présent au pré dimensionnement de ses derniers, en évaluant leur section.

Le pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est régie par des lois approchées, ce pré calcul est conforme aux règles : BAEL 91 modifié 99, CBA 93, RPA99 version 2003.

II.2. Pré dimensionnement des différents éléments :

II.2.1. Planchers à corps creux :

La hauteur totale du plancher, notée « h_t », est donnée par la formule suivante : [BAEL 91 modifié 99 ; Article 6.8.424]

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

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux. $L = 3.45 \text{ m} = 345 \text{ cm}$.

b : Largeur du poteau ; Le RPA exige $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$. [Article 7.4.1].

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

Dans notre cas : $L_{\max} = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$.

En remplaçant L_{\max} dans la formule on trouve :

$$h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm.}$$

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

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

▪ II.2.2. Dalles pleines :

Evaluons l'épaisseur de la dalle pleine, notée e_p ou bien h_0 :

Epaisseur minimale requise :

$$\rho_x < 0.4 \quad e_p \geq \frac{l_x}{25}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \quad e_p \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Avec : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$$

II Pré dimensionnement des éléments

l_x : étant la petite portée de la dalle.

l_y : étant la grande portée de la dalle.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{2.85} = 0.49$$

Nous avons :

$$0.4 \leq \rho_x = 0.49 \leq 1$$

Ce qui signifie que la dalle porte dans les deux sens, donc :

$$e_p \geq \frac{l_x}{40} = \frac{1.40}{40} = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm} \Rightarrow e_p = 4 \text{ cm.}$$

La valeur de e_p doit également permettre de satisfaire aux conditions suivantes :

- Résistance à l'incendie (résistance au feu) :

L'épaisseur de la dalle, doit être égale à **11 cm**, pour une durée de deux heures.

- Isolation phonique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée : 350 Kg/m^2

$$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2.$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^2.$$

D'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$e_p \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm.} \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm.}$$

- Nous prendrons donc : $e_p = 15 \text{ cm.}$

II.2.3. Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

- Selon le règlement [B.A.E.L 91 modifié 99] les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche (**Critère de rigidité**).
- La hauteur « h » de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \quad [\text{BAEL 91 modifié 99 ; Article A.4.14}]$$

$$\text{Avec : } \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4$$

II

Pré dimensionnement des éléments

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande portée dans le sens longitudinale pour les poutres principales et dans le sens transversale pour les poutres secondaires.

$$L_{\max} = L - b$$

L : Distance entre axes des poteaux

b : Largeur du poteau ; Le RPA exige $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$. [Article 7.4.1].

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

- La largeur b de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

- Les poutres sont vérifiées par le R.P.A. [Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003].

- Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$.
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$.

a. Poutres principales :

Les poutres principales sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Détermination de la hauteur de la poutre :

On a:

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

Avec : $L_{\max} = L - b$

Dans notre cas :

$$L = 4.03 \text{ m} = 403 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 403 - 25 = \mathbf{378 \text{ cm}}$$

En remplaçant L_{\max} dans la formule:

$$\frac{378}{15} \leq h \leq \frac{378}{10} \longrightarrow 25.2 \text{ cm} \leq h \leq 37.8 \text{ cm} ; \text{ On prend: } \mathbf{h=35 \text{ cm}}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h=35 \text{ cm}$

En remplaçant h dans la formule suivante : $0.4h \leq b \leq 0.7h$, on aura :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{b=30 \text{ cm}}$$

- Vérification des conditions données par le RPA :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Donc : Les poutres principales seront dimensionnées comme suit : **PP (30 × 35) cm²**.

b. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- Détermination de la hauteur de la poutre :

$$\text{On a: } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} ; \text{ Avec : } L_{\max} = L - b$$

Dans notre cas :

$$L = 3.45 \text{ m} = 345\text{cm} \quad \text{et} \quad b=25\text{cm}$$

$$L_{\max} = 345 - 25 = \mathbf{320\text{cm.}}$$

En remplaçant L_{\max} dans la formule ; on trouve:

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \longrightarrow 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{h=30\text{cm.}}$$

- Détermination de la largeur de la poutre :

Nous avons : $h=30\text{cm}$

En remplaçant h , on aura:

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{b=25\text{cm.}}$$

- Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

Donc : Les poutres secondaires seront dimensionnées comme suit : **PS (25 × 30) cm²**.

Conclusion :

Poutre principale : **30×35 cm²**.

Poutre secondaire : **25×30 cm²**.

II.2.3 : Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

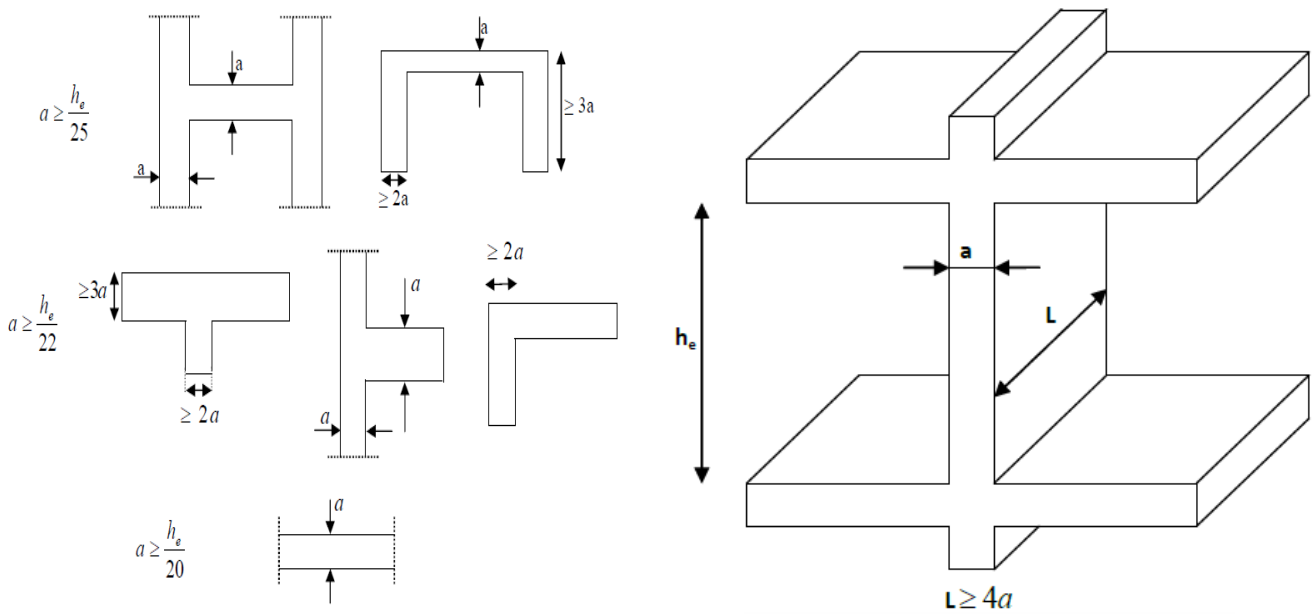
Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante: $L \geq 4a$

Avec :

a: épaisseur du voile.

L: portée minimal du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm (**a ≥ 15 cm**), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.



Coupes de voile en plan.

Coupes de voile en élévation.

Figure II.1 : coupes de voile.

Avec :

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

$h_e = h - e_p$ où e_p : Hauteur du plancher = 20cm (16+4)

Pour le RDC :

$$h_{rdc} = 3.96m = 396cm \Rightarrow h_e = 396 - 20 = 376cm \Rightarrow a \geq \frac{376}{20} = 18.8 \text{ cm} > 15 \text{ cm.}$$

Pour l'étage courant:

$$H_{ec} = 3.06m = 306cm \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286cm \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} < 15 \text{ cm.}$$

On adoptera une épaisseur **a=20cm** pour tous les voiles.

Vérification selon le RPA :

- Sont considérés comme voiles de contreventement, les éléments satisfaisant la condition suivante:
 - $L_{min} \geq 4 a$ où L_{min} : portée minimale des voiles.
 - $L_{min} = 1,00m \geq 4 \times 0,20 = 0,8$ (**condition vérifiée**).
- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.
 - $a = 20 \text{ cm} \geq a_{min} = 15 \text{ cm.}$ (**condition vérifiée**).

II Pré dimensionnement des éléments

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Leurs pré dimensionnement se fait à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_S tel que :

$$N_S = G + Q$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_S : \text{effort normal repris par le poteau.} \\ G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$$

L'effort normal N_S sera déterminé à partir de la descente de charges en considérant le poteau le plus sollicité.

- La section S est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_S}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

❖ Remarque :

L'effort normal N_S sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.2.4.1. la descente de charges :

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, en effet elle permet de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (la charpente pour notre cas) vers le niveau le plus bas (les fondations).

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire de définir les charges et surcharges, ainsi que les surfaces d'influence de ces dernières.

II.2.4.1.1. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2.**

a. Charges permanentes :

- Plancher terrasse (accessible) :

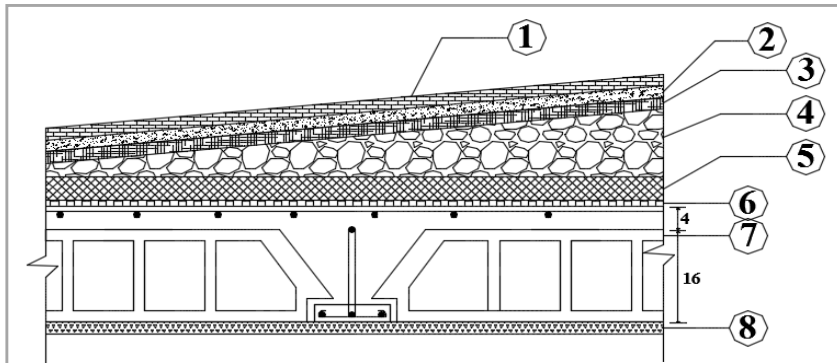


Figure II.2. Coupe d'un plancher terrasse

N ⁰	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
04	Béton en forme de pente	0.04	22	0.88
05	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
06	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
07	Plancher en corps creux (16+4)	0.2	---	2.80
08	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{terr}				4.97

Tableau II.1 : charges revenant au plancher terrasse.

- **Murs intérieurs (murs de séparation) :**

N ⁰	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
03	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{mi}				1.3

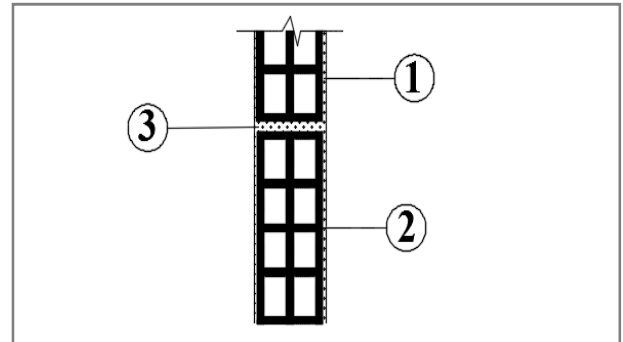


Figure II.3 : coupe d'un mur intérieur.

Tableau II.2 : charges revenant au mur intérieur.

- **Plancher de l'étage courant :**

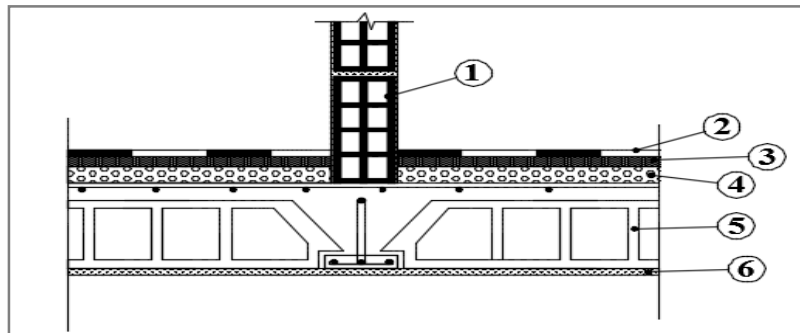


Figure II.4 : coupe d'un plancher d'étage courant.

N ⁰	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	---	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	---	2.8
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{ec}				5.64

Tableau II.3 : charges revenant au plancher d'étage courant.

- Murs extérieurs :**

N ⁰	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Enduit ciment	0.02	18	0.36
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
03	Brique creuse	0.10	9	0.9
04	Lame d'aire	---	---	---
05	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{me}				2.36

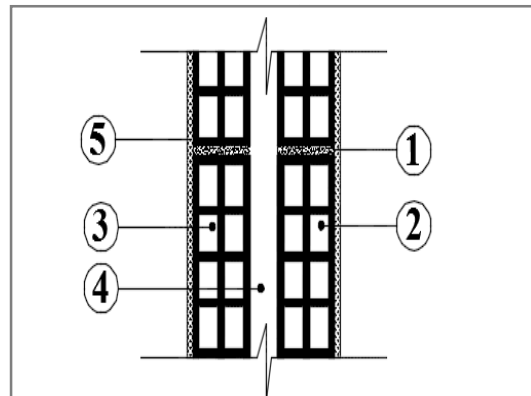


Figure II.5 : coupe d'un mur extérieur

Tableau II.4 : charges revenant au mur extérieur.

- Dalle pleine :**

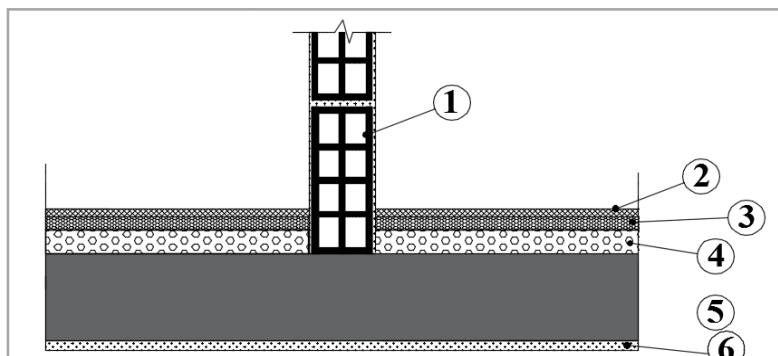
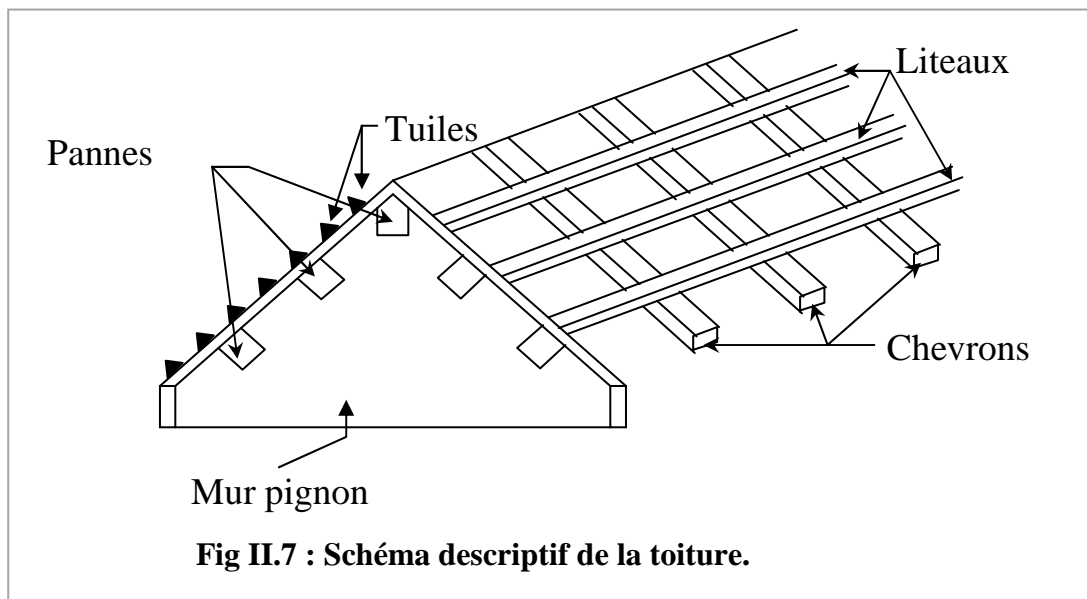


Figure II.6 : coupe d'un plancher dalle pleine.

N ⁰	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	---	1.3
02	Carrelage	0.02	20	0.4
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Couche de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle pleine	0.15	25	3.75
06	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G_{dp}				6.59

Tableau II.5: charges revenant au plancher dalle pleine.

- **Toiture :**



N ⁰	Eléments	G (KN/m ²)
01	Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0.4
02	Pannes	0.1
03	Chevrons	0.2
04	Murs pignons	0.9
05	Revêtement en plâtre	0.2
	G_{toiture}	1.8

Tableau II.6 : charges revenant à la toiture.

b. Surcharges d'exploitation :

Eléments	Q (KN/m ²)	
Toiture	1	
Plancher terrasse (accessible)	1.5	
Plancher d'étage courant	1.5	
Plancher du RDC (logement + commerce)	Logement	1.5
	Usage commercial	2.5
balcons	3.5	
Escaliers	2.5	

Tableau II.7 : surcharges d'exploitation.

II.2.4.1.2. Surfaces d'influence :

a. Toiture :

- La toiture se compose de deux Versants inclinés, avec :
 $\alpha_1=24.03^\circ$ et $\alpha_2=23.24^\circ$
- Le poteau le plus sollicité est Le poteau **D4** (comme montré à La figure ci-contre).

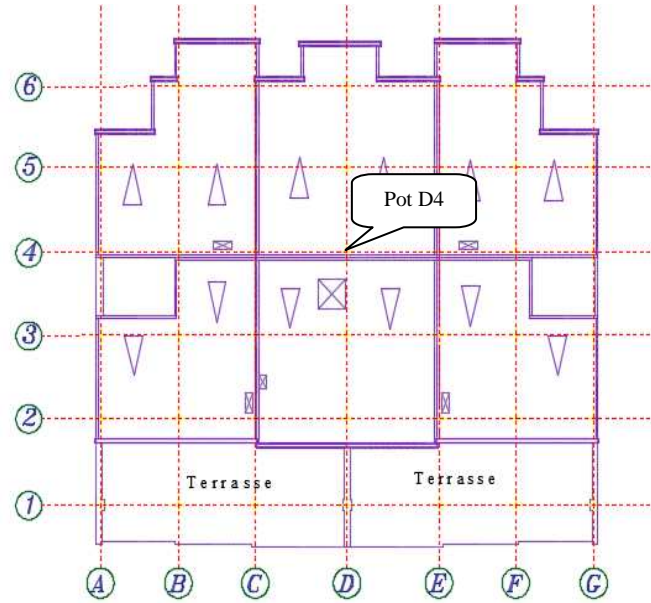


Figure II.8: poteau le plus sollicité

Pour pouvoir déterminer la surface d'influence dans la toiture, on va s'aider de la vue en plan

On devra donc, déterminer deux inconnues notées t_1 : pour le versant dont $\alpha_1=24.03^\circ$; t_2 : pour le versant dont $\alpha_2=23.24^\circ$.

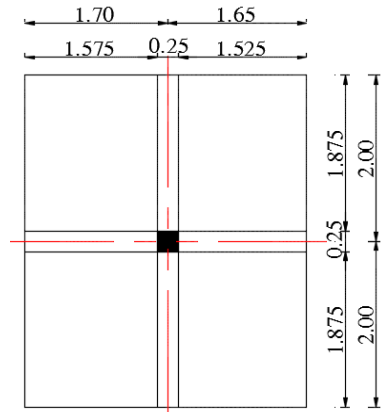
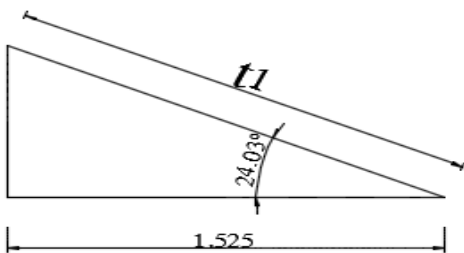


Figure : II.9 : surface d'influence

Elaboration des calculs :

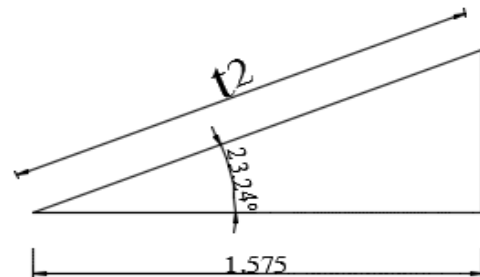
Calculons t_1 :

$$t_1 = \frac{1.525}{\cos \alpha_1} = \frac{1.525}{\cos 24.03} = \mathbf{1.7m}$$



Calculons t_2 :

$$t_2 = \frac{1.575}{\cos \alpha_2} = \frac{1.575}{\cos 23.24} = \mathbf{1.7m}$$



II Pré dimensionnement des éléments

Passons au calcul de la surface d'influence :

Nous avons:

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 1.875 \times 1.7 = \underline{\underline{3.188\text{m}^2}}$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 3.188 \times 4 = \underline{\underline{12.752\text{m}^2}}$$

$$S_p = (3.65 \times 0.25) + (4 \times 0.25) = \underline{\underline{1.913\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{tot}} = S + S_p = 12.752 + 1.913 = \underline{\underline{14.665\text{m}^2}}$$

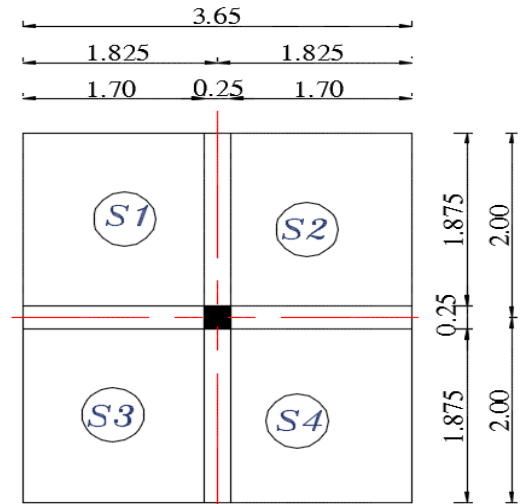


Figure II.10: surface d'influence

La surface d'influence de la toiture est donc égale à : $S_{\text{tot}} = \underline{\underline{14.665\text{m}^2}}$

b. Etage en attique :

En plus du plancher en corps creux l'étage en attique a une partie terrasse.

Le poteau le plus sollicité est le poteau : **D2**

- Plancher en corps creux :

$$S_1 = S_2 = 1.875 \times 1.525 = \underline{\underline{2.859\text{m}^2}}$$

$$S_3 = S_4 = 1.875 \times 0.6 = \underline{\underline{1.125\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{cc}} = (2 \times 2.875) + (2 \times 1.125) = \underline{\underline{7.968\text{m}^2}}$$

$$S_p = (2.375 \times 0.25) + (4 \times 0.25) = \underline{\underline{1.594\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{cc}} + S_p = 7.968 + 1.594 = \underline{\underline{9.562\text{m}^2}}$$

- Plancher terrasse :

$$S_5 = S_6 = 1 \times 1.875 = \underline{\underline{1.875\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{terrasse}} = 2 \times 1.875 = \underline{\underline{3.750\text{m}^2}}$$

$$S_p = (1.00 \times 0.25) = \underline{\underline{0.25\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{terrasse}} + S_p = 3.750 + 0.25 = \underline{\underline{4.00\text{m}^2}}$$

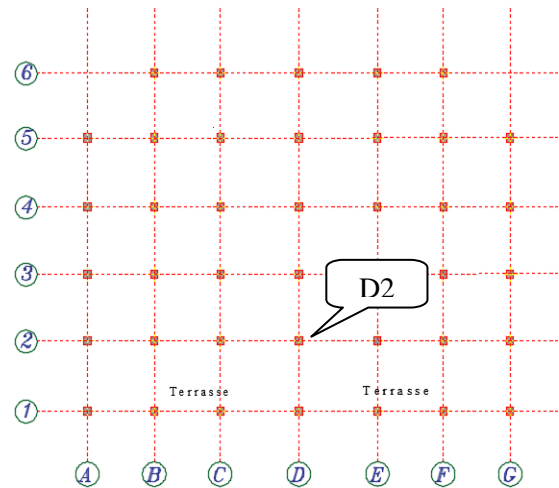


Figure II.11: poteau plus sollicité

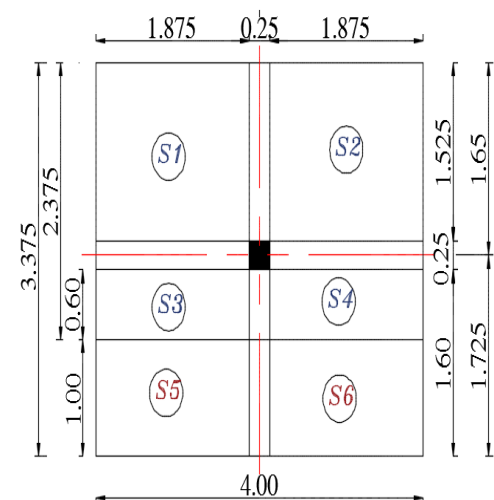


Figure II.12: surface d'influence

c. Différents étages restants :

Le poteau le plus sollicité est le poteau **D2**.

$$S_1=S_2= 1.875 \times 1.525 = \underline{\underline{2.859\text{m}^2}}$$

$$S_3=S_4= 1.875 \times 1.6 = \underline{\underline{3\text{m}^2}}$$

$$S = (2 \times 2.859) + (2 \times 3) = \underline{\underline{11.718\text{m}^2}}$$

$$S_p = (0.25 \times 4) + (0.25 \times 3.375) = \underline{\underline{1.844\text{m}^2}}$$

$$S_{\text{tot}} = S + S_p = 11.718 + 1.844 = \underline{\underline{13.562\text{m}^2}}$$

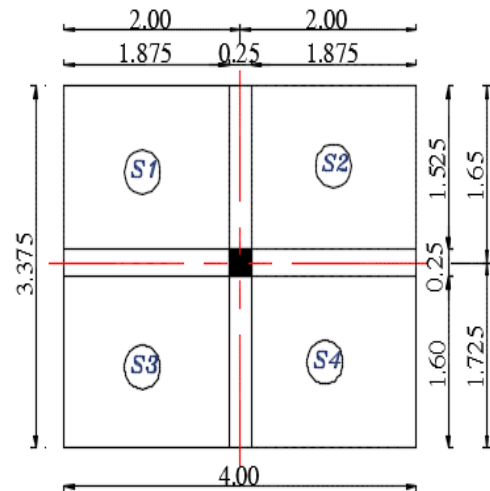


Figure II.13: surface d'influence

II.2.4.1.3. calcul des poids propres et des surcharges d'exploitation :

a. Poids propres :

• **Poids propre de la toiture :**

$$G_{\text{toiture}} = G_{\text{toiture}} \times S_{\text{tot}}$$

$$G_{\text{toiture}} = 1.8 \times 14.665 = \underline{\underline{26.397\text{KN}}}$$

• **Poids propre du plancher étage en attique :**

$$G_{\text{PEA}} = (G_{\text{EC}} \times S_{\text{CC}}) + (G_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}})$$

$$G_{\text{PEA}} = (5.64 \times 9.562) + (4.97 \times 4.00) = \underline{\underline{73.810\text{KN}}}$$

• **Poids propre du plancher étage courant, RDC et sous sol :**

$$G_{\text{PEC}} = G_{\text{EC}} \times S_{\text{tot}}$$

$$G_{\text{PEC}} = 5.64 \times 13.562 = \underline{\underline{76.490\text{KN}}}$$

• **Poids propre des poutres :**

• Poutres principales :

$$G_{\text{PP}} = 0.3 \times 0.35 \times 4 \times 25 = \underline{\underline{10.5\text{KN}}}$$

• Poutres secondaires :

$$G_{\text{PS}} = 0.25 \times 0.3 \times 3.375 \times 25 = \underline{\underline{6.328\text{KN}}}$$

Le poids total des poutres est :

$$G_{\text{poutres}} = G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}}$$

$$G_{\text{poutres}} = 10.5 + 6.328 = \underline{\underline{16.828\text{KN}}}$$

- **Poids des poteaux :**

$$G_{\text{pot}} = S \times h' \times \rho_{\text{béton}}$$

Avec :

$$h' : \text{la hauteur du poteau} : h' = h_{\text{étage}} - h_{\text{pp}}$$

$$S : \text{section minimale d'un poteau} : S = 30 \times 30$$

$$\delta_{\text{béton}} : \text{poids volumique du béton} : \rho_{\text{Béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

Nous avons :

$$\begin{cases} h'_{\text{RDC}} = h_{\text{RDC}} - h_{\text{pp}} \\ h'_{\text{RDC}} = 3.96 - 0.35 = \mathbf{3.61m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h'_{\text{SS/EC}} = h_{\text{SS/EC}} - h_{\text{pp}} \\ h'_{\text{SS/EC}} = 3.06 - 0.35 = \mathbf{2.71m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h'_{\text{toiture}} = h_{\text{toiture}} - h_{\text{pp}} \\ h'_{\text{toiture}} = 3.43 - 0.35 = \mathbf{3.08m} \end{cases}$$

$$G_{\text{pot RDC}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.61 \times 25 = \mathbf{8.123KN}$$

$$G_{\text{pot SS/EC}} = 0.3 \times 0.3 \times 2.71 \times 25 = \mathbf{6.098KN}$$

$$G_{\text{pot toiture}} = 0.3 \times 0.3 \times 3.08 \times 25 = \mathbf{6.930KN}$$

- b. **Surcharges d'exploitation :**

- **Toiture :** $Q_0 = Q \times S_{\text{tot}}$

Avec : $S_{\text{tot}} = 14.665 \text{ m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$Q_0 = 1 \times 14.665 = \mathbf{14.665 KN}$$

- **Attique, 4^{ème} + 3^{ème} + 2^{ème} + 1^{er} étage :** $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q \times S_{\text{tot}}$

Avec : $S_{\text{tot}} = 13.562 \text{ m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5 \times 13.562 = \mathbf{20.343KN}$$

- **Rez-de-chaussée :** $Q_6 = Q \times S_{\text{tot}}$

Avec : $S_{\text{tot}} = 13.562 \text{ m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (le poteau le plus sollicité se trouve dans la partie a usage commercial)

$$Q_6 = 2.5 \times 13.562 = \mathbf{33.905KN}$$

- **Sous sol 2, sous sol 1 :** $Q_7 = Q_8 = Q \times S_{\text{tot}}$

Avec : $S_{\text{tot}} = 13.562 \text{ m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 13.562 = \mathbf{20.343KN}$$

II.2.4.1.4. Loi de dégression des charges d’exploitation :

La loi de dégression est applicable pour les bâtiments à grand nombre de niveaux (n≥5), ce qui est notre cas, on se doit donc d’en tenir compte.

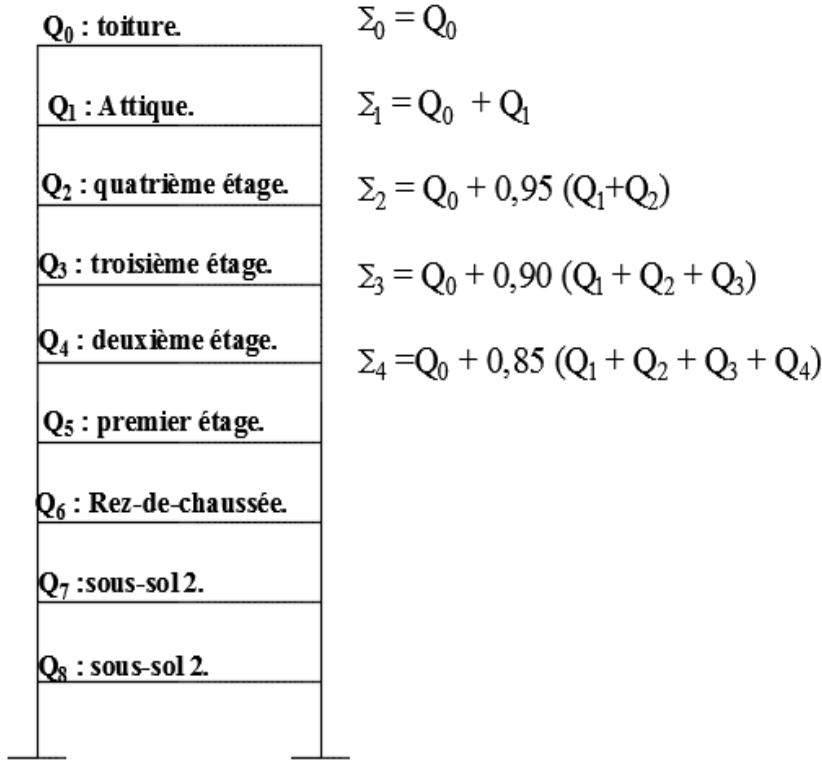


Figure II.14: loi de dégression des charges.

Pour n ≥ 5 :

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^{i=n} Q_n$$

* Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Etage Niveau	toiture -0-	attique -1-	4ème -2-	3ème -3-	2ème -4-	1er -5-	RDC -6-	s/sol ₁ -7-	s/sol ₂ -8-
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688

Tableau II.8 : coefficients réducteurs.

Elaboration des calculs :

$$\begin{aligned} \text{Toiture :} \quad \Sigma_0 &= Q_0 \\ &= 14.665 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Etage en attique :} \quad \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ &= 14.665 + 20.343 \\ &= 35.008 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{4^{ème} étage :} \quad \Sigma_2 &= Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \\ &= 14.665 + 0.95(20.343 \times 2) \\ &= 56.301 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{3^{ème} étage :} \quad \Sigma_3 &= Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &= 14.665 + 0.9(20.343 \times 3) \\ &= 69.591 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{2^{ème} étage :} \quad \Sigma_4 &= Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ &= 14.665 + 0.85(20.343 \times 4) \\ &= 83.831 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{1^{er} étage :} \quad \Sigma_5 &= Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \\ &= 14.665 + 0.80(20.343 \times 5) \\ &= 96.037 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{RDC :} \quad \Sigma_6 &= Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \\ &= 14.665 + 0.75((20.343 \times 5) + 33.905) \\ &= 116.380 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S/S}_1: \quad \Sigma_7 &= Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \\ &= 14.665 + 0.714((20.343 \times 6) + 33.905) \\ &= 126.023 \text{KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S/S}_2: \quad \Sigma_8 &= Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \\ &= 14.665 + 0.688((20.343 \times 7) + 33.905) \\ &= 135.964 \text{KN} \end{aligned}$$

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section [cm ²]		
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{totale}	$G_{Cumulée}$	Q [KN]	$Q_{Cumulée}$ [KN]	$N_s=G+Q$	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section trouvée (b×h)	Sections min du RPA
Toiture (0)	26.397	6.930	16.828	50.155	50.155	14.665	14.665	64.82	43.213	7×7	25×25
Etage en attique (1)	73.810	6.098	16.828	96.736	146.891	35.008	49.673	196.564	131.043	12×12	25×25
4 ^{ème} (2)	76.490	6.098	16.828	99.416	246.307	56.301	105.974	352.281	234.854	16×16	25×25
3 ^{ème} (3)	76.490	6.098	16.828	99.416	345.723	69.591	175.565	521.288	347.525	19×19	25×25
2 ^{ème} (4)	76.490	6.098	16.828	99.416	455.139	83.831	259.396	714.535	476.357	22×22	25×25
1 ^{er} (5)	76.490	6.098	16.828	99.416	544.555	96.037	355.433	899.988	599.992	25×25	25×25
RDC (6)	76.490	8.123	16.828	101.441	645.996	116.380	471.813	1117.809	745.206	28×28	28×28
Sous-sol 1 (7)	76.490	6.098	16.828	99.416	745.412	126.023	597.836	1343.248	895.499	30×30	30×30
Sous- sol 2 (8)	76.490	6.098	16.828	99.416	844.828	135.964	733.800	1578.628	1052.419	35×35	35×35

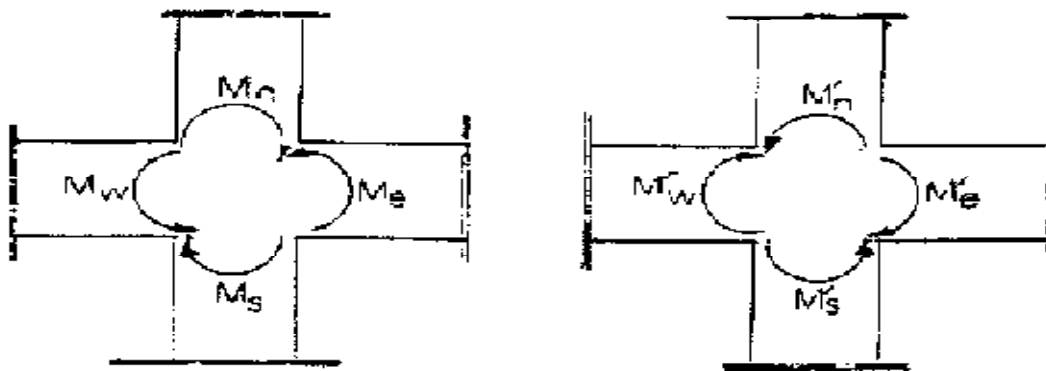
Tableau II.9 : descente de charges.

II Pré dimensionnement des éléments

On voit bien que les sections données par la descente des charges sont très minimales, certaines d'elles ne satisfont pas l'une des conditions exigées par le RPA ($\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa), on se doit donc de les augmenter, néanmoins on ne doit pas oublier les nœuds poteaux-poutres, il faut éviter la formulation d'une rotule plastique au niveau des poteaux et cela en se référant à l'article [7.6.2] du RPA 99 mod 2003, ainsi qu'à un projet de fin d'étude de l'année 2015¹.

Enoncé de l'article :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

Figure II.15: Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Nous avons : $M = \frac{\sigma \times I}{V}$

Avec :

- σ : contrainte du béton.
- I : moment quadratique : $I = \frac{bh^3}{12}$
- $V = \frac{h}{2}$.

En remplaçant M on aura : $\frac{\sigma \times I_n}{V_n} + \frac{\sigma \times I_s}{V_s} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma \times I_w}{V_w} + \frac{\sigma \times I_e}{V_e} \right)$

En posant: $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$
 $I_w = I_e = I_{\text{pout}}$

¹ Mémoire de fin d'étude sous thème : étude d'un bâtiment R+12+2ss à usage commercial et habitation, dirigé par M^{me} HADDAD MALEK, réalisé par : Ait Ziane Lyes et Belfaked Taoues, promotion 2014/2015.

II Pré dimensionnement des éléments

On aura: $\frac{I_{pot}}{V_{pot}} \geq 1.25 \frac{I_{pout}}{V_{pout}}$

Procédant au calcul Pour un Poteau carré de section (b×b).

$$b_{pot} \geq \sqrt[3]{\left(1.25 \frac{b_{pout} \times h_{pout}^3}{12 \times V_{pout}}\right) \times 6} \quad \text{Avec : } (b_{pout} \times h_{pout}) = (30 \times 35) \text{ Cm}^2$$

A.N : $b_{pot} \geq \sqrt[3]{\left(1.25 \frac{30 \times 35^3}{12 \times 17.5}\right) \times 6}$ D'où : $b_{pot} \geq 35.81 \text{ cm}$

On obtiendra (b×h) = (40×40).

On adoptera donc, les sections suivantes :

Niveau	Section adoptée (b×h) [cm ²]
Toiture	(35×35)
Etage en attique	(35×35)
4 ^{ème} étage	(40×40)
3 ^{ème} étage	(40×40)
2 ^{ème} étage	(40×40)
1 ^{er} étage	(45×45)
RDC	(45×45)
Sous-sol 1	(45×45)
Sous- sol 2	(50×50)

Tableau II.10 : sections des poteaux adoptées.

II.2.4.1.5. Vérification des sections des poteaux :

a. Selon l'article [7.7.1] du RPA 99 mod 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ▶ $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone I et II_a
- ▶ $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$ pour la zone II_b et III
- ▶ $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- ▶ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Section des poteaux des différents niveaux [cm ²]	Vérification des conditions	
35×35 (toiture)	Min (b,h) = 35 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 35 ≥ $\frac{343}{20} = 17.15\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
35×35 (Attique)	Min (b,h) = 35 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 35 ≥ $\frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
40×40 (du 2 ^{ème} au 4 ^{ème})	Min (b,h) = 40 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 40 ≥ $\frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
45×45 (1 ^{er} et le S/S1)	Min (b,h) = 45 > 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 45 ≥ $\frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
45×45 (RDC)	Min (b,h) = 45 ≥ 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 45 > $\frac{396}{20} = 19.80\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée
50×50 (S/S2)	Min (b,h) = 50 ≥ 25	Condition vérifiée
	Min (b,h) = 50 > $\frac{306}{20} = 15.30\text{cm}$	Condition vérifiée
	0.25 < 1 < 4	Condition vérifiée

Tableau II.11 : vérification des conditions du RPA.

b. Effort normal réduit article [7.4.3.1] du RPA 99 mod 2003 :

Enoncé de l'article :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$

Où

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Pour : $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, on aura :

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35)} : v = \frac{196.564}{350 \times 350 \times 25 \times 10^{-3}} = 0.064 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40)} : v = \frac{714.535}{400 \times 400 \times 25 \times 10^{-3}} = 0.178 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45)} : v = \frac{1343.248}{450 \times 450 \times 25 \times 10^{-3}} = 0.265 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{50)} : v = \frac{1578.628}{500 \times 500 \times 25 \times 10^{-3}} = 0.252 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification des poteaux au flambement :

• Définition du flambement :

Le flambement est en fait une sollicitation composée de compression et de flexion, mais dont l'étude est différente de la flexion composée parce que les méthodes sont différentes et que le flambement est un phénomène rapidement destructif. En effet, dans le cas du flambement, les déformations ne peuvent plus être supposées infiniment petites, et dans certains cas, de grandes déformations peuvent être causées. Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

• Longueur de flambement l_f :

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des poteaux et de leurs liaisons effectives.

• Évaluation de la longueur libre l_0 :

La longueur libre d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

$l_f = 0.7 l_0$ Si le poteau est à ses extrémités soit encasté dans un massif de fondations, soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

• Le rayon de giration :

Le rayon de giration est calculé par la formule suivante : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

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

S : Section transversale du poteau, qui est une section carrée ($B = b \times b$).

II**Pré dimensionnement des éléments**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{I/S}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

Section du poteau [cm²]	Longueur libre [m]	élancement λ	Vérification
(35×35) : Toiture	3.43	23.77	$\lambda = 23.77 \leq 50 \dots CV$
(35×35) : Attique	3.06	21.20	$\lambda = 21.20 \leq 50 \dots CV$
(40×40) : du 2^{ème} au 4^{ème}	3.06	18.55	$\lambda = 18.55 \leq 50 \dots CV$
(45×45) : 1^{er} et les le S/S1	3.06	16.49	$\lambda = 16.49 \leq 50 \dots CV$
(45×45) : RDC	3.96	21.34	$\lambda = 21.34 \leq 50 \dots CV$
(50×50) : S/S2	3.06	14.84	$\lambda = 14.84 \leq 50 \dots CV$

Tableau II.12 : vérification au flambement.

Conclusion :

Toutes les conditions étant vérifiées, les sections adoptées seront celle du **tableau II.10**.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude des éléments secondaires (la charpente, les escaliers, les balcons et les planchers, qui ne font pas partie du système de contreventement). L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA**.

III.2. Calcul des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux. Comme nous l'avons déjà indiqué au chapitre I, dont les poutrelles (Nervures) sont préfabriquées disposées transversalement suivant (yy), avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

III.2.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé, ayant pour but 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.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions du [BAEL 91/B.6.8,423] :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a- Armatures \perp aux poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Pour : } l \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad \text{Pour : } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : entre axes des poutrelles (cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

Dans notre cas ; $L=65\text{cm}$ $f_e= 500 \text{MPa}$

AN :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : $4\emptyset 5 = 0.78\text{cm}^2$ avec un espacement : $e=20\text{cm}$

b-Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0.78}{2} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera : $4\phi 5 = 0.78 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $e = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TSL 500) de dimension $(200 \times 200) \text{ mm}^2$.

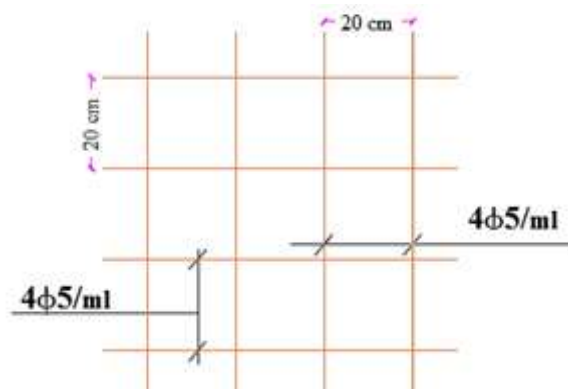


Figure III.1: Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Les poutrelles:

Elles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- avant coulage de la dalle de compression.
- après coulage de la dalle de compression.

A. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux qui est de : $w = 0.95 \text{ KN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

La portée à prendre en compte dans les calculs dans le cas où les poutrelles reposent sur des appuis en béton (dans notre cas c'est des poutres) est mesurée entre axes des appuis [BAEL 91/Art B.6.1, 1].

A.1. Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = S \times \rho_{\text{béton}} \quad \text{Avec : } \rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 \quad G_1 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = w \times L \quad \text{Avec : } L = 65 \text{ cm}$$

$$G_2 = 0.95 \times 0.65$$

$$f_{bu}=14.17\text{MPa}$$

$$M_0=3.72\text{KN.ml}$$

$$\mu_u = \frac{3.72 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.17} = 5.469 \gg \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{Section Doublement Armée.}$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite (12×4) cm^2 , il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

B. Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

B.1.Chargement :

• Poids propre des différents planchers :

$$\text{Etage courant : } G = G_{ec} \times L = 5.64 \times 0.65$$

$$G = \mathbf{3.666\text{KN/ml}}$$

$$\text{Terrasse accessible : } G = G_{terasse} \times L = 4.97 \times 0.65$$

$$G = \mathbf{3.231\text{KN/ml}}$$

• Surcharge d'exploitation :

$$\text{Usage commercial (RDC) : } Q = Q \times L = 2.5 \times 0.65$$

$$Q = \mathbf{1.625\text{KN/ml}}$$

$$\text{Usage d'habitation : } Q = Q \times L = 1.5 \times 0.65$$

$$Q = \mathbf{0.975\text{KN/ml}}$$

$$\text{Terrasse accessible : } Q = Q \times L = 1.5 \times 0.65$$

$$Q = \mathbf{0.975\text{KN/ml}}$$

Remarque :

Pour le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité (c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande surcharge Q).

Dans notre cas c'est le plancher du **RDC à usage commercial**.

• Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= (1.35 \times 3.666) + (1.5 \times 1.625)$$

$$q_u = \mathbf{7.387\text{KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$= 3.666 + 1.625$$

$$q_s = \mathbf{5.291\text{KN/ml}}$$

B.2. Dimensions de la poutrelle [B.A.E.L / Art A.4.1, 3] :

La largeur de l'hourdis « b_1 » à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$\bullet \frac{L}{10}; \frac{L'-b_0}{2}; \frac{2}{3}x$$

Donc :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L'-b_0}{2}; \frac{2}{3}x \right\}$$

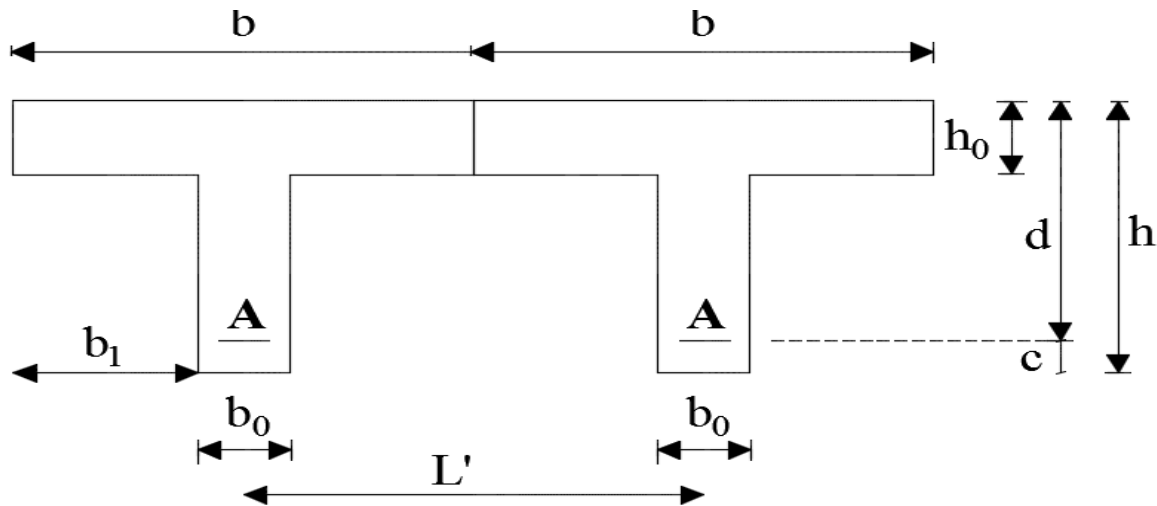


Figure III.3: Caractéristiques géométriques de la section en T

Avec :

L : longueur libre entre axes d'appuis ; $L=345\text{cm}$

L' : longueur libre entre axes des poutrelles ; $L'=65\text{cm}$

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

x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche ;

$$x = \frac{345}{2} = 172.5\text{cm}$$

AN :

- $\frac{L}{10} = \frac{345}{10} = 34.5\text{cm}$
- $\frac{L'-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm}$
- $\frac{2}{3}x = \frac{2}{3} \times 172.5 = 115\text{cm}$

D'où:

$$b_1 \leq \min\{34.5; 26.5; 115\}$$

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

On a :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$= (2 \times 26.5) + 12$$

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

C. Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants:

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

❖ **Evaluation des conditions de la méthode forfaitaire :**• **Domaine de validation de la méthode forfaitaire [B.A.E.L 91/Art B.6.2, 210] :**

- 1) la valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Avec :

$$2G = 2 \times 5.64$$

$$2G = 11.28\text{KN/m}^2$$

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

D'où :

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2 < 2G = 11.28\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- 2) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....**condition vérifiée**
- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$

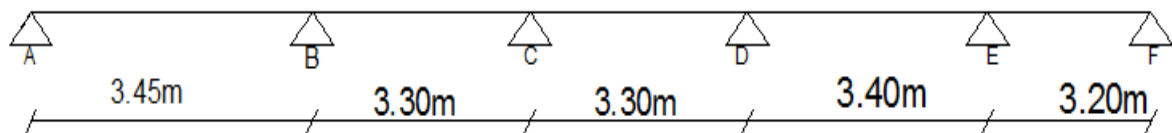


Figure III.4: portées successives des travées

- Travée AB-BC : $\frac{3.45}{3.30} = 1.045 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- Travée BC-CD : $\frac{3.30}{3.30} = 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- Travée CD-DE : $\frac{3.30}{3.40} = 0.971 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$
- Travée DE-EF : $\frac{3.40}{3.20} = 1.063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

- 4) La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.....**condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable, elle sera donc adoptée pour nos calculs.

• **Principe de la méthode [B.A.E.L91/ Art B.6.2, 211] :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

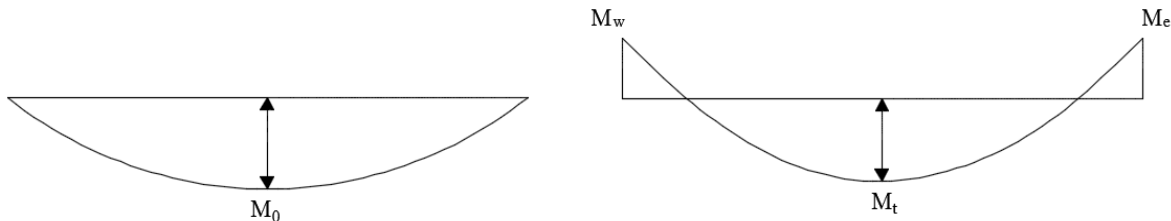


Figure III.5: moments en travée et aux appuis

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

Pour : $Q=0 \rightarrow \alpha=0$

Pour : $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

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

- M_w, M_e : Les 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, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t > \max\{1.05M_0; (1 + 1.03\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$; dans le cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$; 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 encastés.

Dans notre cas nous avons deux types de poutrelles à étudier : une sur six appuis, et l'autre sur trois appuis.

Type 01 : une poutre sur six appuis (cinq travées) :

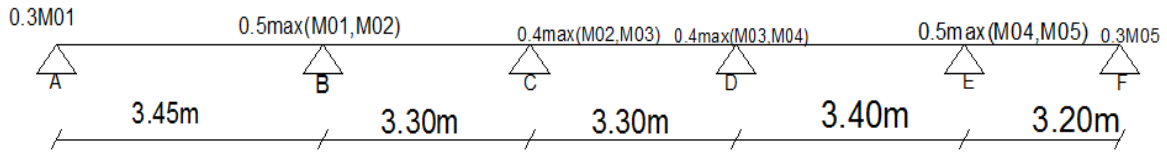


Figure III.6: Coefficients forfaitaires pour les moments sur appuis pour le type 01

• **Calcul des rapports de charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{Avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.625}{3.666+1.625} \quad 0 < \alpha = 0.307 < \frac{2}{3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

D'où :

- $1 + 0.3\alpha = 1.092$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.546$
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.646$

• **Calcul des moments isostatiques :**

Travée AB : $M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.45^2}{8} = \underline{10.99 \text{KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.30^2}{8} = \underline{10.056 \text{KN.m}}$

Travée CD : $M_{03} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.30^2}{8} = \underline{10.056 \text{KN.m}}$

Travée DE : $M_{04} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.40^2}{8} = \underline{10.674 \text{KN.m}}$

Travée EF : $M_{05} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.20^2}{8} = \underline{9.455 \text{KN.m}}$

• **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 10.99 = \underline{3.297 \text{KN.m}}$

$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 10.99 = \underline{5.495 \text{KN.m}}$

$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 10.056 = \underline{4.022 \text{KN.m}}$

$M_D = 0.4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 10.674 = \underline{4.270 \text{KN.m}}$

$M_E = 0.5 \max(M_{04}; M_{05}) = 0.5 \times 10.674 = \underline{5.337 \text{KN.m}}$

$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 9.455 = \underline{2.837 \text{KN.m}}$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée AB (travée de rive) :

▪ $M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.646 \times 10.99 = \underline{7.10 \text{KN.m}} \dots\dots\dots (1)$

▪ $M_{tAB} \geq \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tAB} \geq \left(1.092M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2}\right) = \underline{7.604 \text{KN.m}} \dots\dots\dots (2)$

On prend le max de (1) et (2) : $M_{tAB} = \underline{7.604 \text{KN.m}}$

Travée BC (travée intermédiaire) :

▪ $M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.564 \times 10.056 = 5.491 \text{KN.m} \dots \dots \dots (3)$

▪ $M_{tBC} \geq \max\{1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tBC} \geq \left(1.092M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2}\right) = 6.223 \text{KN.m} \dots \dots \dots (4)$

On prend le max de (3) et (4) : $M_{tBC} = 6.223 \text{KN.m}$

Travée CD (travée intermédiaire) :

▪ $M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.564 \times 10.056 = 5.491 \text{KN.m} \dots \dots \dots (5)$

▪ $M_{tCD} \geq \max\{1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_C+M_D}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tCD} \geq \left(1.092M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2}\right) = 6.835 \text{KN.m} \dots \dots \dots (6)$

On prend le max de (5) et (6) : $M_{tCD} = 6.835 \text{KN.m}$

Travée DE (travée intermédiaire) :

▪ $M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.564 \times 10.674 = 5.828 \text{KN.m} \dots \dots \dots (7)$

▪ $M_{tDE} \geq \max\{1.05M_{04}; (1 + 0.3\alpha)M_{04}\} - \frac{M_D+M_E}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tDE} \geq \left(1.092M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2}\right) = 6.853 \text{KN.m} \dots \dots \dots (8)$

On prend le max de (7) et (8) : $M_{tDE} = 6.853 \text{KN.m}$

Travée EF (travée de rive) :

▪ $M_{tEF} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.646 \times 9.455 = 6.108 \text{KN.m} \dots \dots \dots (9)$

▪ $M_{tEF} \geq \max\{1.05M_{05}; (1 + 0.3\alpha)M_{05}\} - \frac{M_E+M_F}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tEF} \geq \left(1.092M_{05} - \frac{M_E+M_F}{2}\right) = 6.238 \text{KN.m} \dots \dots \dots (10)$

On prend le max de (9) et (10) : $M_{tEF} = 6.238 \text{KN.m}$

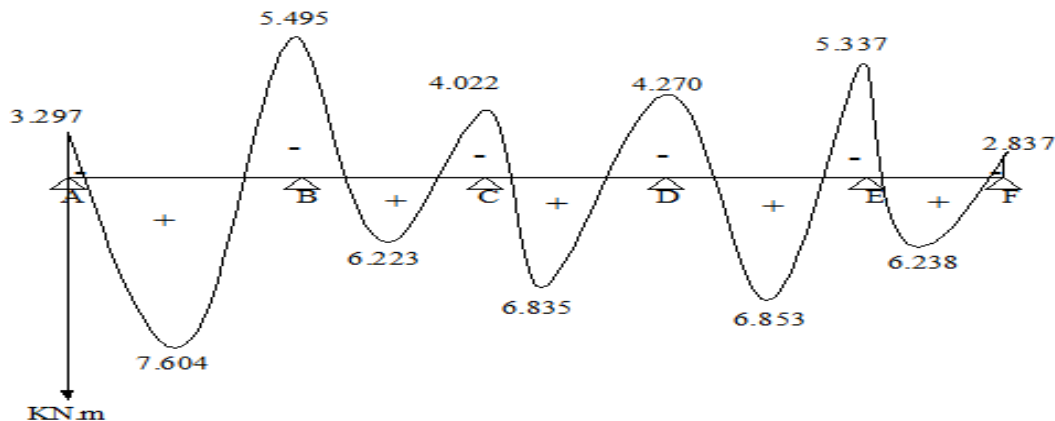


Figure III.7: diagramme des moments pour le type 01

• Calcul des efforts tranchants :

$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$ Avec : $\theta(x) = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$

III Calcul des éléments

Travée AB :

$$\bullet V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.387 \times 3.45}{2} + \frac{(-5.495) - (-3.297)}{3.45} = \underline{\underline{12.105 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{7.387 \times 3.45}{2} + \frac{(-5.495) - (-3.297)}{3.45} = \underline{\underline{-13.380 \text{ KN}}}$$

Travée BC :

$$\bullet V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-4.022) - (-5.495)}{3.30} = \underline{\underline{12.635 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-4.022) - (-5.495)}{3.30} = \underline{\underline{-11.742 \text{ KN}}}$$

Travée CD :

$$\bullet V_C = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-4.270) - (-4.022)}{3.30} = \underline{\underline{12.113 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_D = - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = - \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-4.270) - (-4.022)}{3.30} = \underline{\underline{-12.264 \text{ KN}}}$$

Travée DE :

$$\bullet V_D = + \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.387 \times 3.40}{2} + \frac{(-5.337) - (-4.270)}{3.40} = \underline{\underline{12.244 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_E = - \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = - \frac{7.387 \times 3.40}{2} + \frac{(-5.337) - (-4.270)}{3.40} = \underline{\underline{-12.872 \text{ KN}}}$$

Travée EF :

$$\bullet V_E = + \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.387 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.837) - (-5.337)}{3.20} = \underline{\underline{12.600 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_F = - \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = - \frac{7.387 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.837) - (-5.337)}{3.20} = \underline{\underline{-11.038 \text{ KN}}}$$

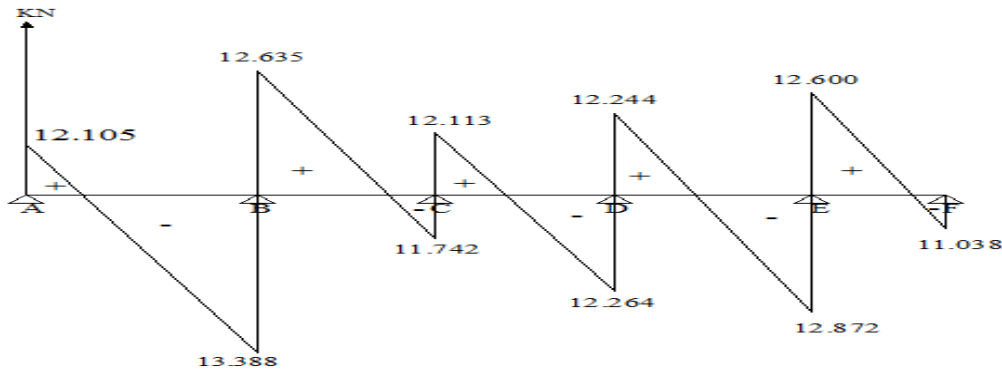


Figure III.8: diagramme des efforts tranchants pour le type 01

Type 02 : une poutre sur trois appuis (deux travées).

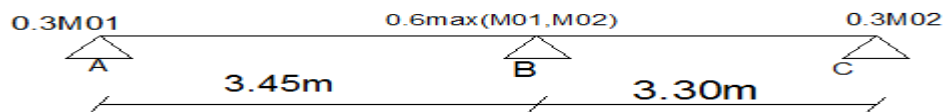


Figure III.9: Coefficients forfaitaire pour les moments sur appuis pour le type 02

• Calcul des moments isostatiques :

Travée AB : $M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.45^2}{8} = \underline{10.99 \text{KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = \frac{7.387 \times 3.30^2}{8} = \underline{10.056 \text{KN.m}}$

• Calcul des moments sur appuis :

$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 10.99 = \underline{3.297 \text{KN.m}}$

$M_B = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 10.99 = \underline{6.594 \text{KN.m}}$

$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 10.056 = \underline{3.017 \text{KN.m}}$

• Calcul des moments en travées :

Travée AB (travée de rive) :

▪ $M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.646 \times 10.99 = \underline{7.10 \text{KN.m}} \dots \dots \dots (1)$

▪ $M_{tAB} \geq \max\{1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tAB} \geq (1.092M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2}) = \underline{7.056 \text{KN.m}} \dots \dots \dots (2)$

On prend le max de (1) et (2) : $M_{tAB} = \underline{7.056 \text{KN.m}}$

Travée BC (travée de rive) :

▪ $M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.646 \times 10.056 = \underline{6.496 \text{KN.m}} \dots \dots \dots (3)$

▪ $M_{tBC} \geq \max\{1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$; avec: $(1 + 0.3\alpha) = 1.092 > 1.05$

$M_{tBC} \geq (1.092M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2}) = \underline{6.176 \text{KN.m}} \dots \dots \dots (4)$

On prend le max de (3) et (4) : $M_{tBC} = \underline{6.176 \text{KN.m}}$

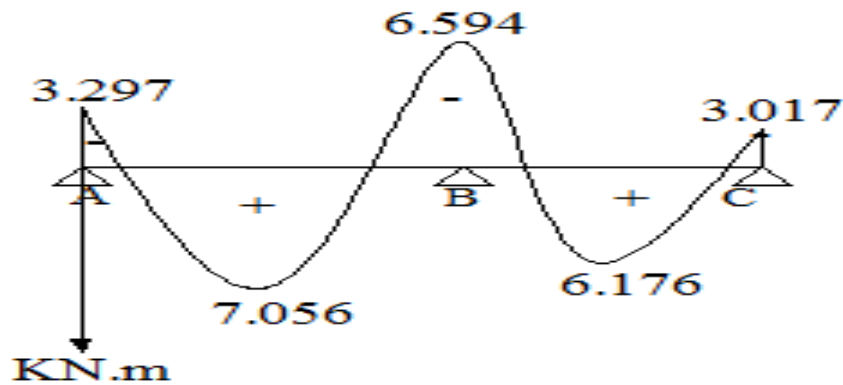


Figure III.10: Diagramme des moments pour le type02

• Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

▪ $V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.387 \times 3.45}{2} + \frac{(-6.594) - (-3.297)}{3.45} = \underline{11.787 \text{KN}}$

▪ $V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{7.387 \times 3.45}{2} + \frac{(-6.594) - (-3.297)}{3.45} = \underline{-13.7 \text{KN}}$

Travée BC :

$$\bullet V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-3.017) - (-6.594)}{3.30} = \underline{\underline{13.272 \text{ KN}}}$$

$$\bullet V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = - \frac{7.387 \times 3.30}{2} + \frac{(-3.017) - (-6.594)}{3.30} = \underline{\underline{-11.105 \text{ KN}}}$$

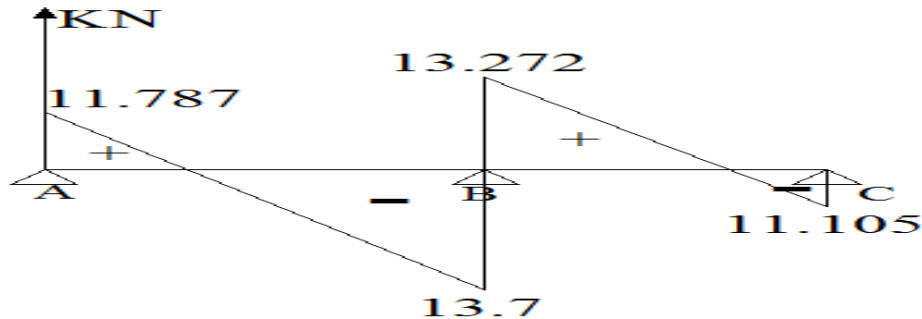


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants pour le type 02

D. Ferrailage de la poutrelle :

Le calcul se fait avec les moments max en travée et en appuis à l'ELU qui ont été donnés comme suit :

$$M_{t_{\max}} = 7.604 \text{ KN.m} \quad (\text{La poutrelle de type 01})$$

$$M_{ap_{\max}} = 6.594 \text{ KN.m} \quad (\text{La poutrelle type 02})$$

D.1. Calcul des armatures longitudinales :

- En travée ($M_{t_{\max}} = 7.604 \text{ KN.m}$):

On doit d'abord trouver la position de l'axe neutre, on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- Si : $M_{t_{\max}} > M_{tab}$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la nervure.
- Si : $M_{t_{\max}} < M_{tab}$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

Avec :

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

Et :

$$b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.17 \times 10^3 = \underline{\underline{58.947 \text{ KN.m}}}$$

$M_{t_{\max}} = 7.604 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.947 \text{ KN.m} \longrightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

La section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur **b=65cm** et de hauteur **h=20cm**.

$$\bullet \mu = \frac{M_{t_{\max}}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.604}{14.17 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.18^2} = \underline{\underline{0.025}}$$

$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\mu = 0.025 \longrightarrow \beta = \underline{0.9875}$$

$$\square A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.604 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.23 \text{cm}^2$$

On prend: $A_{st} = \underline{3HA10} = 2.36 \text{cm}^2$

- Aux appuis ($M_{ap \max} = 6.594 \text{KN.m}$):

$$\square \mu = \frac{M_{ap \max}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{6.594}{14.17 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots$ Section Simplement Armée (SSA).

$$\mu = 0.022 \longrightarrow \beta = \underline{0.989}$$

$$\square A_{ap} = \frac{M_{ap \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.594 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{cm}^2$$

On prend: $A_{ap} = \underline{2HA10} = 1.57 \text{cm}^2$

D.2. Calcul des armatures transversales:

- Diamètre des barres [BAEL91/Art A.7.2, 2] :

Le diamètre minimal des armatures transversales (ϕ_t) est donné comme suit:

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

Avec :

$$\phi_1^{\max} = 10 \text{mm} : \text{Le diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$h = 20 \text{cm} \quad b_0 = 12 \text{cm}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ϕ_6 , avec $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{cm}^2$

- Espacement des armatures [BAEL91/Art A.5.1, 22] :

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

$$S_t \leq \min\{0.9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{cm}$$

En prend: $S_t = 15 \text{cm}$

- Pourcentage minimum des armatures transversales [BAEL91/Art A.5.1, 22]:

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{MPa}$$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} = 1.267 \geq 0.4 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

D.3.vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2,1] :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$$

Avec :

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e} ; \text{ En travée.} \\ A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times d \times b_0 \times f_{t28}}{f_e} ; \text{ Aux appuis.} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{aligned} f_{t28} &= 2.1 \text{MPa} & f_e &= 400 \text{MPa} \\ d &= 18 \text{cm} & b &= 65 \text{cm} \end{aligned}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 18 \times 65 \times 2.1}{400} = 1.413 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{adoptée}} = 2.36 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.413 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\begin{aligned} f_{t28} &= 2.1 \text{MPa} & f_e &= 400 \text{MPa} \\ d &= 18 \text{cm} & b_0 &= 12 \text{cm} \end{aligned}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 18 \times 12 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{adoptée}} = 1.57 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.261 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_u^{\text{lim}}$

Avec:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} \quad [\text{Art A.5.1, 1 /B.A.E.L91}].$$

$$V_u^{\text{max}} = 13.7 \text{KN} \quad (\text{Effort tranchant maximale « poutrelle de type 02 »).$$

- Pour une fissuration peu préjudiciable on a :

$$\tau_u^{\text{lim}} \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91}].$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{13.7 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.634 \text{ MPA}}$$

$$\tau_u^{\text{lim}} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.333 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA}\} = \mathbf{3.333 \text{ MPA}}$$

D'où :

$$\tau_u = 0.634 \text{ MPA} < \tau_u^{\text{lim}} = 3.333 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

▪ **Sur l'acier :**

Appuis de rive [Art A.5.1.1, 312 /B.A.E.L91] :

On doit prolonger au delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_s \text{ min à ancrer} = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_s \text{ min à ancrer} = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.7 \times 10}{400} = 0.394 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{\text{ap adoptée}} = 1.01 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min à ancrer} = 0.394 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Appuis intermédiaire [Art A.5.1, 321 / BAEL91]:

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 d \times V_u$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive (côté travée) et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à: $V_u = \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{▪ } \mathbf{0.9d \times V_u^{\text{max}} = 0.9 \times 0.18 \times 13.7 = 2.219 \text{ KN.m}}$$

D'où :

$$M_{\text{ap max}} = \mathbf{6.594 \text{ KN.m}} > 0.9d \times V_u^{\text{max}} = \mathbf{2.047 \text{ KN.m}}$$

Donc on n'a pas besoin de prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui de rive.

▪ **Sur le béton [Art A.5.1, 313 /B.A.E.L91] :**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2 \times 13.7 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} \leq 0.8 \frac{25}{1.5}$$

D'ou:

$$1.409 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres :**

▪ Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite « longueur de scellement droit » :

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad [\text{B. A. E. L 91/Art A. 6. 1, 221}]$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence.

D'après le [B.A.E.L 91/Art A.61 ,21] Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime:

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement pris égale à 1.5 pour les barres à haute adhérence.

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

D'où :

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\text{MPa}}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = \mathbf{35.27\text{cm}}$$

▪ Les règles du [BAEL 91/art. A.6.1 ,253] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale a : $0.4l_s$ pour une barre HA de classe $f_e E400$.

$$\text{D'où : } l_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.27 = \mathbf{14.12\text{cm}}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et Entrainement des barres :**

La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se,u}$:

$$\tau_{se} < \tau_{se,u} \quad [\text{B. A. E. L91/artc A. 6. 1, 3}]$$

$$\text{Avec : } \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec: } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\text{MPa}}$$

$$\sum U_i = 2 \times 3.14 \times 10 = \mathbf{62.8\text{cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.7 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = \mathbf{1.347\text{MPa}}$$

D'où : $\tau_{se} = 1.347\text{MPa} < \tau_{se,u} = 3.15\text{MPa}$ condition vérifiée.

D.4.Vérification à l'ELS :

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

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

- **Combinaison de charge à l'ELS:**

$$q_s = G + Q = 3.666 + 1.625$$

$$q_s = \mathbf{5.291\text{KN/ml}}$$

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge q_u . Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.291}{7.387} = \mathbf{0.716}$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 7.604 \times 0.716 = \mathbf{5.444\text{KN.m}}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 6.594 \times 0.716 = \mathbf{4.721\text{KN.m}}$$

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de résistance de béton en compression:**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6f_{cj}$ [BAEL 91/art. A.4.5 ,2]

En travée :

- La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$:

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348\text{MPA}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = \mathbf{1.093} \quad \text{D'où : } K_1 = \mathbf{19.69} \quad \beta_1 = \mathbf{0.8558}$$

$$\sigma_s = \frac{5.444 \times 10^3}{0.8558 \times 18 \times 2.36} = \mathbf{149.748\text{MPA}}$$

$$\sigma_s = 149.748\text{MPA} < \overline{\sigma_s} = 348\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15\text{MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{149.748}{19.69} = \mathbf{7.605\text{MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.605\text{MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

- La contrainte dans l'acier : on doit vérifier que $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$:

$$\overline{\sigma_s} = \mathbf{0.6} \times f_{c28} = \mathbf{348\text{MPA}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{aps}^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{ap}}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{ap}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = \mathbf{0.727} \quad \text{D'où : } K_1 = \mathbf{25.485} \quad \beta_1 = \mathbf{0.8765}$$

$$\sigma_s = \frac{6.594 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.57} = \mathbf{266.210 \text{MPA}}$$

$$\sigma_s = 266.210 \text{MPA} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{MPA} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton : on doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$:

$$\square \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{MPA}}$$

$$\square \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{266.210}{25.485} = \mathbf{10.446 \text{MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = 10.446 \text{MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPA} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91] :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ts}^{\max}}{15M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher (**20cm**)

L : portée entre nus d'appuis (**3.45m**)

M_{ts}^{\max} : Moment max a l'ELS (**5.444KN.m**)

M_0 : Moment max de la travée isostatique (**10.99KN.m**)

A_{st} : Section des armatures (**2.36cm²**)

b : largeur de la section (**12cm**)

d : hauteur utile de la section droite (**18cm**)

- $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{345} = \mathbf{0.0580} \geq \frac{1}{22.5} = \mathbf{0.044} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{345} = \mathbf{0.0580} \geq \frac{M_{ts}^{\max}}{15M_0} = \frac{5.444}{15 \times 10.99} = \mathbf{0.033} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = \mathbf{0.011} > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = \mathbf{9 \times 10^{-3}} \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

III Calcul des éléments

Calcul de la flèche: on doit vérifier que :

$$f_v \leq \bar{f} \text{ [Art B.6.5, 2 /BAEL 91]}$$

D'ou:

$$\begin{aligned} \blacksquare f_v &= \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \\ \blacksquare \bar{f} &= \frac{l}{500} \text{ (pour } l \leq 5\text{m)} \quad \text{[Art B.6.5, 3/BAEL 91]} \end{aligned}$$

Avec :

M_t^s : Moment Max en travée à l'ELS. ($M_t^s = 5.444\text{KN/m}$)

l : Longueur libre de la poutrelle ($l=3.45\text{m}$)

E_v : Module de déformation longitudinale différé. $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865\text{MPa}$

I_{fv} : Moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section. $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

y_1 : Position de l'axe neutre. $y_1 = \frac{S}{B_0}$

S_{xx} : Moment isostatique par rapport à l'axe XX passant par le CDG.

B_0 : L'aire de la section homogène.

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15 \times A_t} \quad ; \quad y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 20^2}{2} \right) + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2.36} = 7.101\text{cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.101 = 12.899\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.101^3 + 12.899^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.101 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.899 - 2)^2$$

$$I_0 = 37569.181\text{cm}^4$$

▪ Calcul des coefficients μ et λ_v :

$$\delta = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \delta} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.495$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \delta \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.011 \times 149.26) + 2.1} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max\{0.576; 0\} = 0.576$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 37569.181}{1 + 1.495 \times 0.576} = 22204.962 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_v &= \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.444 \times 10^6 \times 3450^2}{10 \times 10818.865 \times 22204.962 \times 10^4} = 2.697 \text{ mm} \\ \bar{f} &= \frac{l}{500} = \frac{3450}{500} = 6.9 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$f_v = 2.697 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles des étages courants seront ferrillées comme suivant:

Armatures longitudinales :

- **3HA10** pour le lit inférieur.
- Lit supérieur, une barre de montage en **HA 10**.
- **1HA 10** en chapeau au niveau des appuis (lit supérieur).

Armatures transversales :

- Un étrier en $\phi 6$.

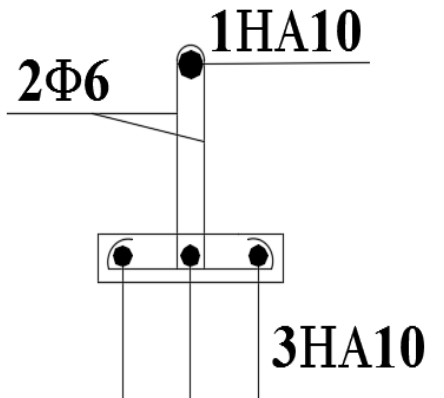


Figure III.12: les armatures de la poutrelle en travée.

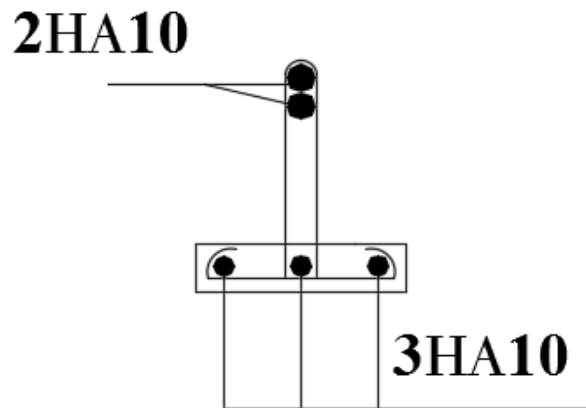


Figure III.13: les armatures de la poutrelle sur appuis.

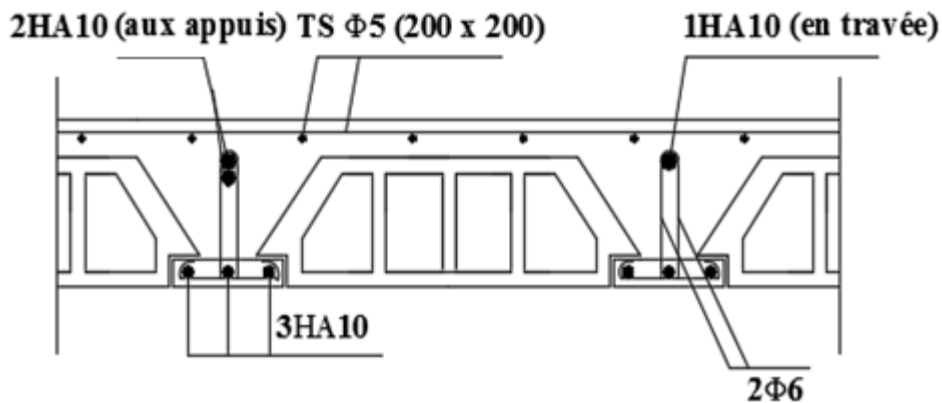


Figure III.14: les armatures du plancher corps creux.

III.3.Calcul des portes à faux :

Le porte à faux se calcule comme une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher, il est réalisé en dalle pleine ($e_p = 15\text{cm}$ (déterminé dans le chapitre II)). Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

Dans notre projet nous avons deux types de porte à faux différents :

- **Porte à faux extérieur (balcon) :** entouré avec un garde corps en brique de 1m de hauteur.

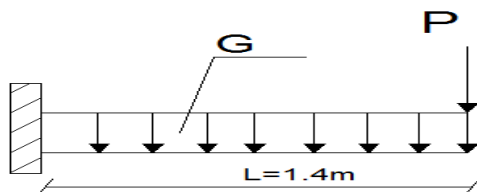


Figure III.15 : Schéma statique du balcon

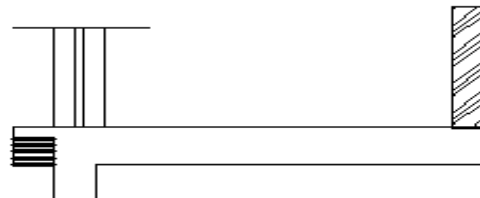


Figure III.16: porte-à-faux extérieur (balcon)

- **porte à faux intérieur :** entouré avec un mur extérieur en brique creuse 30cm d'épaisseur et de hauteur $h=2.91\text{m}$.

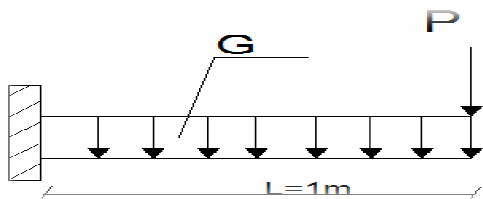


Figure III.17: Schéma statique du porte-à-faux intérieur

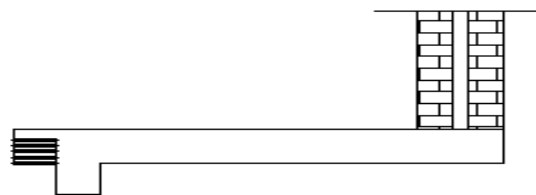


Figure III.18: porte-à-faux intérieur

III.3.1.Chargement :

- **Charges permanentes :**

G : les charges revenant au balcon et au porte-à-faux intérieur.

N ^o	Eléments	porte-à-faux intérieur G ₁ (KN/m ²)	Balcon G ₂ (KN/m ²)
01	Carrelage	0.4	0.4
02	Mortier de pose	0.4	0.4
03	Couche de sable	0.54	0.54
04	Dalle pleine	3.75	3.75
05	Enduit plâtre	0.2	0.2
		G₁=5.29KN/m²	G₂=5.29KN/m²

Tableau III.1 : les charges uniformément réparties.

$$G = G_1 = G_2 = 5.29\text{KN/m}^2$$

P₁ : poids propre du mur extérieur (en brique creuse 30cm).

$$P_1 = G_{me} \times (h_{\text{étage}} - e_p) \quad \text{avec : } G_{me} = 2.36\text{KN/m}^2 \text{ (la charge revenant au mur extérieur).}$$

$$P_1 = 2.36 \times (3.06 - 0.15)$$

$$P_1 = \mathbf{6.868\text{KN/m}^2}$$

P₂ : poids du garde corps (poids de la brique creuse +poids de l'enduit ciment× 2).

$$P_2 = (0.2 \times 2) + 0.9$$

$$P_2 = \mathbf{1.3\text{KN/m}^2}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation pour une console (les deux types de porte à faux) :

$$Q = Q_1 = Q_2 = \mathbf{3.5\text{KN/m}^2}.$$

✚ Le calcul se fait pour une bande de 1m:

$$G = 5.29 \times 1 = \mathbf{5.29\text{KN/ml}}$$

$$p_1 = 6.868 \times 1 = \mathbf{6.868\text{KN/ml}}$$

$$P_2 = 1.3 \times 1 = \mathbf{1.3\text{KN/ml}}$$

$$Q = 3.5 \times 1 = \mathbf{3.5\text{KN/ml}}$$

III.3.2 Calcul à ELU :

La console est calculée en flexion simple.

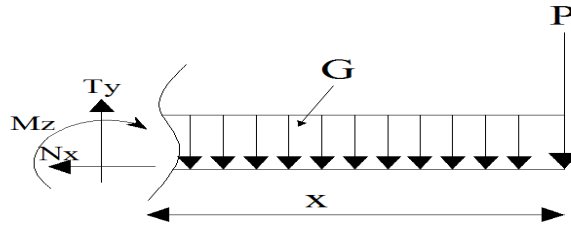


Figure III.19: Coupe du schéma statique.

• **Combinaison de charge :**

Pour la dalle pleine :

$$q_{Gu} = 1.35 G + 1.5 Q$$

Pour le mur intérieur et le garde corps:

$$q_{Pu} = 1.35P$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$q_{Gu1} = 12.392 \text{KN/ml}$	$q_{Gu2} = 12.392 \text{KN/ml}$
$q_{Pu1} = 9.272 \text{KN/ml}$	$q_{Pu2} = 1.755 \text{KN/ml}$

Tableau III.2 : les combinaisons de charge à l'ELU

• **Le moment M_u provoqué par la charge q_{Gu} et q_{Pu} :**

Sous la charge q_{Gu} : $M_{q_{Gu}} = -\frac{q_{Gu} \times l^2}{2}$

Sous la charge q_{Pu} : $M_{q_{Pu}} = -q_{Pu} \times l$

D'où : $M_{ui} = M_{q_{Gu}} + M_{q_{Pu}}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
$M_{q_{Gu1}}$		$M_{q_{Pu1}}$		$M_{q_{Gu2}}$		$M_{q_{Pu2}}$	
$x = 0\text{m}$	$x = l = 1\text{m}$	$x = 0\text{m}$	$x = L = 1\text{m}$	$x = 0\text{m}$	$x = L = 1.4\text{m}$	$x = 0\text{m}$	$x = L = 1.4\text{m}$
0	-6.196	0	-9.272	0	-12.144	0	-1.755
$M_{u1} = -15.468 \text{KN.m}$				$M_{u2} = -13.899 \text{KN.m}$			

Tableau III.3 : les moments fléchissant à l'ELU

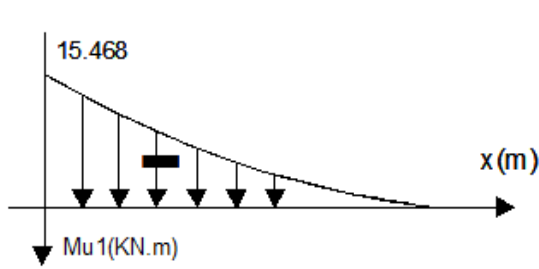


Figure III.20: Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELU.

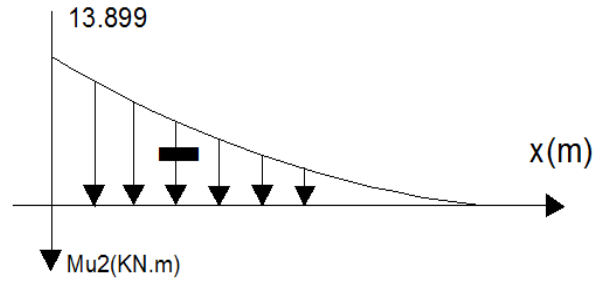


Figure III.21: Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU.

- L'effort tranchant v_u provoqué par la charge q_{Gu} et q_{Pu} :

Sous la charge q_{Gu} : $v_{qGu} = q_{Gu} \times l$

Sous la charge q_{Pu} : $v_{qPu} = q_{Pu}$

D'où : $V_{ui} = V_{qGu} + V_{qPu}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
V_{qGu1}		V_{qPu1}		V_{qGu2}		V_{qPu2}	
x = 0m	x = L = 1m	x = 0m	x = L = 1m	x = 0m	x = L = 1.4m	x = 0m	x = L = 1.4m
0	12.392	0	9.272	0	17.35	0	1.755
$v_{u1} = 21.664 \text{KN.m}$				$v_{u2} = 19.105 \text{KN.m}$			

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

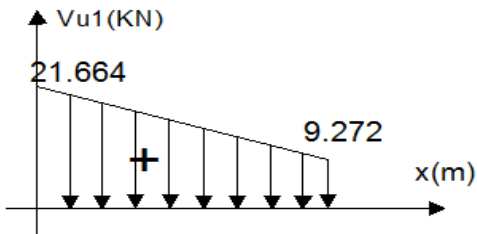


Figure III.22: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux intérieur à l'ELU.

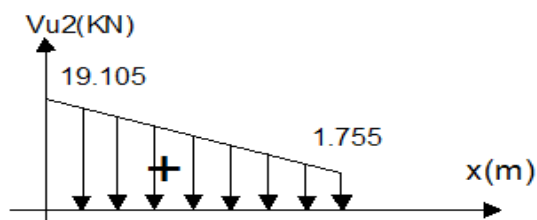


Figure III.23: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELU.

- Calcul des armatures :

Il consiste à étudier une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=15\text{cm}$ soumise à la flexion simple.

- Les armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_{ui}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$c=3\text{cm}$ (l'enrobage) $b=100\text{cm}$ $h=15\text{cm}$

$d=h-c=15-3=12\text{cm}$ (hauteur utile) $f_{bu}=14.17\text{MPa}$

$M_{u1} = -15.468\text{KN.m}$

$M_{u2} = -13.899\text{KN.m}$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\mu_1 = 0.076 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$	$\mu_2 = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A$
$\beta_1 = 0.960$	$\beta_2 = 0.965$

Tableau III.5 : Coefficients μ et β et le type d'armature pour la section.

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad (\sigma_{st} = 348 \text{MPa}) \quad ; \quad S_t = \frac{b}{n} \quad (n: \text{nombre des barres})$$

	Porte à faux intérieur	Balcon
A_p	$A_{p1} = 3.858 \text{cm}^2$	$A_{p2} = 3.449 \text{cm}^2$
Section adoptée	4HA12 = 4.52cm ²	4HA12 = 4.52cm ²
L'espacement	$S_{t1} = 25 \text{cm}$	$S_{t2} = 25 \text{cm}$

Tableau III.6 : les armatures principales et leurs espacements.

- **les armatures de répartition :**

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

	Porte à faux intérieur	Balcon
A_r	$A_{r1} = 1.13 \text{cm}^2$	$A_{r2} = 1.13 \text{cm}^2$
Section adoptée	4HA10 = 3.14cm ²	4HA10 = 3.14cm ²
L'espacement	$S_{t1} = 25 \text{cm}$	$S_{t2} = 30 \text{cm}$

Tableau III.7 : les armatures de répartitions et leurs espacements

III.3.3. Vérifications à l'ELU:

- a. **Vérification de l'espacement des barres :**

- Armature principales :

$$S_{t \min} < \min(3h; 33 \text{cm}) = \min(45; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

- Armature de répartition :

$$S_{t \min} < \min(4h; 45 \text{cm}) = \min(60; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

	Porte à faux intérieur		Balcon	
A_p	$S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm}$.	C.V	$S_t = 25 \text{cm} < 33 \text{cm}$.	C.V
A_r	$S_t = 25 \text{cm} < 45 \text{cm}$.	C.V	$S_t = 30 \text{cm} < 45 \text{cm}$.	C.V

Tableau III.8 : Vérification de l'espacement des barres.

- b. **Condition de non fragilité [BAEL91/Art A.4.2, 1] :**

On doit vérifier la condition suivante : $A_{pi} > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0.23 \times d \times b \times f_{t28}}{f_e}$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$A_p = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.449\text{cm}^2$ C.V	$A_p = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.449\text{cm}^2$ C.V

Tableau III.9 : Vérification de la condition de non fragilité.**c. la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \tau_u^{\text{lim}}$

Avec:

$$\tau_u = \frac{V_{ui}}{b \times d} \quad [\text{Art A.5.1, 1 /B.A.E.L91}].$$

- Pour une fissuration peu préjudiciable (porte à faux intérieur):

$$\tau_u^{\text{lim}} \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91}].$$

- Pour une fissuration préjudiciable (balcon):

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1, 211 /B.A.E.L91}].$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\tau_{u1} = 0.181\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ C.V	$\tau_{u2} = 0.159 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa}$ C.V

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte tangentielle**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et Entrainement des barres [B. A. E. L91/artc A. 6. 1, 3]:**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_{ui}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$

Avec :

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset \quad (\text{périmètre utile de la barre por le balcon et porte à faux})$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 12 = \underline{\underline{150.72\text{cm}}}$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\tau_{se1} = 1.331\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ C.V	$\tau_{se2} = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ C.V

Tableau III.11 : Vérification de la condition d'adhérence des barres.

Ancrage des barres :

- La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{f_e \times \phi}{4 \times \tau_{su}} \quad [\text{B. A. E. L 91/Art A. 6. 1, 221}]$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \Psi_s = 1.5$$

- Longueur des crochets :

$$l_a = 0.4 \times l_s \quad [\text{BAEL 91/art. A.6.1 ,253}]$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$L_s = 42.33 \text{ cm}$	$L_s = 42.33 \text{ cm}$
$L_a = 16.93 \text{ cm}$	$L_a = 16.93 \text{ cm}$

Tableau III.12 : Longueur de scellement droit et longueur des crochets.

III.3.4 Calcul à ELS :

- Combinaison de charge :

Pour la dalle pleine :

$$q_{Gsi} = G + Q$$

Pour le mur intérieur et le garde corps:

$$q_{Psi} = P$$

Porte à faux intérieur	Balcon
$q_{Gs1} = 8.79 \text{ KN/ml}$	$q_{Gs2} = 8.79 \text{ KN/ml}$
$q_{Ps1} = 6.868 \text{ KN/ml}$	$q_{Ps2} = 1.3 \text{ KN/ml}$

Tableau III.13 : les combinaisons de charge à l'ELS.

- Le moment M_{si} provoqué par la charge q_{Gsi} et q_{Psi} :

Sous la charge q_{Gu} : $M_{q_{Gsi}} = -\frac{q_{Gsi} \times l^2}{2}$

Sous la charge q_{psi} : $M_{q_{ps}} = -q_{Psi} \times l$

D'où : $M_{si} = M_{q_{Gsi}} + M_{q_{psi}}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
$M_{q_{Gs1}}$		$M_{q_{ps1}}$		$M_{q_{Gs2}}$		$M_{q_{ps2}}$	
$x = 0 \text{ m}$	$x = l = 1 \text{ m}$	$x = 0 \text{ m}$	$x = L = 1 \text{ m}$	$x = 0 \text{ m}$	$x = L = 1.4 \text{ m}$	$x = 0 \text{ m}$	$x = L = 1.4 \text{ m}$
0	-4.395	0	-6.868	0	-8.614	0	-1.82
$M_{s1} = -11.263 \text{ KN.m}$				$M_{s2} = -10.434 \text{ KN.m}$			

Tableau III.14 : les moments fléchissant à l'ELS.

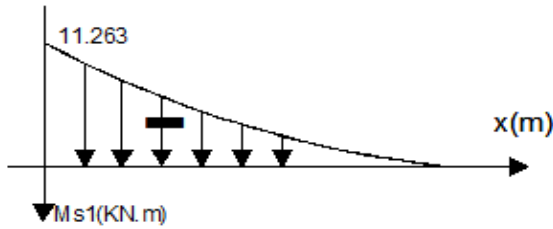


Figure III.24: Diagramme des moments de porte à faux intérieur à l'ELS

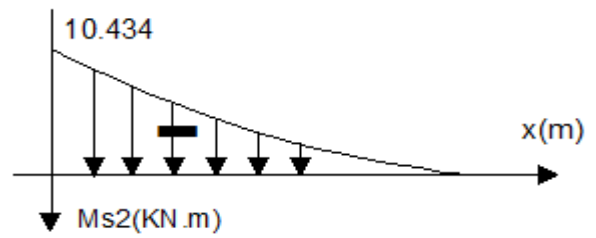


Figure III.25: Diagramme des moments de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS

- L'effort tranchant v_{si} provoqué par la charge q_{Gsi} et q_{Psi} :

Sous la charge q_{Gu} : $v_{q_{Gsi}} = q_{Gsi} \times l$

Sous la charge q_{psi} : $v_{q_{psi}} = q_{Psi}$

D'où : $V_{si} = V_{q_{Gsi}} + V_{q_{psi}}$

Porte à faux intérieur				Balcon			
$V_{q_{Gsi}}$		$V_{q_{psi}}$		$V_{q_{Gs2}}$		$V_{q_{ps2}}$	
$x = 0m$	$x = l = 1m$	$x = 0m$	$x = L = 1m$	$x = 0m$	$x = L = 1.4m$	$x = 0m$	$x = L = 1.4m$
0	8.79	0	6.868	0	12.306	0	1.3
$v_{s1} = 15.658KN$				$v_{s2} = 13.405KN$			

Tableau III.15 : les efforts tranchants à l'ELS.

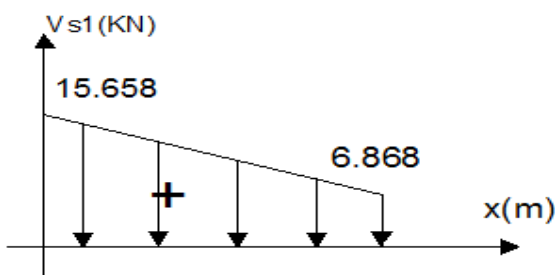


Figure III.26: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux intérieur à l'ELS

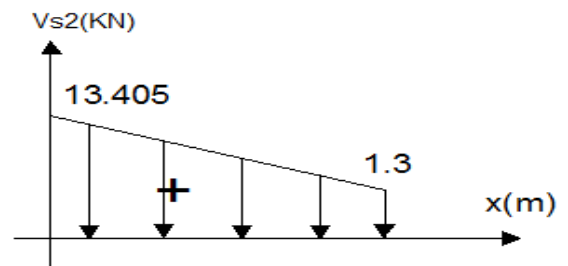


Figure III.27: Diagramme des efforts tranchants de porte à faux extérieur (balcon) à l'ELS

III.3.5. Vérifications à l'ELS:

- Etat limite de résistance de béton en compression:

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$ [BAEL 91/art. A.4.5 ,2]

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$:

▪ $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \underline{15MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_{si}}{\beta_1 \times A_s \times d}$ et $\rho_1 = \frac{100 \times A_{pi}}{b \times d} \Rightarrow$ Des tables, on aura : $\{\beta_1; K_1\}$

	Porte à faux intérieur	balcon
ρ_1	0.377	0.377
β_1	0.905	0.905
K_1	37.74	37.74
σ_s	229.449MPa	212.561MPa
σ_{bc}	6.08MPa	5.63MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	15MPa	15MPa
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C.V

Tableau III.16 : Vérification de l'état limite de résistance de béton en compression

• **Etat limite d'ouverture des fissures (Contrainte dans les aciers) :**

▪ Porte à faux intérieur :

Pour le porte-à-faux intérieur la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

▪ balcon :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, selon [BAEL 91/art. A.4.5 ,33] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max (0.5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA(coefficient de fissuration)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0.5400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min\{266.6; \max (200; 201.63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \underline{\underline{201.63 \text{ MPA}}}$$

On a: $\rho_1 = \frac{100 \times A_{pi}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905$

D'ou: $\sigma_s = \frac{M_{si}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.434 \times 10^6}{0.905 \times 452 \times 120} = \underline{\underline{212.561 \text{ MPA}}}$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation [Art B.6.5, 1 /BAEL 91] :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$

Porte à faux intérieur	Balcon
$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V	$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$ C.V
$\frac{A_p}{b \times d} = 0.0003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ C.V	$\frac{A_p}{b \times d} = 0.0003 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ C.V
$\frac{h}{L} = 0.15 > \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$ C.V	$\frac{h}{L} = 0.107 > \frac{M_s}{10M_0} = 0.1$ C.V

Tableau III.17 : Vérification de l'état limite de déformation.

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est dispensable.

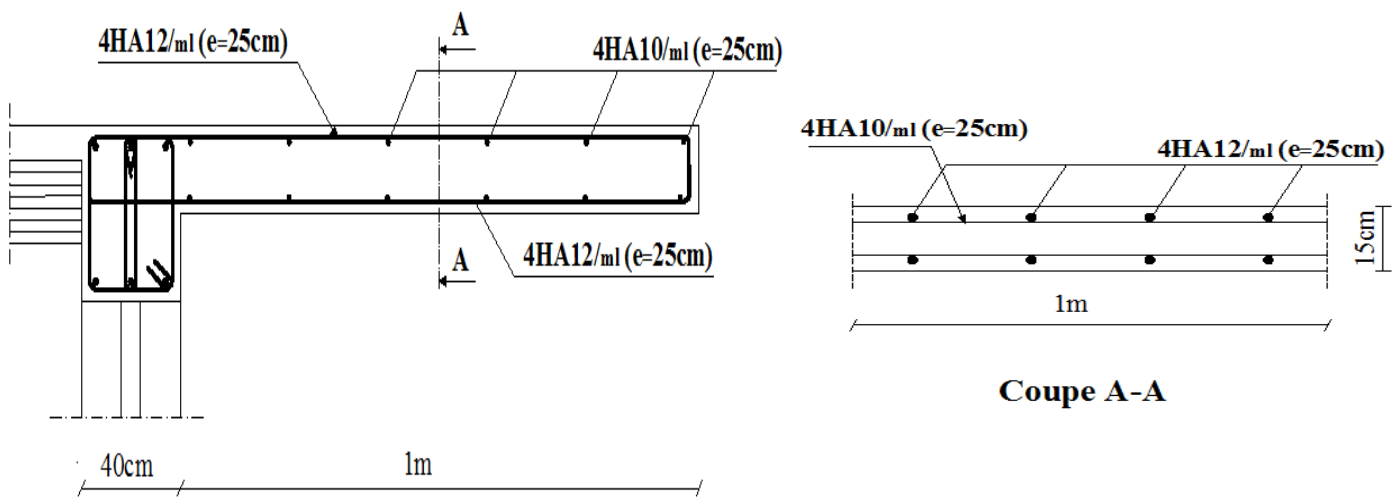


Figure III.28: Ferrailage du porte-à-faux intérieur

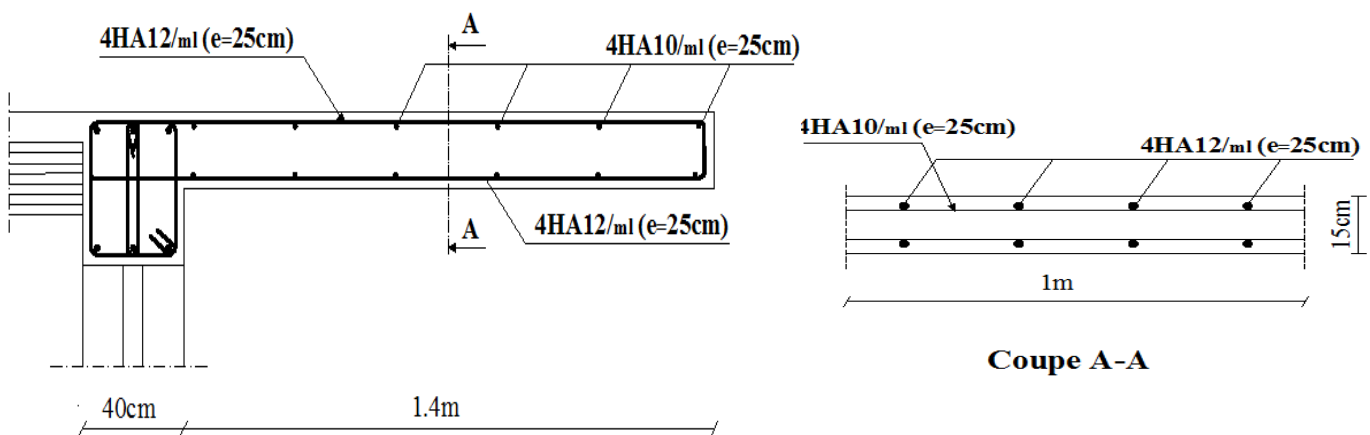


Figure III.29: Ferrailage du porte-à-faux extérieur

III.4. Calcul des escaliers :

III.4.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers ; Les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous n'avons qu'un seul type qui est : escaliers à marches droites à deux volées (**Figure III.1**).

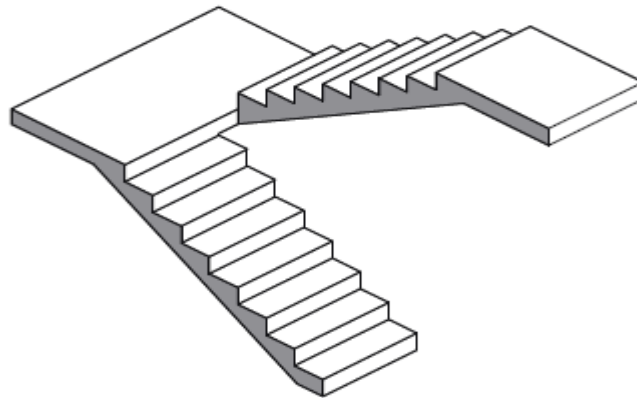


Figure III.30 : Escalier à deux volées parallèles avec palier intermédiaire.

III.4.2. Dimensionnement :

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les développements (calculs) ultérieurs.

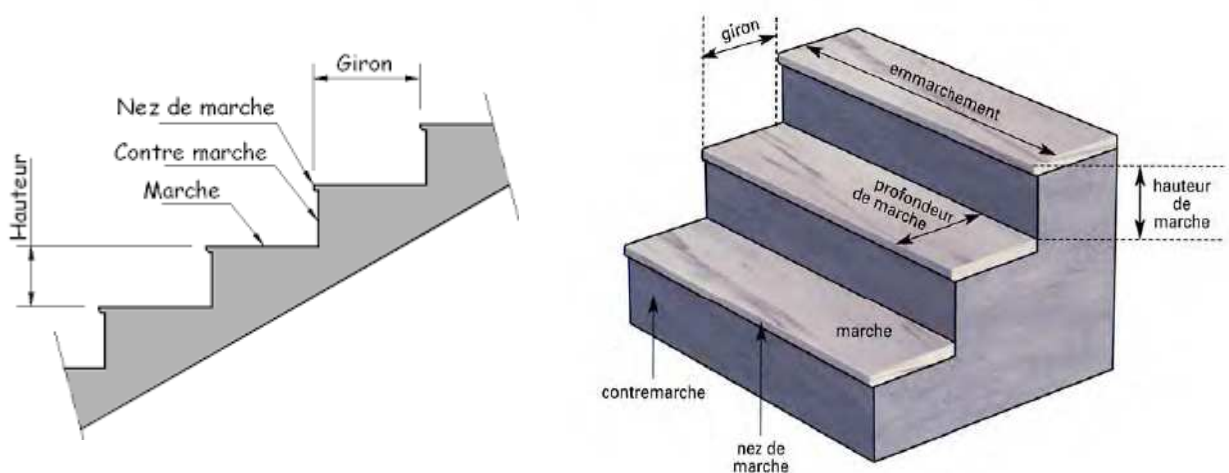


Figure III.31 : Constituants d'un escalier.

- Emmarchement : Largeur utile de l’escalier, qui correspond à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l’escalier).
- Hauteur de marche : Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives, cette hauteur varie généralement entre 14 et 20 cm. Dans les calculs de dimensionnement d’escalier, la hauteur d’une marche sera désignée par **h** et leur nombre **m**.
- Giron : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives, il varie entre 22 et 33 cm, il est noté : **g**.
Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l’escalier.
- Profondeur de marche : Distance horizontale entre nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche).
- Marche : Surface plane de l’escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- Contremarche : Face verticale située entre deux marches consécutives, le nombre de contremarches sera désigné **n**.
- Nez de marche : Bord extérieur de la marche.

III.4.2.1. Dimensionnement des marches et contremarches :

Formule de Blondel : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Les escaliers des différents étages se composent de deux volées identiques, sauf le RDC qui se compose de deux volées différentes, le dimensionnement de ces escaliers est représenté dans les tableaux qui suivent :

	H'	volée	H	h	g	n	m	g + 2h	L ₁	L ₂	L'
Etage courant	3.06	1	1.53	0.17	0.30	9	8	0.64	2.40	1.30	2.85
		2	1.53	0.17	0.30	9	8	0.64	2.40	1.30	2.85

Tableau III.18 : dimensions de l’escalier étage courant

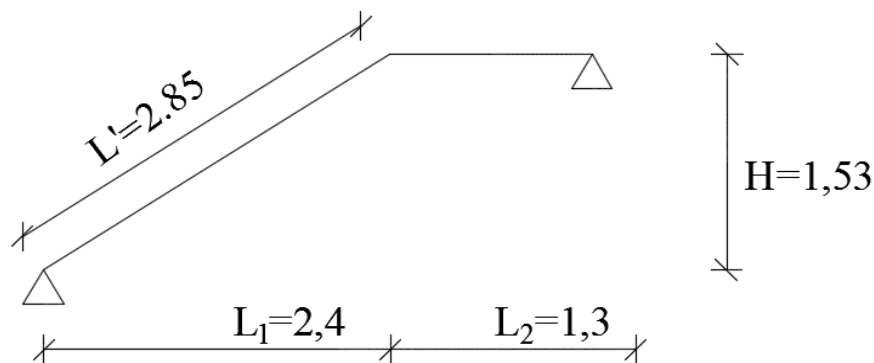


Figure III.32 : schéma statique de l’escalier étage courant.

	H'	volée	H	h	g	n	m	g + 2h	L ₁	L ₂	L'
RDC	3.96	1	1.62	0.18	0.30	9	8	0.66	2.40	1.30	2.90
		2	2.34	0.18	0.30	13	12	0.66	3.60	1.30	4.29

Tableau III.19 : dimensions de l'escalier RDC

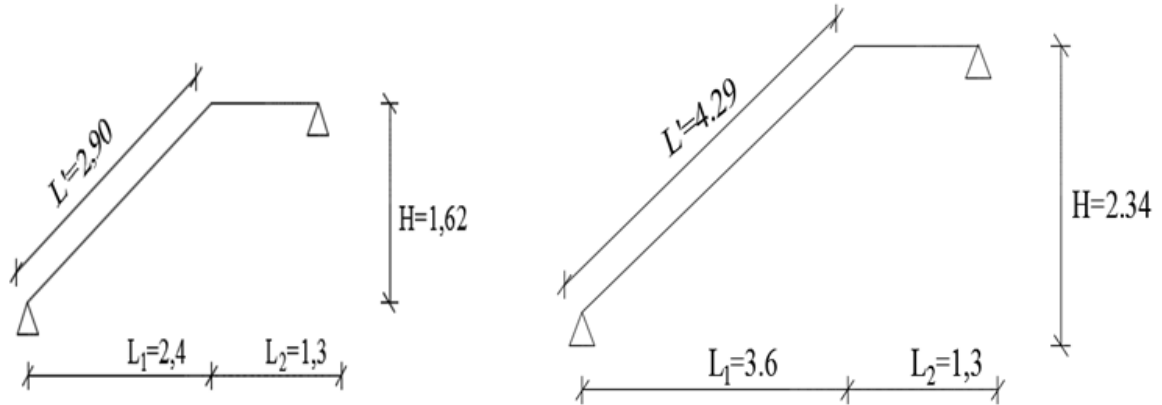


Figure III.33 : schéma statique de l'escalier du RDC.

Avec :

$$n = \frac{H}{h}$$

$$m = n - 1$$

$$L_1 = g \times m$$

$$L' = \sqrt{L_1^2 + H^2}$$

III.4.2.2. Epaisseur de la paillasse :

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

Avec : $L_0 = L' + L_2$

	L ₀ (cm)	$\frac{L_0}{30}$ (cm)	$\frac{L_0}{20}$ (cm)	e (cm)
Etage courant	415	13.83	20.75	<u>15</u>
RDC	559	18.63	27.95	<u>20</u>

Tableau III.20 : épaisseur de la paillasse

Procédons à présent au calcul du ferrailage qu'il faut adopter pour les escaliers :

A. Escaliers à deux volées identiques :

A.1. Sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en considérant une bande de 1m de projection horizontale, et une bande de 1m d'embranchement.

- **Charges permanentes :**

Palier		Volée	
Eléments	G (KN/m ²)	Eléments	G (KN/m ²)
Carrelage	0.4	Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4	Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54	Couche de sable	0.54
Poids du palier	3.75	Poids de la paillasse	4.47
Enduit plâtre	0.2	Enduit de ciment	0.4
G_{Palier}	<u>5.29</u>	Poids des marches	2.13
		Poids du garde corps	0.2
		G_{volée}	<u>8.54</u>

Tableau III.21 : charges permanentes du palier et de la volée

Avec :

$$\text{Poids}_{\text{volée}} = e_p \times \rho ; \text{ sachant que : } e_p = \frac{e}{\cos \alpha} \text{ et } \alpha = 32.5^\circ$$

$$\text{Poids}_{\text{paillasse}} = \frac{h}{2} \times \rho$$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

G et Q sont ramenées au mètre linéaire en multipliant chacune d'elles par : 1m.

	volée	Palier
ELU	$q_{uv} = 15.28 \text{ KN/ml}$	$q_{up} = 10.89 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{sv} = 11.04 \text{ KN/ml}$	$q_{sp} = 7.79 \text{ KN/ml}$

Tableau III.22 : combinaisons de charges

A.1.1. Calcul à l'ELU :

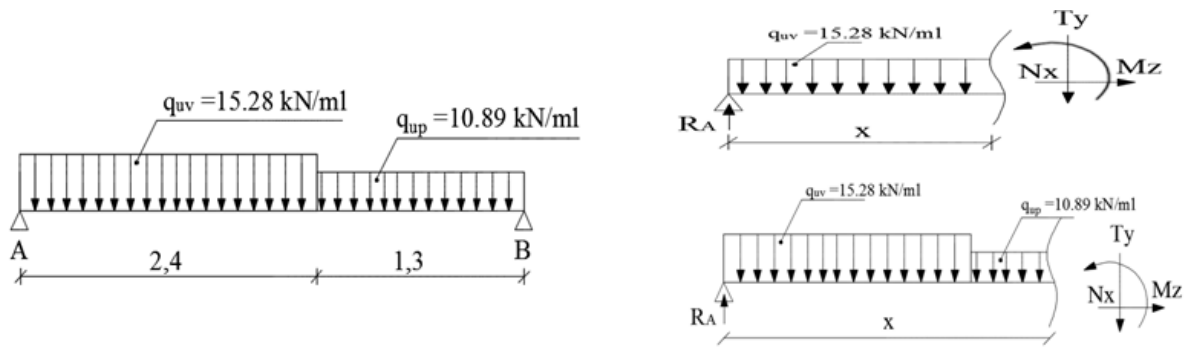


Figure III.34 : schémas statiques de calcul à l'ELU.

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (15.28 \times 2.40) + (10.89 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 50.83 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(15.28 \times \frac{2.40^2}{2}) + [10.89 \times 1.30 \times (2.40 + \frac{1.30}{2})]}{(2.40 + 1.30)}$$

$$R_B = 23.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } R_A = 27.27 \text{ KN.m}$$

• **Efforts internes :**

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	x (m)	T _Y (KN)	Expression	x (m)	M _Z (KN.m)
Tronçon (1)	T _Y (x) = R _A - q _{uv} (x)	x = 0	<u>27.27</u>	M _Z (x) = R _A (x) - $\frac{q_{uv}(x)^2}{2}$	x = 0	<u>0.00</u>
		x = 2.40	<u>-9.40</u>		x = 2.40	<u>21.44</u>
Tronçon (2)	T _Y (x) = 16.73 - q _{up} (x)	x = 2.40	<u>-9.40</u>	M _Z (x) = -9.4(x) + 44.01 - $\frac{q_{up}(x - 2.4)^2}{2}$	x = 2.40	<u>21.44</u>
		x = 3.70	<u>-23.56</u>		x = 3.70	<u>0.00</u>
					x = 1.78	M_Z^{max} = 24.33

Tableau III.23 : efforts internes à l'ELU

L'abscisse x=1.78 m est trouvée en résolvant l'équation T_Y(x) = 0 , ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : M_u^a = -0,3 × M_Z^{max} → M_u^a = **-7.30 KN.m**
- En travée : M_u^t = 0,85 × M_Z^{max} → M_u^t = **20.68 KN.m**

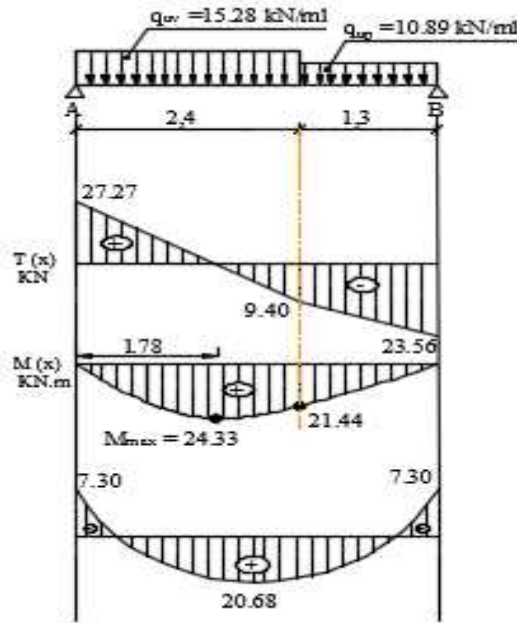


Figure III.35: Diagramme des moments à l'ELU

• Calcul des armatures:

Détermination des armatures à l'ELU						
	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm^2)	Section choisie Armatures longitudinales A_l (cm^2)	Armatures de répartition A_r (cm^2)
Sur appuis	$0.030 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.985	1.64	5HA12 = 5.65 Esp = 20 cm	4HA10 = 3.14 Esp = 25 cm
En travée	$0.086 < \mu_1 = 0.392$	S.S.A	0.955	4.80	5HA12 = 5.65 Esp = 20 cm	4HA10 = 3.14 Esp = 25 cm

Tableau III.24 : sections d'armatures

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

• Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [Art A. 4. 2, 1]} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

sur appuis : $A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ C.V.

en travée : $A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ C.V.

b. Espacement des barres [Art A. 8. 2, 42]:▪ **Armatures principales :**

$$E_{sp}^{\min} = \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \begin{cases} \text{sur appuis : Esp} = 20\text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ \text{en travée : Esp} = 20\text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{cases}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$E_{sp}^{\min} = \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \begin{cases} \text{sur appuis : Esp} = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ \text{en travée : Esp} = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{cases}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable [Art A. 5. 1, 1]}$$

$$\text{Avec : } V_u = 27.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right\} \quad [\text{Art A. 5. 1, 211}]$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{27.27 \times 10^3}{10^3 \times 130} = \underline{0.21 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPA}\right\} = \underline{3.33 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = 0.21 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

d. Contrainte d'adhérence :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_i u} \dots\dots\dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \\ \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \sum_i u = n \times \pi \times \Phi \text{ et } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{27.27}{0.9 \times 0.13 \times (4 \times 3.14 \times 12)} = \underline{1.55 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \underline{3.15 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} = 1.55 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

e. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad [\text{Art A. 6. 1, 221}] \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad [\text{Art A. 6. 1, 21}]$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = \underline{42.33 \text{ cm}}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A. 5. 1, 313}]$$

$$V_u^{\max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d$$

$$\begin{cases} V_u = \frac{0.4 \times 25 \times (0.9 \times 13) \times 100}{1.5} = \underline{780 \text{ KN}} \\ V_u^{\max} = \underline{27.27 \text{ KN}} \end{cases} \Rightarrow V_u^{\max} = 27.27 \text{ KN} \leq V_u = 780 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

A.1.2. Calcul à l'ELS :

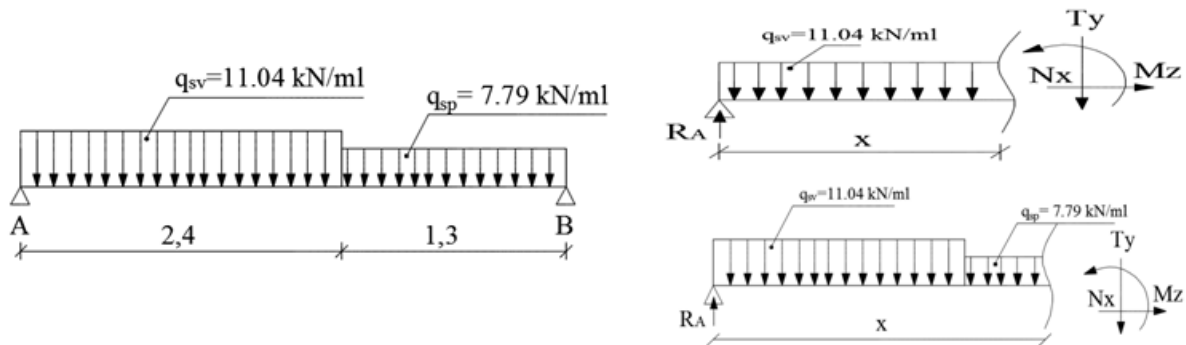


Figure III.36 : schémas statiques de calcul à l'ELS.

• Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (11.04 \times 2.40) + (7.79 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 36.62 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(11.04 \times \frac{2.40^2}{2}) + [7.79 \times 1.30 \times (2.40 + \frac{1.30}{2})]}{(2.40 + 1.30)}$$

$$R_B = 16.94 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } R_A = 19.68 \text{ KN.m}$$

• Efforts internes :

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	x (m)	T _Y (KN)	Expression	x (m)	M _Z (KN.m)
Tronçon (1)	T _Y (x) = R _A - q _{sv} (x)	x = 0	19.68	M _Z (x) = R _A (x) - $\frac{q_{sv}(x)^2}{2}$	x = 0	0.00
		x = 2.40	-6.82		x = 2.40	15.40
Tronçon (2)	T _Y (x) = 11.88 - q _{sp} (x)	x = 2.40	-6.82	M _Z (x) = -6.89(x) + 31.80 - $\frac{q_{sp}(x - 2.4)^2}{2}$	x = 2.40	15.40
		x = 3.70	-16.94		x = 3.70	0.00
					x = 1.78	M_Z^{max} = 17.54

Tableau III.25 : efforts internes à l'ELS

L'abscisse x=1.78 m est trouvée en résolvant l'équation T_Y(x) = 0 , ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : M_s^a = -0,3 × M_Z^{max} → M_s^a = **-5.27 KN.m**
- En travée : M_s^t = 0,85 × M_Z^{max} → M_s^t = **14.91 KN.m**

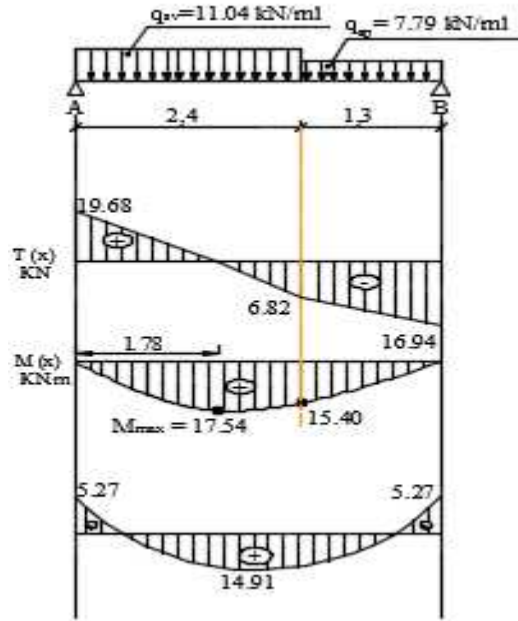


Figure III.37: Diagramme des moments à l'ELU

• Vérifications :

a. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad [\text{Art A.4.5,2}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ K_1 : \text{dépend de } \rho_1 \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \right) \end{cases}$$

K_1 et β_1 sont tirés à partir du tableau (tableau 7 donné en cours)

	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
Sur appuis	0.348	0.908	39.55	79.02	<u>2.50</u>	<u>15</u>	C.V
En travée	0.435	0.899	34.70	225.80	<u>6.51</u>	<u>15</u>	C.V

Tableau III.26 : vérification de l'état limite de compression du béton

b. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_{vj} \times I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- $B_0 = B + (n \times A) = (b \times h) + (15 \times A)$
 $B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = \underline{1584.75 \text{ cm}^2}$

III

Calcul des éléments

- $S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d$
 $S_{/xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = \underline{12351.75 \text{ cm}^3}$
- $V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = \underline{7.79 \text{ cm}}$
- $V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = \underline{7.21 \text{ cm}}$
- $I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{B}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = \underline{30551.61 \text{ cm}^4}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{5 \times (11.04) \times 3.7^4}{384 \times (10818.865 \times 10^3) \times (30551.61 \times 10^{-8})} = 0.0052 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{3.70}{500} = 0.0074 \text{ m} \end{array} \right.$$

f = 0.0052 m > \bar{f} = 0.0074 m ... Condition non vérifiée

Pour que la flèche soit vérifiée, une augmentation de l'épaisseur de la paillasse s'impose, sa valeur sera désormais égale à 20 cm.

Il n'est pas nécessaire de refaire les calculs pour le ferrailage, on adoptera les mêmes sections à savoir :

	Armatures longitudinales $A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	Armatures de répartition $A_r \text{ (cm}^2\text{)}$
Sur appuis	5HA12 = 4.52 Esp = 20 cm	4HA10 = 3.14 Esp = 25 cm
En travée	5HA12 = 5.65 Esp = 20 cm	4HA10 = 3.14 Esp = 25 cm

Tableau III.27 : section d'armatures

- Vérification de la flèche pour une épaisseur de 20 cm :

Palier		Volée	
Eléments	G (KN/m ²)	Eléments	G (KN/m ²)
Carrelage	0.4	Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4	Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54	Couche de sable	0.54
Poids du palier	5	Poids de la paillasse	5.93
Enduit plâtre	0.2	Enduit de ciment	0.4
G_{Palier}	<u>6.54</u>	Poids des marches	2.13
		Poids du garde corps	0.2
		G_{volée}	<u>10.00</u>

Tableau III.28 : charges permanentes (palier et volée)

Combinaison de charges :

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

G et Q sont ramenées au mètre linéaire en multipliant chacune d'elles par : 1m.

$$\text{volée : } q_{sv} = 12.50 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = 8.04 \text{ KN/ml}$$

- $B_0 = B + (n \times A)$
 $= (b \times h) + (15 \times A)$
 $B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = \underline{2084.75 \text{ cm}^2}$
- $S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d$
 $S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = \underline{21525.5 \text{ cm}^3}$
- $V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = \underline{10.325 \text{ cm}}$
- $V_2 = h - V_1 = 20 - 10.325 = \underline{9.675 \text{ cm}}$
- $I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{B}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = \underline{71870.17 \text{ cm}^4}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{5 \times (12.5) \times 3.7^4}{384 \times (10818.865 \times 10^3) \times (71870.17 \times 10^{-8})} = 0.0039 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{3.70}{500} = 0.0074 \text{ m} \end{array} \right.$$

f = 0.0039 m < \bar{f} = 0.0074 m **Condition vérifiée**

B. Escaliers à deux volées différentes :**B.1. Sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en considérant une bande de 1m de projection horizontale, et une bande de 1m d'embranchement.

- **Charges permanentes :**

Palier		Volée	
Eléments	G (KN/m ²)	Eléments	G (KN/m ²)
Carrelage	0.4	Carrelage	0.4
Mortier de pose	0.4	Mortier de pose	0.4
Couche de sable	0.54	Couche de sable	0.54
Poids du palier	5.00	Poids de la paille	5.96
Enduit plâtre	0.2	Enduit de ciment	0.4
G_{Palier}	<u>6.54</u>	Poids des marches	2.25
		Poids du garde corps	0.2
		G_{volée}	<u>10.15</u>

Tableau III.29 : charges permanentes du palier et de la volée

Tableau III.

Avec :

$$\text{Poids}_{\text{volée}} = e_p \times \rho ; \text{ sachant que : } e_p = \frac{e}{\cos \alpha} \text{ et } \alpha = 33.02^\circ$$

$$\text{Poids}_{\text{paille}} = \frac{h}{2} \times \rho$$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

- **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

G et Q sont ramenées au mètre linéaire en multipliant chacune d'elles par : 1m.

	volée	Palier
ELU	$q_{uv} = 17.45 \text{ KN/ml}$	$q_{up} = 12.58 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{sv} = 12.65 \text{ KN/ml}$	$q_{sp} = 9.04 \text{ KN/ml}$

Tableau III.30 : combinaison de charges

B.1.1. Calcul à l'ELU :

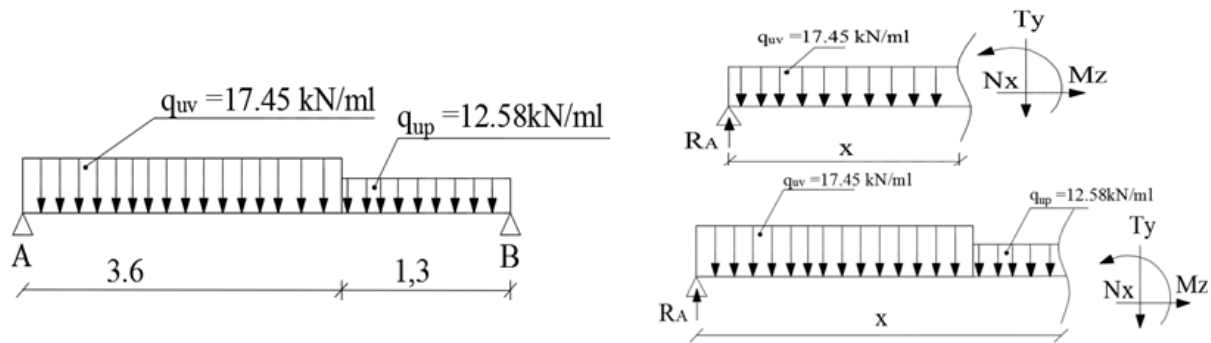


Figure III.38 : schémas statiques de calcul à m'ELU.

• **Réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = (17.45 \times 3.60) + (12.58 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 79.17 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(17.45 \times \frac{3.60^2}{2}) + [12.58 \times 1.30 \times (3.60 + \frac{1.30}{2})]}{(3.60 + 1.30)}$$

$$R_B = 37.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } R_A = 41.91 \text{ KN.m}$$

• **Efforts internes :**

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	x (m)	T _Y (KN)	Expression	x (m)	M _Z (KN.m)
Tronçon (1)	T _Y (x) = R _A - q _{uv} (x)	x = 0	41.91	M _Z (x) = R _A (x) - $\frac{q_{uv}(x)^2}{2}$	x = 0	0.00
		x = 3.60	-20.91		x = 3.60	37.80
Tronçon (2)	T _Y (x) = 24.38 - q _{up} (x)	x = 3.60	-20.91	M _Z (x) = -20.91(x) + 113.076 - $\frac{q_{up}(x - 3.6)^2}{2}$	x = 3.60	37.80
		x = 4.9	-37.26		x = 4.9	0.00
					x = 2.4	M_Z^{max} = 50.33

Tableau III.31 : efforts internes à l'ELU

L'abscisse x=2.4 m est trouvée en résolvant l'équation T_Y(x) = 0 , ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

▪ Aux appuis : M_u^a = -0,3 × M_Z^{max} → M_u^a = **-15.10 KN.m**

▪ En travée : M_u^t = 0,85 × M_Z^{max} → M_u^t = **42.78KN.m**

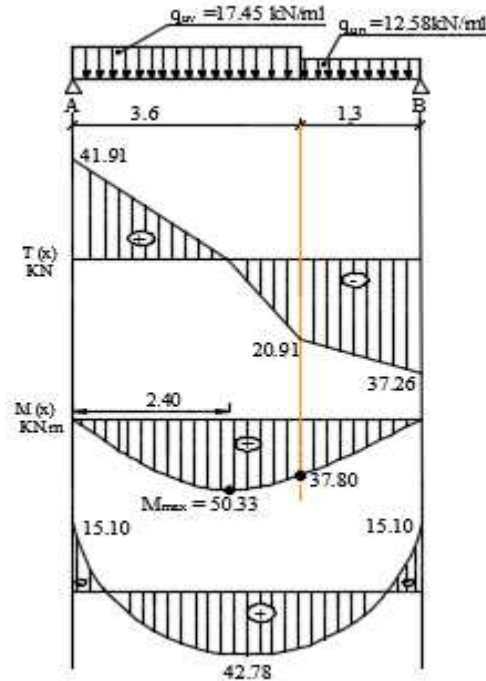


Figure III.39: Diagramme des moments à l'ELU

• Calcul des armatures:

Détermination des armatures à l'ELU						
	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures longitudinales A _l (cm ²)	Armatures de répartition A _r (cm ²)
Sur appuis	0.033 < $\mu_1=0.392$	S.S.A	0.984	2.45	5HA14=7.70 Esp = 20cm	4HA10=3.14 Esp = 25 cm
En travée	0.093 < $\mu_1=0.392$	S.S.A	0.952	7.17	5HA14= 7.70 Esp = 20cm	4HA10=3.14 Esp = 25 cm

Tableau III.32 : section d'armatures

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

• Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [Art A. 4. 2, 1]} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

sur appuis : A = 7.70cm² > A_{min} = 2.17 cm² C. V.

en travée : A = 7.70cm² > A_{min} = 2.17cm² C. V.

b. Espacement des barres [Art A. 8. 2, 42]:▪ **Armatures principales :**

$$E_{sp}^{\min} = \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \begin{cases} \text{sur appuis : Esp} = 20\text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ \text{en travée : Esp} = 20\text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{cases}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$E_{sp}^{\min} = \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \begin{cases} \text{sur appuis : Esp} = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ \text{en travée : Esp} = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{cases}$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable [Art A. 5. 1, 1]}$$

$$\text{Avec : } V_u = 41.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right\} \quad [\text{Art A. 5. 1, 211}]$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{41.91 \times 10^3}{10^3 \times 180} = \underline{0.23 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPA}\right\} = \underline{3.33 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = 0.23 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

d. Contrainte d'adhérence :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_i u} \dots\dots\dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \\ \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \sum_i u = n \times \pi \times \Phi \text{ et } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers H. A}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{41.91}{0.9 \times 0.18 \times (4 \times 3.14 \times 12)} = \underline{1.72 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \underline{3.15 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} = 1.72 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

e. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad [\text{Art A. 6. 1, 221}] \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \quad [\text{Art A. 6. 1, 21}]$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = \underline{42.33 \text{ cm}}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A. 5. 1, 313}]$$

$$V_u^{\max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d$$

$$\begin{cases} V_u = \frac{0.4 \times 25 \times (0.9 \times 18) \times 100}{1.5} = \underline{1080 \text{ KN}} \\ V_u^{\max} = \underline{41.91 \text{ KN}} \end{cases} \Rightarrow V_u^{\max} = 41.91 \text{ KN} \leq V_u = 1081 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

B.1.2. Calcul à l'ELS :

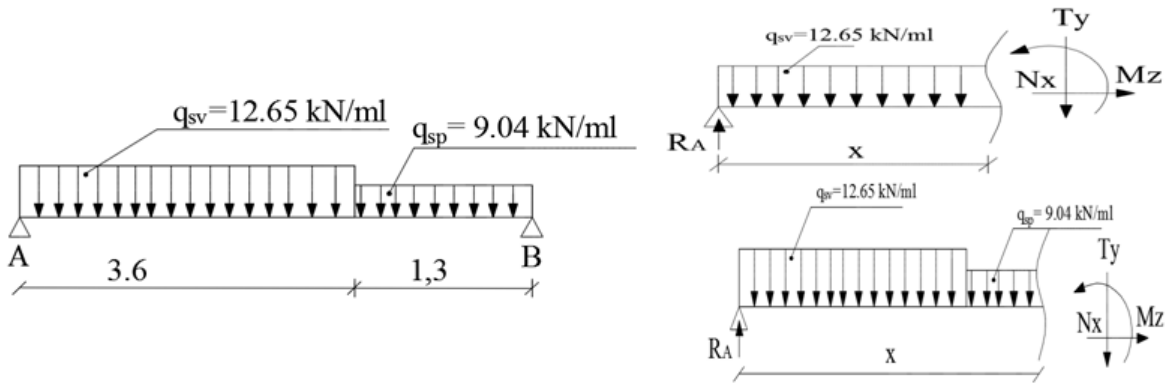


Figure III.40: schémas statiques de calcul à l'ELS.

• Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (12.65 \times 3.60) + (9.04 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 57.29 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \frac{(12.65 \times \frac{3.60^2}{2}) + [9.04 \times 1.30 \times (3.60 + \frac{1.30}{2})]}{(3.60 + 1.30)}$$

$$R_B = 26.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } R_A = 30.37 \text{ KN.m}$$

• Efforts internes :

	Effort tranchant			Moment fléchissant		
	Expression	x (m)	T _Y (KN)	Expression	x (m)	M _Z (KN.m)
Tronçon (1)	T _Y (x) = R _A - q _{sv} (x)	x = 0	<u>30.37</u>	M _Z (x) = R _A (x) - $\frac{q_{sv}(x)^2}{2}$	x = 0	<u>0.00</u>
		x = 3.60	<u>-15.17</u>		x = 3.60	<u>27.37</u>
Tronçon (2)	T _Y (x) = 17.37 - q _{sp} (x)	x = 3.60	<u>-15.17</u>	M _Z (x) = -15.17(x) + 81.97 - $\frac{q_{up}(x - 3.6)^2}{2}$	x = 3.60	<u>27.37</u>
		x = 4.9	<u>-26.93</u>		x = 4.9	<u>0.00</u>
					x = 2.4	<u>M_Z^{max} = 36.46</u>

Tableau III.33 : efforts internes à l'ELS

L'abscisse x=2.4 m est trouvée en résolvant l'équation T_Y(x) = 0 , ce qui nous a permis de trouver le moment max.

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis : M_s^a = -0,3 × M_Z^{max} → M_s^a = -10.94 KN.m
- En travée : M_s^t = 0,85 × M_Z^{max} → M_s^t = 30.99 KN.m

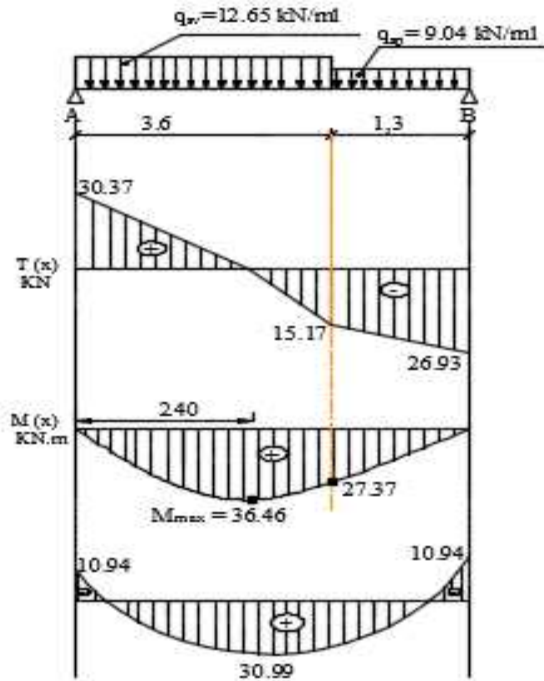


Figure III.41 : schémas statiques de calcul à l’ELS.

• Vérifications :

a. Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ K_1 : \text{dépend de } \rho_1 \left(\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \right) \end{cases}$$

ρ_1 , K_1 et β_1 à partir du tableau (tableau 7 donné en cours)

	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	vérification
Sur appuis	0.251	0.920	47.70	85.80	<u>3.06</u>	<u>15</u>	C.V
En travée	0.428	0.900	35.05	248.44	<u>7.09</u>	<u>15</u>	C.V

Tableau III.34 : vérification de l’état limite de compression dans le béton.

b. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E_{vj} \times I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- $B_0 = B + (n \times A) = (b \times h) + (15 \times A)$
 $B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 7.70) = \underline{2115.5 \text{ cm}^2}$
- $S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d$
 $S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 18 = \underline{22079 \text{ cm}^3}$
- $V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{22079}{2115.5} = \underline{10.44 \text{ cm}}$
- $V_2 = h - V_1 = 20 - 10.44 = \underline{9.56 \text{ cm}}$
- $I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{B}{3} + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = \underline{73655.12 \text{ cm}^4}$

$$\begin{cases} f = 0.0019 \text{ m} \\ \bar{f} = \frac{4.90}{500} = \underline{0.0098 \text{ m}} \end{cases}$$

$f = 0.0019 \text{ m} < \bar{f} = 0.0098 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1. Dimensionnement :

	Formule	Application numérique	Valeur prise(cm)
Hauteur de la poutre	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pal} \leq \frac{L_{max}}{10}$	$\frac{305}{15} = 20.33 \leq h_{pal} \leq \frac{305}{10} = 30.5$	30
Largeur de la poutre	$0.4h_{pal} \leq b_{pal} \leq 0.7h_{pal}$	$0.4 \times 30 = 12 \leq b_{pal} \leq 0.7 \times 30 = 21$	25

Tableau III.35 : dimensions de la poutre palière

Avec :

L_{max} : portée maximal entre nus d'appuis, dans notre cas $L = 330 - 25 = 305$ cm.

h_{pal} : hauteur de la poutre palière.

b_{pal} : largeur de la poutre palière.

• Vérification des conditions du RPA :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 25$ cm.
 - $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30$ cm.
 - $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$.
- } Toutes les conditions du RPA sont vérifiées.

Les dimensions adoptées pour la poutre palière sont : $(b \times h) = (25 \times 30)$ cm²

III.5.2. Détermination des charges et surcharges:

	Poutre palière Étage courant	Poutre palière RDC
Poids propre de la poutre	$G = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,88$ KN /ml.	
Réaction au niveau de l'appui à L'ELU	$T_u = 27.27$ KN	$T_u = 41.91$ KN
Réaction au niveau de l'appui à L'ELS	$T_s = 19.68$ KN	$T_s = 30.37$ KN

Tableau III.36 : charges et surcharges de la poutre palière

III.5.2. Combinaison de charges :

	Étage courant	RDC
ELU : $q_u = 1,35 G + T_u$	$q_{u1} = 29.81$ KN/ml	$q_{u2} = 44.45$ KN/ml
ELS : $G + T_s$	$q_{s1} = 21.56$ KN/ml	$q_{s2} = 32.25$ KN/ml

Tableau III.37 : combinaisons de charges

Nota : ces résultats sont trouvés en divisant T_u et T_s sur 1m.

III.5.3. Calcul des efforts internes :

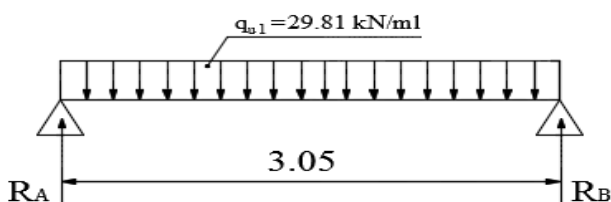


Figure III.42 : schéma statique de calcul étage courant à l'ELU

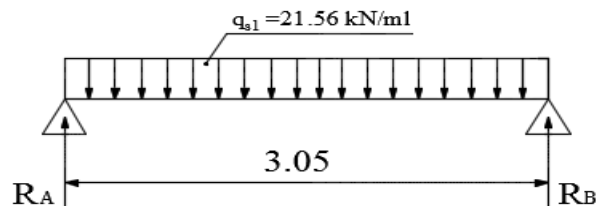


Figure III.43: schéma statique de calcul étage courant à l'ELS

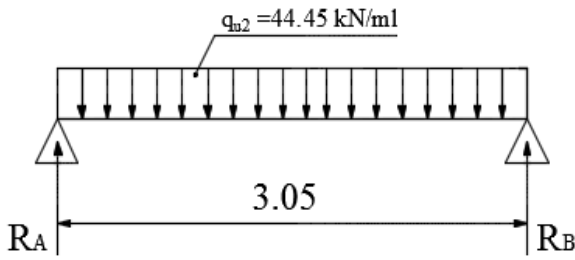


Figure III.44 : schéma statique de calcul RDC à l'ELU

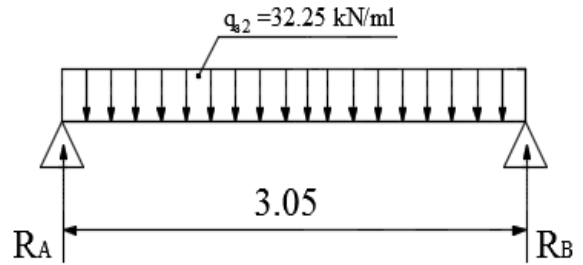


Figure III.45 : schéma statique de calcul RDC à l'ELS

		ELU				ELS			
		Formule	Valeur	En tenant compte des semi-encastres		Formule	Valeur	En tenant compte des semi-encastres	
Étage courant	Moment fléchissant M (KN.m)	$\frac{q_{u1} \cdot L^2}{8}$	34.66	Sur appuis	$M_{ua} = -10.40$	$\frac{q_{s1} \cdot L^2}{8}$	25.07	Sur appuis	$M_{sa} = -7.52$
				En travée	$M_{ut} = 29.46$			En travée	$M_{st} = 21.31$
	Effort tranchant T (KN)	$\frac{q_{u1} \cdot L}{2}$	45.46	---		$\frac{q_{s1} \cdot L}{2}$	32.88	---	
RDC	Moment fléchissant M (KN.m)	$\frac{q_{u2} \cdot L^2}{8}$	51.69	Sur appuis	$M_{ua} = -15.51$	$\frac{q_{s2} \cdot L^2}{8}$	37.50	Sur appuis	$M_{sa} = -11.25$
				En travée	$M_{ut} = 43.94$			En travée	$M_{st} = 31.88$
	Effort tranchant T (KN)	$\frac{q_{u2} \cdot L}{2}$	67.79	---		$\frac{q_{s2} \cdot L}{2}$	49.18	---	

Tableau III.38 : efforts internes à l'ELU et à l'ELS

III.5.4. calcul des armatures :

		Armatures longitudinales	
		Section trouvée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
Étage courant	Sur appuis	1.09	3HA12 = 3.39
	En travée	3.21	3HA12 = 3.39
RDC	Sur appuis	1.64	3HA12 = 3.39
	En travée	4.95	3HA16 = 6.03

Tableau III.39 : Armatures longitudinales

Armatures transversales				
	formule	ϕ_l (mm)	ϕ_t (mm)	Section adoptée (cm ²)
Étage courant	$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$	12	$\phi_t \leq 8.57$ $\phi_t = 8$	HA8
RDC	$\phi_t \leq \min(8.57; \phi_l; 25)$	16	$\phi_t \leq 8.57$ $\phi_t = 8$	HA8

Tableau III.40 : Armatures transversales

Avec :

ϕ_t : Diamètre minimal donné par le BAEL, [Art A. 7. 2, 2]

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

III.5.5. Vérifications :

III.5.5.1. ELU :

a. Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ [Art A. 4. 2, 1]}$$

• Etage courant

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis : } A = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.85\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V.} \\ \text{en travée : } A = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V.} \end{array} \right.$$

• RDC :

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sur appuis : } A = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.85\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V.} \\ \text{en travée : } A = 6.03\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V.} \end{array} \right.$$

b. Espacement des barres [Art 7. 5. 2. 2] RPA 99 mod 2003 :

• Etage courant :

1. Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) = \min(7.5; 9.6; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 7 \text{ cm}$.

2. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}.$$

• RDC :

1. Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) = \min(7.5; 9.6; 30\text{cm}) = 7.5 \text{ cm}$$

On prend donc : $S_t = 7 \text{ cm}$.

2. En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}.$$

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable [Art A. 5. 1, 1]}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA}\right\} \text{ [Art A. 5. 1, 211]}$$

- Etage courant :

$$V_u = 45.46 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{45.46 \times 10^3}{250 \times 280} = \underline{0.65 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPA} \right\} = \underline{3.33 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = 0.65 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- RDC :

$$V_u = 69.79 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{69.79 \times 10^3}{250 \times 280} = \underline{0.99 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPA} \right\} = \underline{3.33 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = 0.99 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

d. Contrainte d'adhérence :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum_i u} \dots \dots \dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \\ \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots \dots \dots [\text{Art A. 6. 1, 3}] \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\sum_i u = n \times \pi \times \Phi$ et $\psi_s = 1.5$ pour les aciers H.A

- Etage courant :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{45.46}{0.9 \times 0.28 \times (3 \times 3.14 \times 12)} = \underline{1.60 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \underline{3.15 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} = 1.60 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- RDC :

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{69.79}{0.9 \times 0.28 \times (3 \times 3.14 \times 16)} = \underline{1.84 \text{ MPA}} \\ \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \underline{3.15 \text{ MPA}} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} = 1.84 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

e. Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} [\text{Art A. 6. 1, 221}] \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} [\text{Art A. 6. 1, 21}]$$

- Etage courant :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = \underline{42.33 \text{ cm}}$$

- **RDC :**

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = \underline{\underline{56.44 \text{ cm}}}$$

f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

$$\frac{2 \times V_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{Art A. 5. 1, 313}]$$

$$V_u^{\max} \leq V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d$$

- **Etage courant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 28) \times 25}{1.5} = \underline{\underline{420 \text{ KN}}} \\ V_u^{\max} = \underline{\underline{41.91 \text{ KN}}} \end{array} \right. \Rightarrow V_u^{\max} = 45.46 \text{ KN} \leq V_u = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **RDC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{0.4 \times 2.5 \times (0.9 \times 28) \times 25}{1.5} = \underline{\underline{420 \text{ KN}}} \\ V_u^{\max} = \underline{\underline{69.79 \text{ KN}}} \end{array} \right. \Rightarrow V_u^{\max} = 69.79 \text{ KN} \leq V_u = 420 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

III.5.5.2. ELS:

a. Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

		σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Etage courant	Sur appuis	88.5	2.72	15	CV
	En travée	250.9	7.7	15	CV
RDC	Sur appuis	132.4	4.07	15	CV
	En travée	217.5	9.48	15	CV

Tableau III.41 : vérification de l'état de compression dans le béton

b. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

▪ **Étage courant :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{C. V.}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 4.8 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{C. V.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0.098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21.31}{10 \times 25.07} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C. V.}$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

▪ **RDC :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{C. V.}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.03}{25 \times 28} = 8.6 \times 10^{-3} < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 10.5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{C. V.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{305} = 0.098 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{31.88}{10 \times 37.50} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C. V.}$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.6. Calcul de la dalle de la salle machine :

III.6.1. Définition d'un ascenseur :

C'est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes ou des charges dans une cabine se déplaçant verticalement entre les étages d'un bâtiment.

La cabine se déplace dans un volume appelé gaine, ce mouvement est assuré par un ensemble d'organes moteurs dont : le treuil et le contrepoids.

La cabine et le contre poids sont reliés par un câble passant par la poulie du treuil, ce dernier permet de lever les charges par le même câble, quand au contrepoids qui est suspendu au treuil à une extrémité du câble compense partiellement le poids de la cabine qui est suspendu à l'autre extrémité, cela facilite les mouvements de l'ascenseur et réduit la puissance nécessaire au moteur pour déplacer la cabine dans la gaine, il représente l'équivalent du poids de la cabine et la moitié de sa charge maximale.

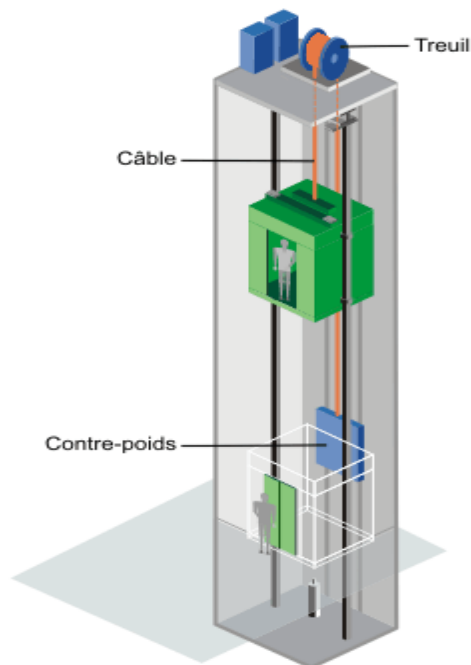


Figure III.46 : schéma ascenseur

III.6.2. Caractéristiques techniques de l'ascenseur :

Ascenseur conforme à la norme **EN 81-70**

- Charge admissible : 630 Kg.
- Vitesse : 1m/s.
- Dimensions de la cabine : largeur 1100 mm × longueur 1400 mm.
- Largeur de passage libre des portes : 800 mm.
- Poids de la cabine : 670 Kg.
- Poids du contrepoids : 985 Kg, $(670+360/2)$.
- Poids du treuil + moteur : 54 Kg.
- Poids du câble : 1.35 Kg/m.
- Capacité du tambour : 30m.

III.6.3. Calcul de la dalle pleine :

Dalle d'une épaisseur de 15 cm, et de dimensions (1.73m × 1.75m), elle doit être calculée pour être capable de résister à la charge transmise par le système de levage et la cabine chargée qui représente une charge localisée centrée notée P répartie sur une surface (0.8×0.8 m²).

III.6.3.1. Mode de fonctionnement du panneau (isolé) :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.73}{1.75} = 0.99$$

$0.4 \leq \rho_x = 0.99 \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

III.6.3.2. calcul des sollicitations :

III.4.3.2.1. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

La dalle étant uniformément chargée sous son poids propre et travaillant dans les deux sens, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur, et pour le calcul des moments fléchissant développés au centre du panneau on utilise la méthode exposée par l'annexe E3 du BAEL.

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho_x = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de poisson ν ($\nu = 0$) :

- $\mu_x = 0.0377$
- $\mu_y = 0.978$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.56 \text{ KN/ml.}$$

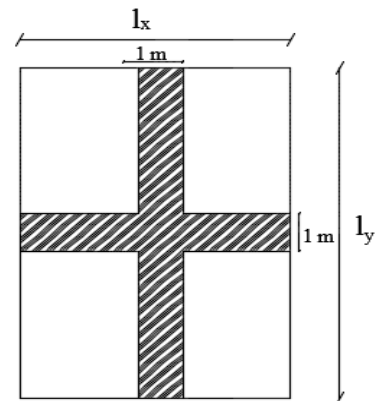
$$G : \text{Poids propre de la dalle (CH.U.R)} G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q : \text{Charge d'exploitation } Q \text{ est prise égale à } 1 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$M_{x1} = 0.0377 \times 6.56 \times 1.73^2 = \underline{\underline{0.740 \text{ KN.m}}}$$

$$M_{y1} = 0.978 \times 0.740 = \underline{\underline{0.724 \text{ KN.m}}}$$



III.6.3.2.2. calcul des moments engendrés par le système de levage :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après)

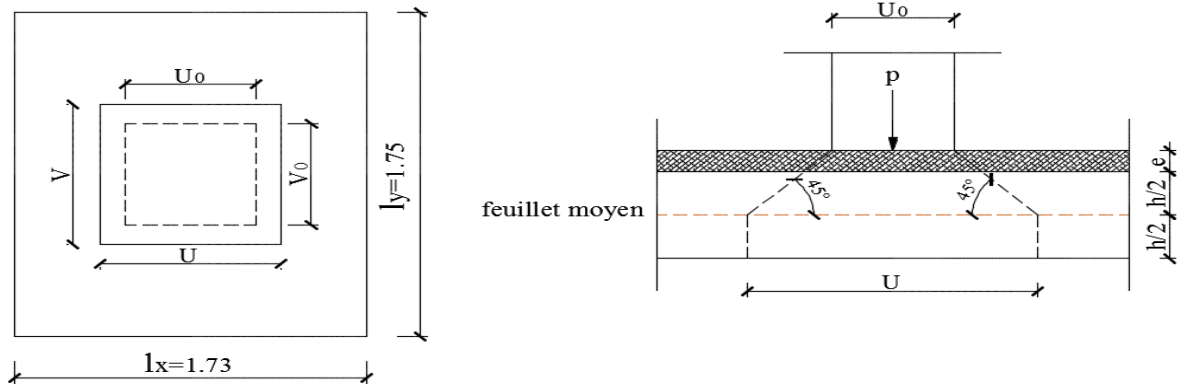


Figure III.47 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

a. Rectangle de diffusion :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

- $\xi = 1$ (revêtement en béton).
- h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

D'où :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = \mathbf{105 \text{ cm}}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = \mathbf{105\text{cm}}$$

b. Détermination des coefficients M_1 et M_2 :

$M_1; M_2$: Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et $\frac{l_x}{l_y}$

- $\frac{U}{l_x} = 0.61$
- $\frac{V}{l_y} = 0.6$
- $\rho_x = 0.99$

Des tableaux on aura après une double interpolation : $M_1 = 0.0761$ et : $M_2 = 0.0743$

c. Calcul des moments fléchissant M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = 1.35 \times P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y2} = 1.35 \times P(\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

P : Intensité de la charge localisée, elle est égale à 26.63 KN.

ν : Coefficient de poisson ($\nu = 0$)

D'où :

$$M_{x2} = 1.35 \times 26.63 \times (0.0761) = \underline{\underline{2.736 \text{KN.m}}}$$

$$M_{y2} = 1.35 \times 26.63 \times (0.0743) = \underline{\underline{2.671 \text{KN.m}}}$$

III.6.3.2.3. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.740 + 2.736 = \underline{\underline{3.476 \text{KN.m}}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.724 + 2.671 = \underline{\underline{3.395 \text{KN.m}}}$$

III.6.3.2.4. Correction des moments:

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = \underline{\underline{2.955 \text{KN.m}}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = \underline{\underline{2.886 \text{KN.m}}}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = \underline{\underline{-1.043 \text{KN.m}}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = \underline{\underline{-1.019 \text{KN.m}}}$$

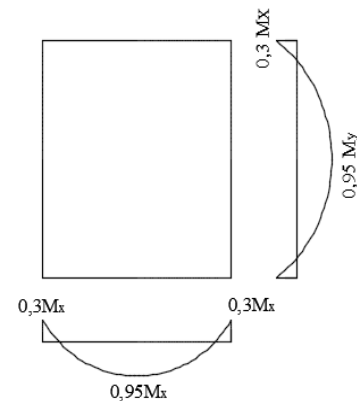


Figure 48 : correction des moments

III.6.3.3. ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a. Dans le sens de la petite portée x-x :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.955 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu_t = 0.012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.955 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.657 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{1.043 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$\mu_a = 0.004 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.043 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.231 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

a. Dans le sens de la grande portée y-y :

• En travée :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.886 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu_t = 0.012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.886 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.642 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{1.019 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.004$$

$\mu_a = 0.004 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ Section simplement armée(SSA)

$$A_{ap} = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.019 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 0.226 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{ap} = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement de $s_t=25\text{cm}$.

III.6.4. vérification à l'ELU:

a. Condition de non fragilité :

• Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$W_0 = 0.8\%$ —————> Pour les H.A ; FeE400 de $\phi > 6mm$

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.99}{2} \right) = 1.206cm^2$$

$A_x = A_{xmin} = 1.206cm^2 < A_{st} = 4.52 cm^2$ Condition vérifiée

• Sens y-y :

$$W_y = \frac{A_y}{b.h} \geq W_0$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

$A_y = A_{ymin} = 1.2cm^2 < A_{st} = 3.14cm^2$ Condition vérifiée

b. Condition de non poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045U_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à L'ELU

h_t : Épaisseur totale de la dalle

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.20m$$

A.N :

$$P_u = 1.35 \times 26.63 = 35.95KN \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = \frac{472.5KN}{ml} \dots \dots CV$$

c. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \right\}$$

Sachant que : $V_u = T_{max} = \frac{p}{3U} = \frac{26.63}{2 \times 1.05 + 1.05} = 8.45KN$

• Contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{8.45 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.065MPa.$$

Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{matrix} (0.2/1.5) \times 25 = 3.333MPa \\ 5MPa. \end{matrix} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333MPa$$

$\tau_u = 0.065MPa < \bar{\tau}_u = 3.333MPa$ Condition vérifiée

d. Espacement des barres:

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit dépasser les valeurs ci-dessous

- Direction la plus sollicitée (sens principale) $\longrightarrow S_t \leq \min\{2h_t; 25\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} \leq \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$ condition vérifiée

- Direction la moins sollicitée (sens secondaire) $\longrightarrow S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} \leq \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\}$ condition vérifiée

e. Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$\phi = 8\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

III.6.5. vérification à l'ELS:**a. Evaluation des moments :**

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x1} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_{y1} = \mu_y \times M_{x1}$$

Avec :

$$\mu_x = 0.0451 \quad \mu_y = 0.985$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75\text{KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x1} = 0.0451 \times 4.75 \times 1.73^2 = \mathbf{0.641\text{KN.m}}$$

$$M_{y1} = 0.985 \times 0.641 = \mathbf{0.631\text{KN.m}}$$

- **Moments engendrés par le système de levage**

$$M_{x2} = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_{y2} = P(vM_1 + M_2)$$

Avec :

$$M_1 = 0.0761 ; M_2 = 0.0743$$

$$v = 0.2 \text{ (ELS)} ; p = 26.63\text{KN}$$

D'où :

$$M_{x2} = 26.63(0.0761 + 0.2 \times 0.0743) = \underline{2.422\text{KN.m}}$$

$$M_{y2} = 26.63(0.2 \times 0.0761 + 0.0743) = \underline{2.384\text{KN.m}}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.641 + 2.422 = \underline{3.063\text{KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.631 + 2.384 = \underline{3.015\text{KN.m}}$$

- **Correction des moments:**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = \underline{2.604\text{KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = \underline{2.563\text{KN.m}}$$

- **Sur appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = \underline{-0.919\text{m}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = \underline{-0.905\text{KN.m}}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

- **Sens x-x :**

En travée :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = 48.8 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 48.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 1.23 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_{st} \times \beta \times d} = 37.6 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 37.6 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 0.6 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens y-y :**

En travée :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_{st} \times \beta \times d} = 68.1 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa (Déjà calculé chapitre I)}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 68.1 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 1.4 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

1. contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = 37 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa (Déjà calculé chapitre I)}$$

D'où :

$\sigma_{st} = 37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

2. contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = 0.59 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

D'où :

$\sigma_{bc} = 0.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.7. Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois caractérisée par deux versants inclinés de $\alpha_1 = 24.03^\circ$ et $\alpha_2 = 23.24^\circ$, chacun d'eux supporte une couverture en tuile repose de part et d'autre sur des murs pignons.

Les différents éléments de la charpente :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes
- Murs pignons

• Nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

III.7.1. Détermination des charges :

- a. Charge permanente :

Eléments	G (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0.4
Pannes	0.1
Chevrons	0.2
G_t	0.7

Tableau III.43 : Charge permanente

- b. Charge d'exploitation:

$$Q = 1 \text{KN/m}^2$$

- c. Combinaison des charges :

A l'ELS :

$$\text{Les pannes : } q_{sp} = G_t + Q = 0.7 + 1 = \underline{1.7 \text{KN/m}^2}$$

$$\text{Les chevrons : } q_{sc} = G_{c+tuiles} + Q = 0.6 + 1 = \underline{1.6 \text{KN/m}^2}$$

$$\text{Les liteaux : } q_{sl} = G_{l+tuiles} + Q = 0.4 + 1 = \underline{1.4 \text{KN/m}^2}$$

III.7.2. Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous G+Q l'ELS:

- a. Effort revenant à la panne:

L'espacement des pannes est pris égal à 1m.

La portée de la panne $L_p = 4\text{m}$.

$$q_p = q_{sp} \times e_p = 1.7 \times 1 = \underline{1.7 \text{KN/ml}}$$

b. Effort revenant aux chevrons:

L'espacement des chevrons est pris égal à $e=0.5m$

La portée des chevrons : $L_c = 1.00m$

$$q_c = q_{sc} \times e_c = 1.6 \times 0.5 = \mathbf{0.8KN/ml}$$

c. Effort revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux est pris égal à $e=0.32m$

La portée des liteaux est $L_l = 0.50m$

$$q_l = q_{sl} \times e_l = 1.4 \times 0.3 = \mathbf{0.42KN/ml}$$

III.7.3.Détermination des sections :

a. Calcul des pannes:

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p .

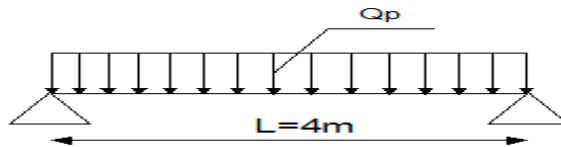


Figure III.49 : chargement de la panne

$$\alpha_1 = 24.03^\circ :$$

Suivant xx : $q_{x1} = q_p \times \sin\alpha_1 = 1.7 \times \sin 24.03 = \mathbf{0.692KN/ml}$

Suivant yy : $q_{y1} = q_p \times \cos\alpha_1 = 1.7 \times \cos 24.03 = \mathbf{1.553KN/ml}$

$$\alpha_2 = 23.24^\circ :$$

Suivant xx : $q_{x2} = q_p \times \sin\alpha_1 = 1.7 \times \sin 23.24 = \mathbf{0.671KN/ml}$

Suivant yy : $q_{y2} = q_p \times \cos\alpha_1 = 1.7 \times \cos 23.24 = \mathbf{1.562KN/ml}$

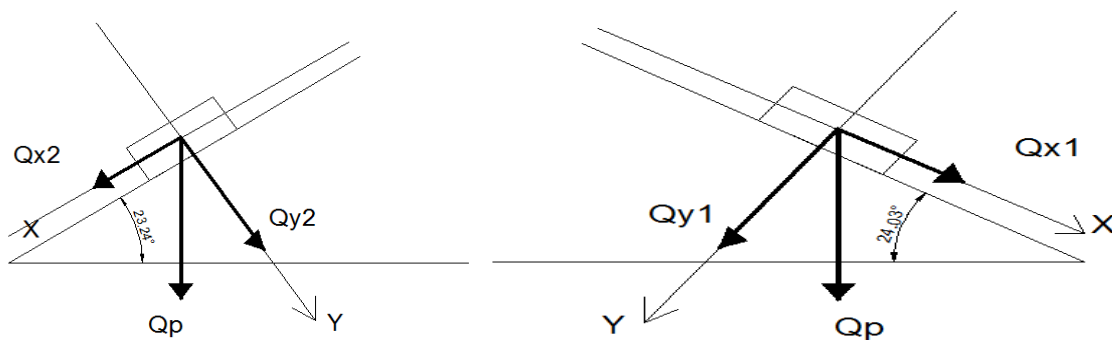


Figure III.50 : schéma statique de la panne

• **Vérification de la contrainte admissible du bois :**

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{W_{xx}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71 [5], la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travaillant en flexion simple est $\bar{\sigma}_f = 142\text{bars}$

Calcul des moments de flexion:

$$M_{f_{xi}} = \frac{q_{xi} \times l_p^2}{8} \quad M_{f_{yi}} = \frac{q_{yi} \times l_p^2}{8}$$

	$M_{f_{xi}}(\text{KN.m})$	$M_{f_{yi}}(\text{KN.m})$
α_1	1.384	3.106
α_2	1.342	3.124

Tableau III.44 : les moments (pannes).

Essai : pour une panne de section $(10.5 \times 22.5) \text{ cm}^2$

Module de résistance:

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10.5 \times 22.5^2}{6} = 885.938 \text{ cm}^3$$

$$W_{yy} = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{22.5 \times 10.5^2}{6} = 413.438 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\sigma_{\alpha i} = \frac{M_{f_{xi}}}{W_{xx}} + \frac{M_{f_{yi}}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_{\alpha 1} = \frac{1.384 \times 10^4}{885.938} + \frac{3.106 \times 10^4}{413.438} = 90.748 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{\alpha 2} = \frac{1.342 \times 10^4}{885.938} + \frac{3.124 \times 10^4}{413.438} = 90.709 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche:**

$$f = \frac{5 \times \sigma_{\alpha i} \times l_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} < \bar{f} = \frac{l_p}{300}$$

Avec :

f: la flèche réelle

\bar{f} : la flèche admissible [règles C.B.71 /ART 4,962]

l^2 : la portée de la panne

E_f : module conventionnelle de déformation des bois massifs

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\bar{\sigma}_f} \quad [\text{Règles C.B.71 /ART 4,011}]$$

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{142} = 131080.128142 \text{ dan/cm}^2$$

$$f_1 = \frac{5 \times 90.748 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 1.0256 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{400}{300} = 1.333 \text{ cm} \dots\dots \text{CV}$$

III Calcul des éléments

$$f_2 = \frac{5 \times 90.709 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 1.0252 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{400}{300} = 1.333 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

La section (10.5×22.5) cm² est adéquate.

b. Calcul des chevrons:

D'après le **CB71** le calcul se fait en flexion sous la charge répartie q_c pour une poutre continue sur plusieurs appuis.

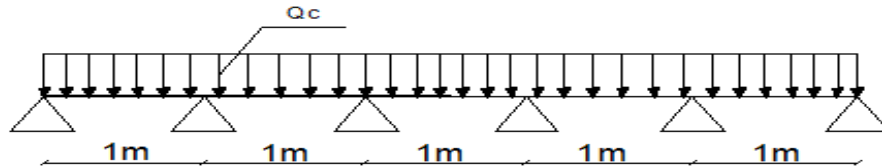


Figure III.51 : chargement des chevrons

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La valeur des moments aux appuis : } M = \frac{4}{5} M_0 \\ \text{La valeur des moments en travées : } M = \frac{2}{3} M_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_0: \text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_0 \times l^2}{8}$$

• **Vérification de la contrainte admissible du bois :**

On doit vérifiée :

$$\sigma = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calcul des moments de flexion :

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_c \times l^2}{8} = \frac{0.8 \times 1^2}{8} = 0.1 \text{ KN.m} = 10 \text{ dan.m}$
- Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0 = \frac{4}{5} \times 10 = 8 \text{ dan.m}$
- En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0 = \frac{2}{3} \times 10 = 6.7 \text{ dan.m}$

Essai : pour un chevron de section (5*7)

Module de résistance:

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\text{Aux appuis : } \sigma = \frac{M_a}{\frac{I}{V}} = \frac{8 \times 10^2}{40.83} = 19.59 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \text{ CV}$$

$$\text{En travée: } \sigma = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{6.7 \times 10^2}{40.83} = 16.41 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \text{ CV}$$

• **Vérification de la flèche:**

$$f = \frac{5 \times \sigma_{oi} \times l_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} < \bar{f} = \frac{l_c}{200}$$

Avec :

f: la flèche réelle

\bar{f} : La flèche admissible [règles C.B.71 /ART 4,962]

l^2 : la portée de chevron

E_f : Module conventionnelle de déformation des bois massifs

$$E_f = 131080.128142 \text{ dan/cm}^2$$

Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 19.59 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.044 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 16.41 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} = 0.037 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

c. Calcul des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

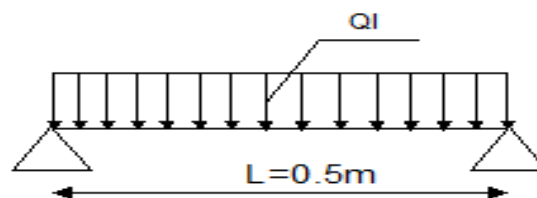


Figure III.52 : chargement des liteaux

$\alpha_1 = 24.03^\circ$:

Suivant xx : $q_{x1} = q_1 \times \sin \alpha_1 = 0.42 \times \sin 24.03 = 0.171 \text{ KN/ml}$

Suivant yy : $q_{y1} = q_1 \times \cos \alpha_1 = 0.42 \times \cos 24.03 = 0.384 \text{ KN/ml}$

$\alpha_2 = 23.24^\circ$:

Suivant xx : $q_{x2} = q_1 \times \sin \alpha_1 = 0.42 \times \sin 23.24 = 0.166 \text{ KN/ml}$

Suivant yy : $q_{y2} = q_1 \times \cos \alpha_1 = 0.42 \times \cos 23.24 = 0.386 \text{ KN/ml}$

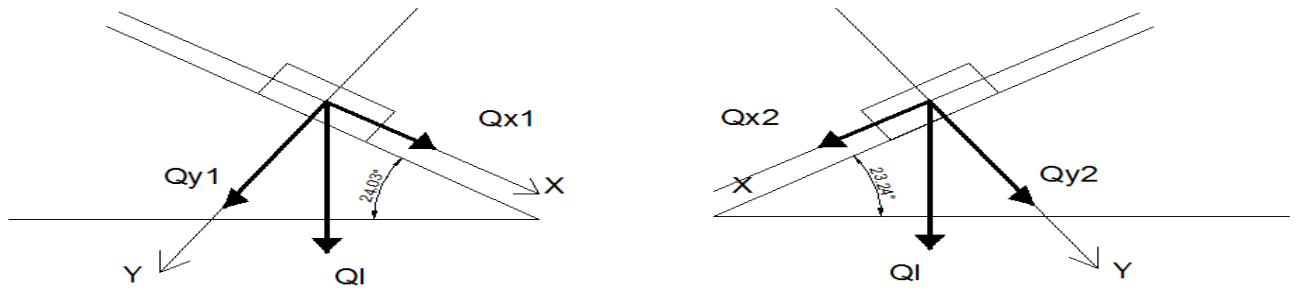


Figure III.53 : schéma statique de linteau

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{W_{xx}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

Calcul les moments de flexion:

$$M_{f_{xi}} = \frac{q_{xi} \times l_1^2}{8} \quad M_{f_{yi}} = \frac{q_{yi} \times l_1^2}{8}$$

	$M_{f_{xi}}(\text{KN.m})$	$M_{f_{yi}}(\text{KN.m})$
α_1	5.34×10^{-3}	0.012
α_2	5.18×10^{-3}	0.012

Tableau III.45 : les moments (litesaux)

Essai : pour une panne de section $(3 \times 4) \text{ cm}^2$

Module de résistance:

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_{yy} = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\sigma_{\alpha i} = \frac{M_{f_{xi}}}{W_{xx}} + \frac{M_{f_{yi}}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_{\alpha 1} = \frac{53.4}{885.938} + \frac{0.012 \times 10^4}{413.438} = 26.675 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{\alpha 2} = \frac{51.8}{885.938} + \frac{0.012 \times 10^4}{413.438} = 26.475 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• Vérification de la flèche:

$$f = \frac{5 \times \sigma_{\alpha i} \times l_1^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} < \bar{f} = \frac{l_1}{200}$$

Avec :

f: la flèche réelle

\bar{f} : la flèche admissible [règles C.B.71 /ART 4,962]

l^2 : la portée de liteau

E_f : module conventionnelle de déformation des bois massifs

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} \quad [\text{Règles C.B.71 /ART 4,011}]$$

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{142} = 131080.128142 \text{ dan/cm}^2$$

$$f_1 = \frac{5 \times 26.675 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{4}{2}} = 0.0235 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{50}{200} = 0.5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

$$f_2 = \frac{5 \times 26.475 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{4}{2}} = 0.0263 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{400}{200} = 0.5 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

La section (3×4) est adéquate.

III.7.4. Assemblage de la charpente:

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous sont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés pour un bois durs et secs d'après [Règles C.B.71 /ART 4,62.123] :

$$\left\{ \begin{array}{l} d \leq \frac{e}{9} \quad ; \text{ pour } e \leq 30 \text{ mm} \\ d \leq \frac{e}{11} \quad ; \text{ pour } e > 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Avec :

e: l'épaisseur du bois le plus mince à assembler (liteaux).

d: le diamètre des clous.

Dans notre cas :

$$e = 40 \text{ mm} > 30 \text{ mm} \quad \text{Donc : } d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3.6 \text{ mm} = 0.36 \text{ cm}$$

- L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications

Partie I: Modélisation et justification des données introduites au logiciel ROBOT :

IV.I.1. Choix de la méthode de calcul :

IV.I. 1. 1. La méthode statique équivalente [Art 4. 1. 2 RPA 99 mod 2003] :

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage II).

IV.I.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

IV.I.1.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

⇒ Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale**[Art 4. 3 RPA 99 mod 2003].

IV.I.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a du suivre plusieurs étapes qui sont :

A. Création du model géométrique:

1. Choix du type de structure :

Sélectionner "**Etude d'une Coque**".



Figure IV. 1: Choix du modèle de structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; Désactiver la grille :

- ▶ Outils --- mode d'accrochage --- décocher la case de la grille.

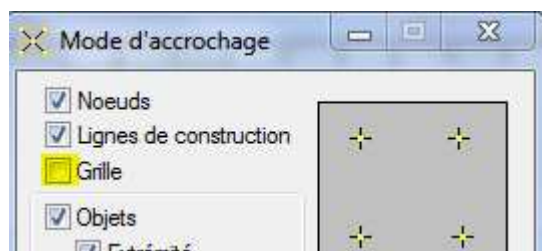


Figure IV. 2: Désactivation de la Grille.

2. Configuration des paramètres du travail :

- ▶ Outils --- préférences de la tâche --- effectuer les réglages adéquat.

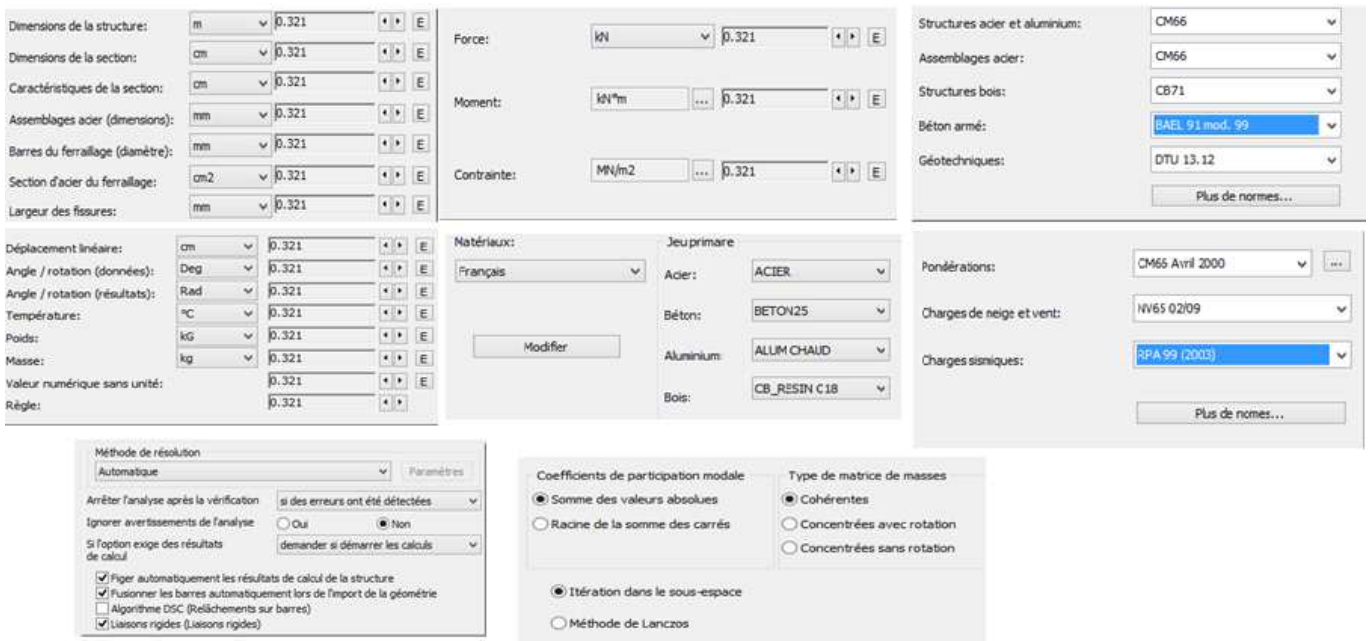


Figure IV. 1: Préférences de la tâche.

3. Lignes de construction :

- ▶ Structure --- lignes de constructions --- introduire les cotes des lignes de construction de la structure dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

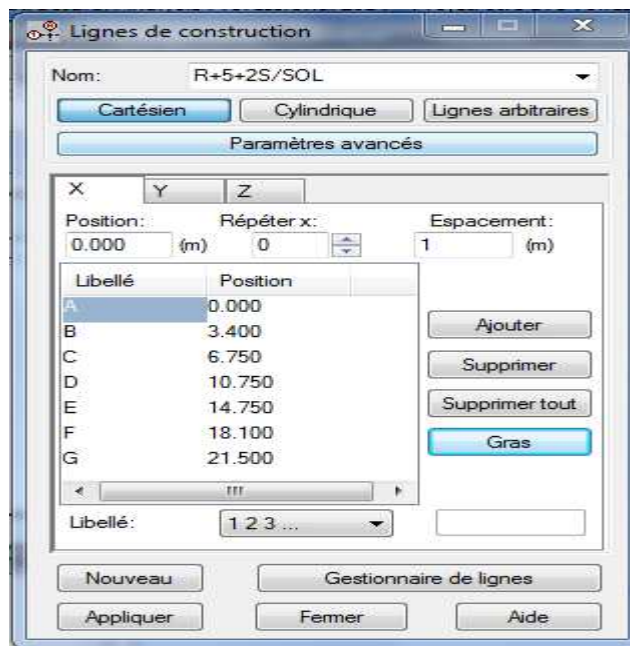


Figure IV. 2: Lignes de construction.

4. Définition des éléments :

- ▶ Structure --- caractéristiques --- profilés des barres --- définir un nouveau profilé.

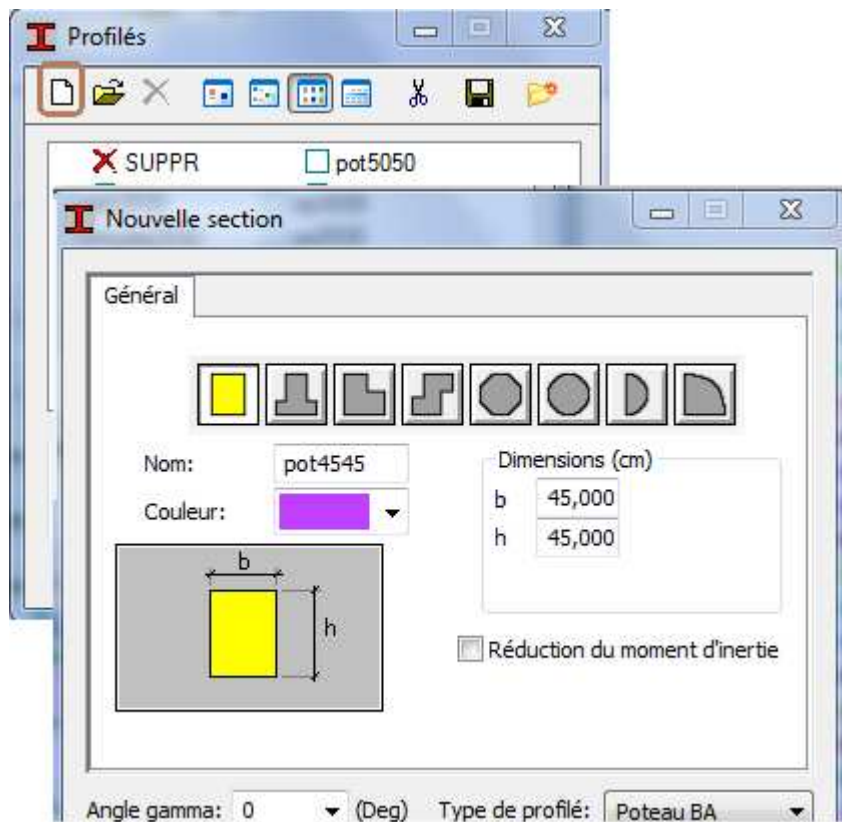


Figure IV. 3: choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

5.1.Éléments barres :

- ▶ Structure --- barre --- choisir le type et la section de l'élément.

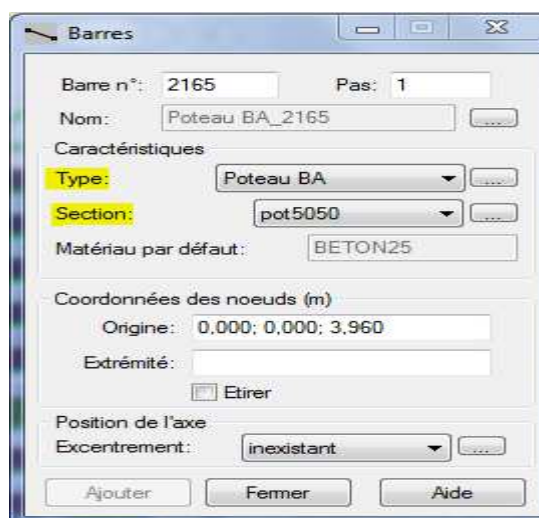


Figure IV. 4: Modélisation des éléments barre.

5.2.Eléments surfaciques :

- **Plancher :**
 - ▶ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir bardage --- délimiter la plancher dans le sens orthogonale.

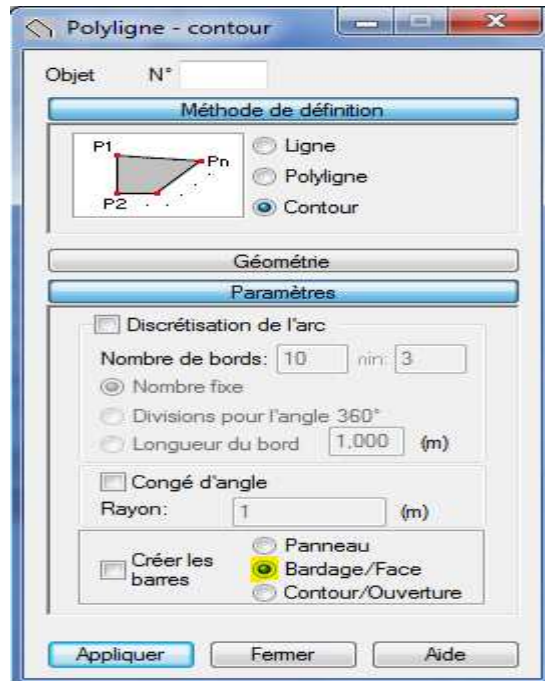


Figure IV.7: Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

- **Dalle pleine :**
 - ▶ Structure --- caractéristiques --- épaisseur --- définir nouvelle épaisseur.

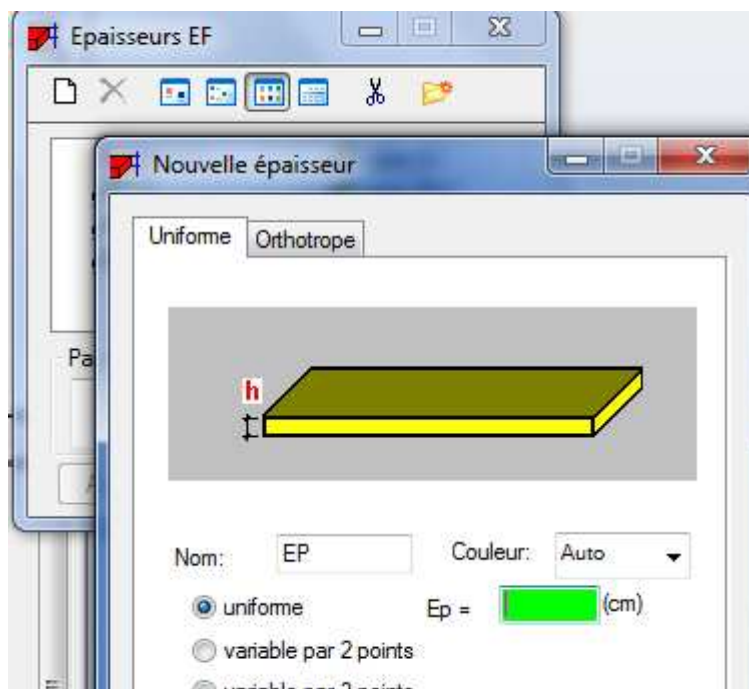


Figure IV.7: Définition d'une dalle pleine.

- ▶ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir panneau --- délimiter la surface de la dalle pleine.

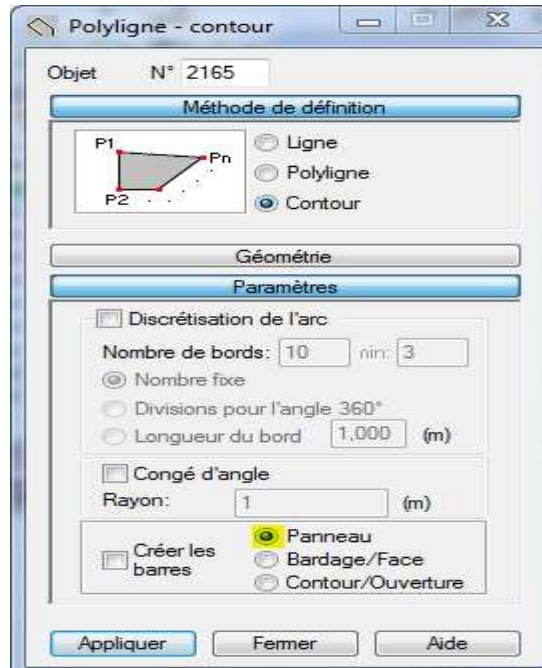



Figure IV.8: Affectation d'un élément surfacique (DP).

6. Définition des voiles:

- ▶ Cliquer sur l'icône  --- Définir nouvelle épaisseur --- choisir l'onglet "Uniforme" --- introduire le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

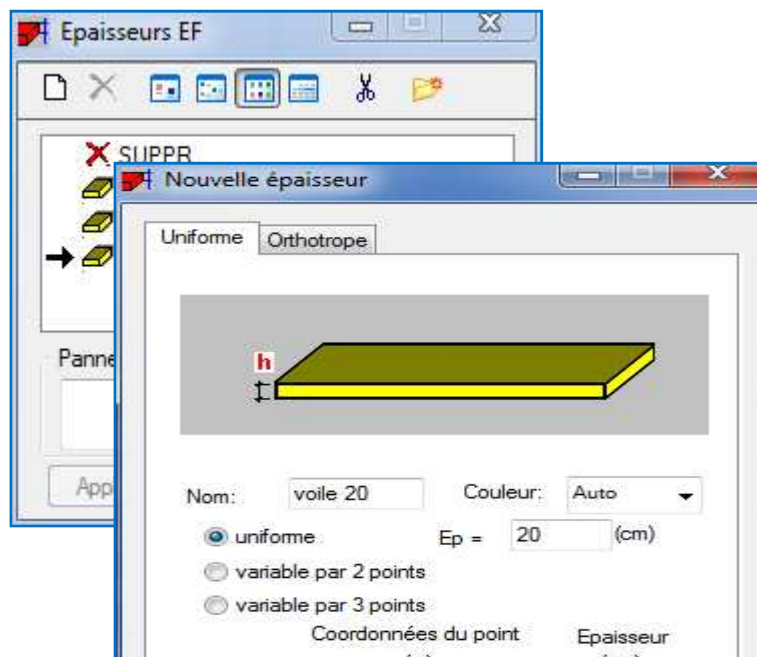


Figure IV. 5: Définition des voiles.

IV modélisation et vérifications

Avant la modélisation des voiles, il faut créer des lignes de construction pour définir les contours des voiles.

- ▶ cliquer sur l'icône "Poly ligne-contour"  --- Paramètres --- cocher la case "Contour" et "Panneau"

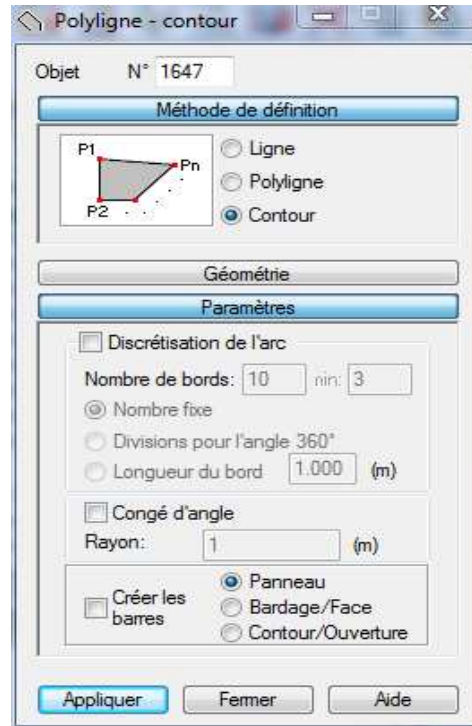


Figure IV. 6: Modélisation des voiles.

7. Encastrement de la structure :

Pour l'encastrement des poteaux :

- ▶ Afficher le plan XY --- afficher le numéro des nœuds --- sélectionner les nœuds --- structure --- appuis -- nodaux --- encastrement

Pour encastrer la base des voiles :

- ▶ Sélectionner les voiles --- cliquer sur l'onglet "Linéaires" --- Encastrement.

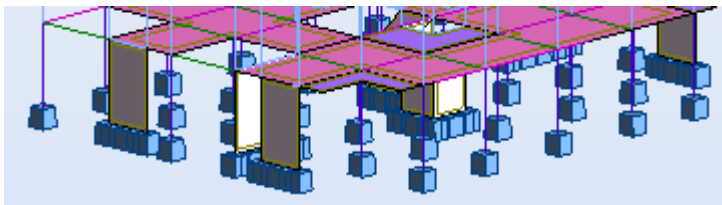


Figure IV. 7: Définition de l'encastrement.

8. Définitions des cas de charges statiques (G et Q) :

- ▶ Chargement --- Cas de charge --- choisir la nature et le nom --- cliquer sur "Nouveau".

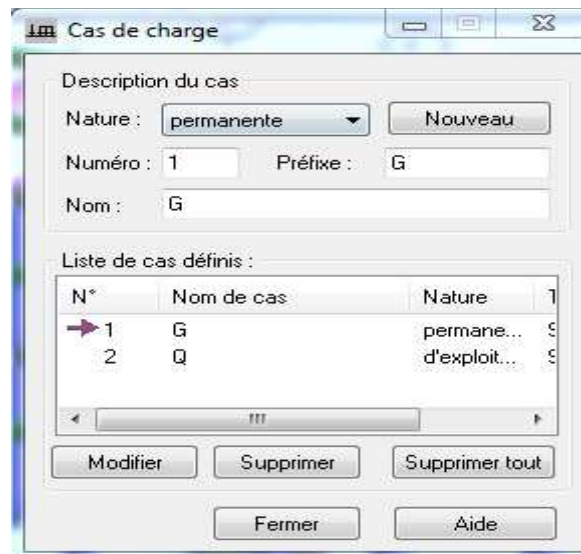
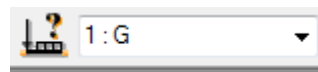



Figure IV. 8: Définition des charges.

9. Affectation des charges :

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



- Chargement --- définir charges --- surface --- cliquer sur  --- introduire la valeur de G ou Q dans la zone "valeurs Z".

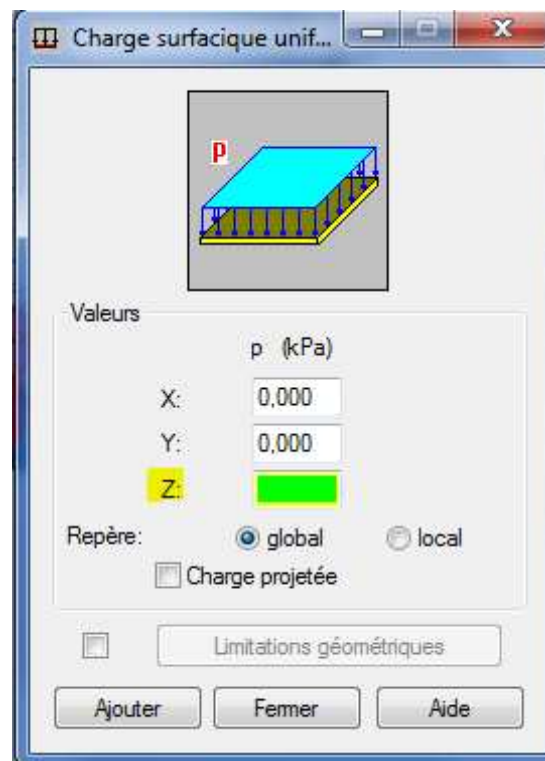


Figure IV. 13: Affectation des charges surfaciques.

10. Liaisons rigides (diaphragme) :

- ▶ Structure --- caractéristiques additionnelles --- liaisons rigides --- bloquer les directions en les cochant dessus.

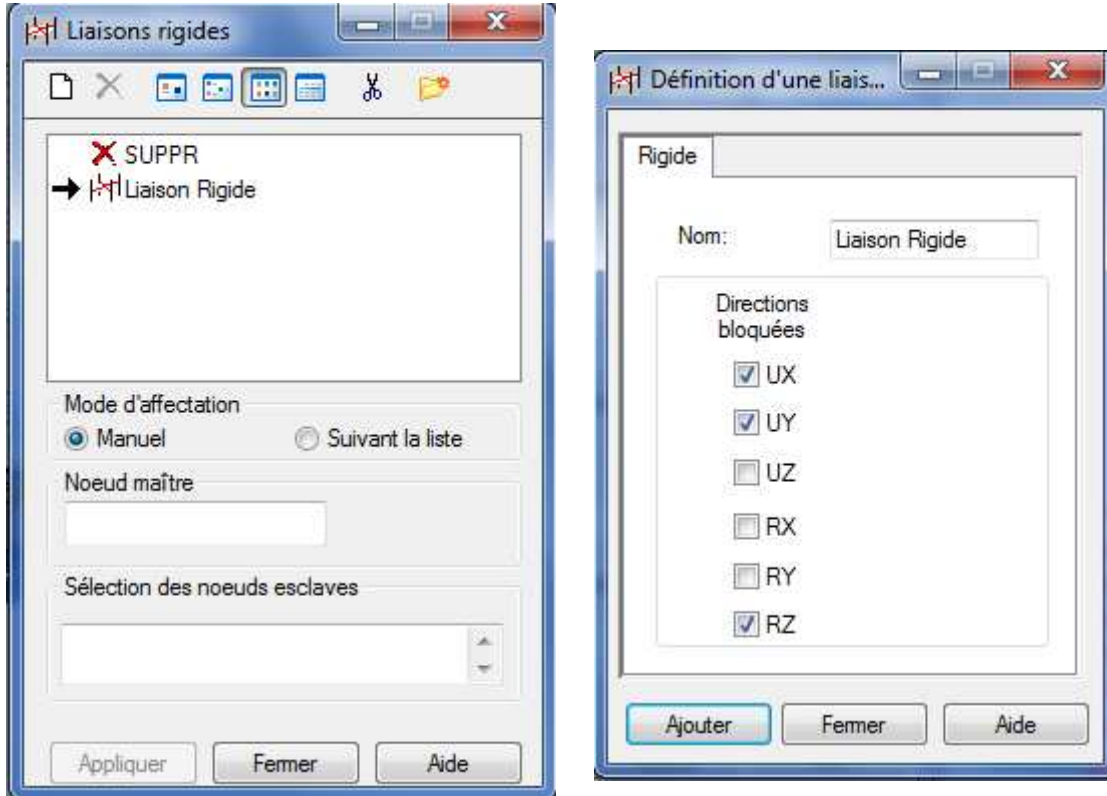


Figure IV.14 : Liaisons rigides.

B. Calcul de la structure :

1. Poids de la structure $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$:

- ▶ Analyse --- type d'analyse --- masse.

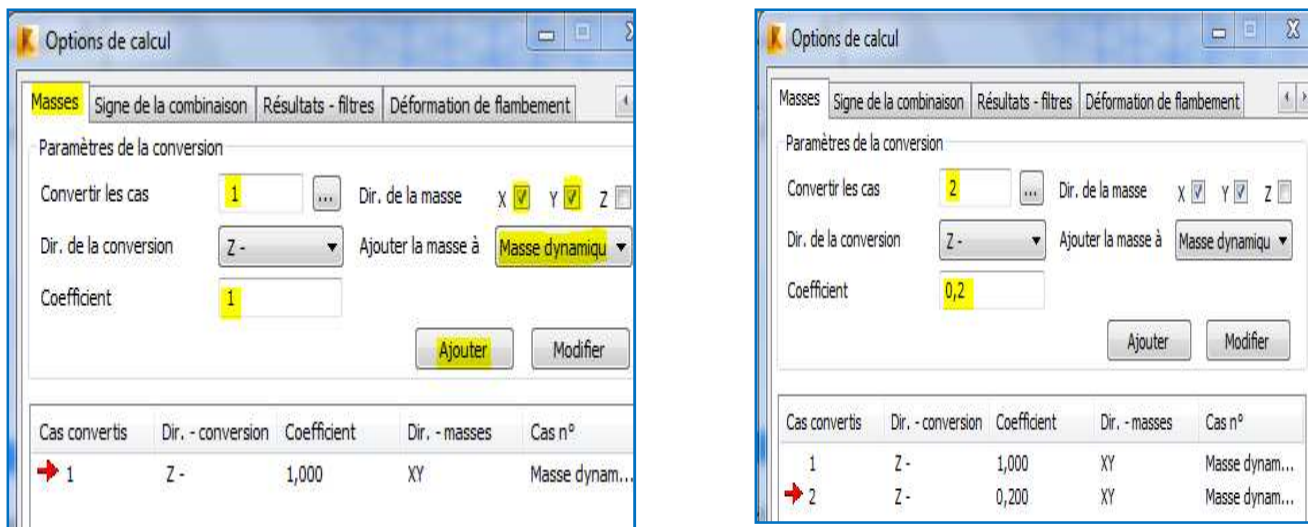


Figure IV.15 : Ajout des masses.

2. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

- ▶ Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Modale --- OK.

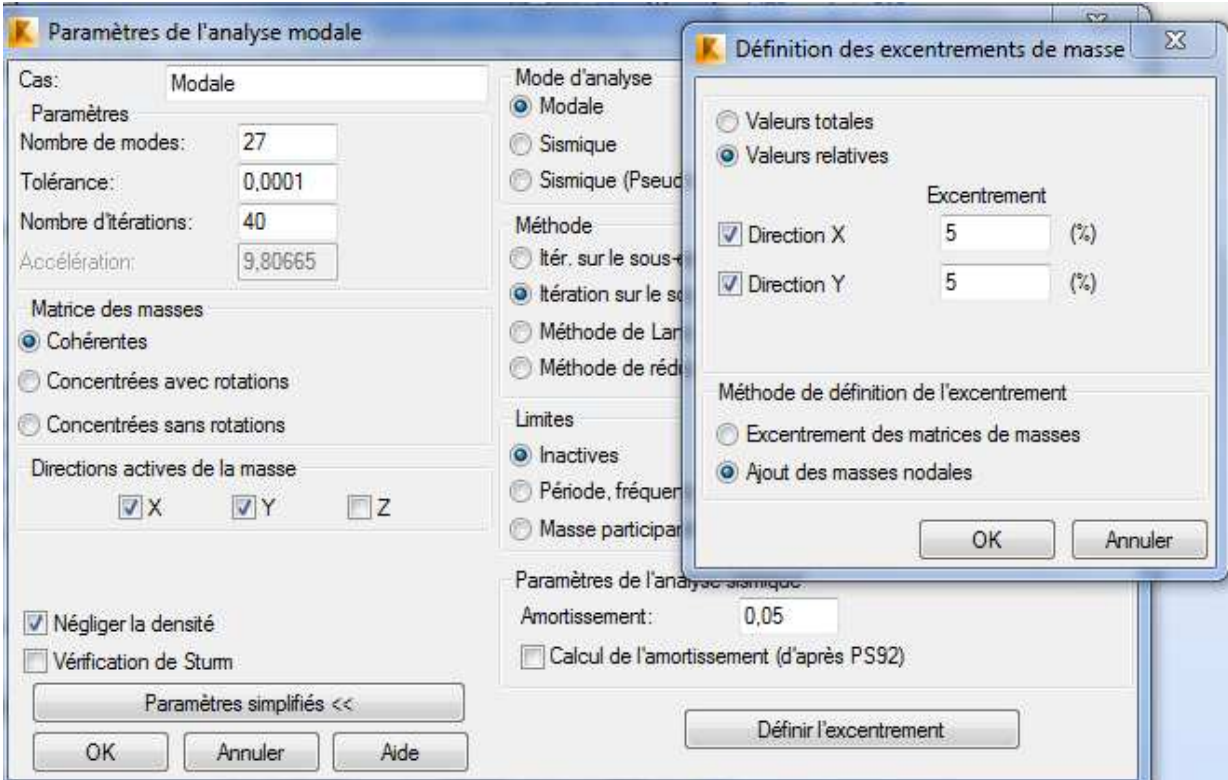


Figure IV.16 : paramètres de l'analyse modale.

3. Analyse sismique :

Vérification du comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

- ▶ Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Sismique.

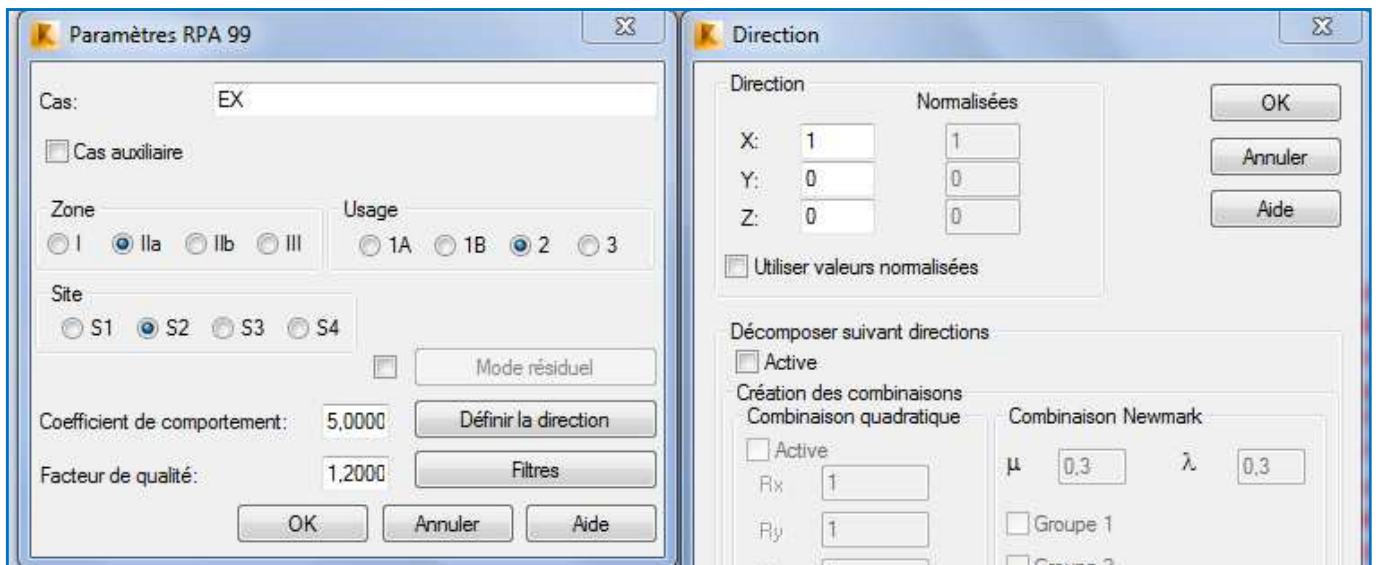


Figure IV.17 : paramètres de l'analyse sismique.

4. Les combinaisons d'actions :

- Charge --- combinaison manuel --- choisir le type de la combinaison et sa nature.

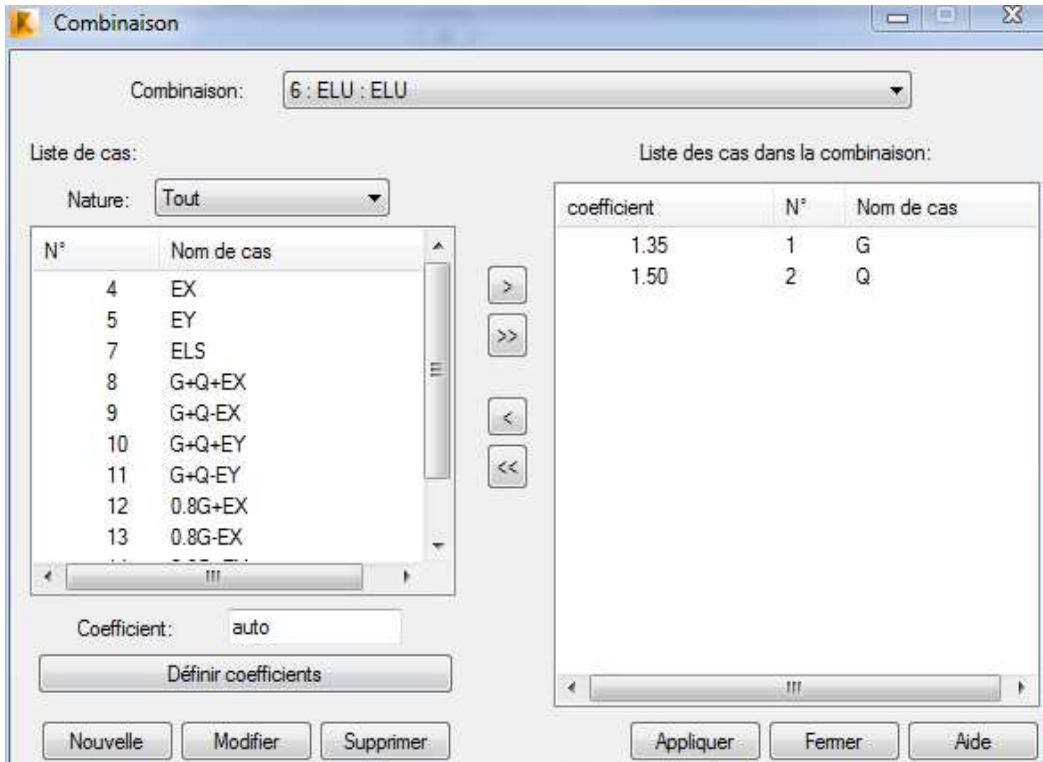


Figure IV.18 : Définition des combinaisons d'actions.

- introduire les charges statiques "ELU, ELS " et les combinaisons sismiques "G + Q ± E ; 0.8 G ± E ".

5. Le maillage :

- Analyse --- Générer le modèle de calcul --- le maillage se fait automatiquement.
- afficher les numéros des nœuds --- cliquer dans la zone "**nœuds maîtres**" --- sélectionner graphiquement le nœud maître ou écrire son numéro --- cliquer dans la zone "**sélectionner les nœuds esclaves**" --- sélectionner graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros --- cliquer sur "**appliquer**".

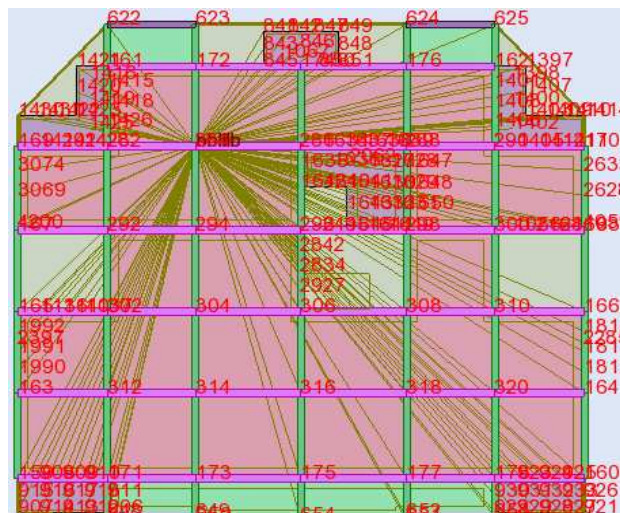


Figure IV. 19: Application de la liaison rigide.

IV modélisation et vérifications

- ▶ Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

6. Définition des étages :

- ▶ Afficher le plan XZ ou YZ --- Structure --- étage --- étage.
- ▶ Cliquer sur "**définition graphique**" --- définir graphiquement.

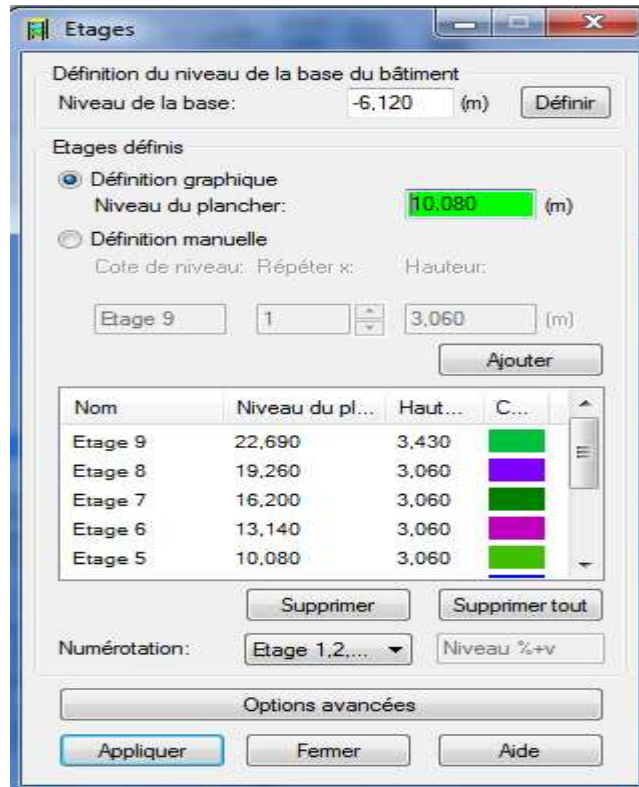



Figure IV. 9: Définition des étages.

7. calcul de la structure :

- ▶ Analyse --- Calculer --- ou avec  l'icône

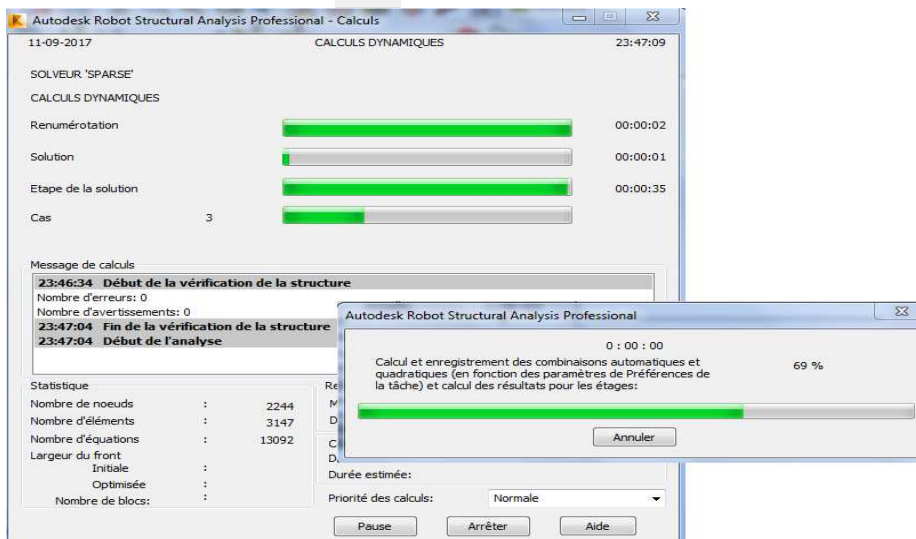


Figure IV.21. Lancement du calcul.

IV .I.3. Justification des données introduites au logiciel Robot :

A fin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallut lui introduire les paramètres suivants :

- Paramètres de l'analyse modale :

	β	Nbre de modes	Coef de masse	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Art 4.3.4	Art 4.3.4	Tableau 4.2	Tableau 4.3	- Formule 4.4 - Tableau4.4
Valeurs	0.20	27	90%	10%	5	1.20

Tableau IV.1. Paramètres de l'analyse modale

- Paramètres du RPA : [chapitre III: critères de classification du RPA 99 mod 2003]

	Zone	Usage	Site
Valeurs	Ila	2	S2

Tableau IV.2. Paramètres du RPA.

- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Partie II : vérifications et interprétation des résultats.

IV.II.1. Justification du système de contreventement :

Le contreventement dans le cas de notre bâtiment, est assuré par des portiques et des voiles disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

Catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient R

Les charges verticales et horizontales reprises par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher F_x , F_y et F_z et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles.
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter **ELS** à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.
 Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x , Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y et pour le cas 7 (ELS) on relève F_z .

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
Ex 4/ 1	1459,964	319,995	576,669	883,294	111,954	208,042	0,0	525,276	-525,276
4/ 2	1420,244	315,156	414,020	1006,224	78,812	236,344	0,0	311,438	-311,438
4/ 3	1349,741	299,437	409,853	939,888	96,679	202,758	0,0	189,906	-189,906
4/ 4	1230,914	272,691	606,765	624,149	101,571	171,120	0,0	77,451	-77,451
4/ 5	1074,819	237,939	480,046	594,773	76,998	160,941	0,0	60,798	-60,798
4/ 6	876,954	191,887	481,935	395,019	75,565	116,322	0,0	60,738	-60,738
4/ 7	643,418	139,235	460,328	183,091	66,427	72,808	0,0	46,845	-46,845
4/ 8	361,141	80,804	298,701	62,440	54,357	26,447	0,0	19,395	-19,395
4/ 9	60,497	12,784	64,369	-3,872	17,286	-4,502	0,0	18,538	-18,538
Ey 5/ 1	319,992	1422,640	130,514	189,478	523,692	898,948	0,0	952,260	-952,260
5/ 2	314,917	1379,122	128,759	186,158	398,443	980,679	0,0	807,894	-807,894
5/ 3	301,146	1308,298	92,881	208,264	428,980	879,318	0,0	695,065	-695,065
5/ 4	275,596	1186,653	167,285	108,311	513,866	672,787	0,0	396,066	-396,066
5/ 5	243,749	1030,137	129,667	114,083	391,017	639,120	0,0	235,199	-235,199
5/ 6	200,071	838,686	126,960	73,111	382,172	456,514	0,0	123,463	-123,463
5/ 7	147,584	611,542	116,102	31,482	333,029	278,513	0,0	50,493	-50,493
5/ 8	89,001	346,658	87,719	1,282	273,285	73,373	0,0	20,008	-20,008
5/ 9	15,801	50,227	16,700	-0,899	69,223	-18,995	0,0	21,832	-21,832
ELS 7 (C)/1	0,000	0,000	31,721	-31,721	6,183	-6,183	-33282,213	-26651,581	-6630,632
7 (C)/2	0,000	0,000	21,936	-21,936	-39,684	39,684	-29171,708	-23205,348	-5986,380
7 (C)/3	0,000	0,000	-76,683	76,683	-28,029	28,029	-25070,904	-19913,667	-5157,237
7 (C)/4	0,000	0,000	25,100	-25,100	5,292	-5,292	-20634,663	-16235,400	-4399,263
7 (C)/5	0,000	0,000	20,137	-20,137	-2,941	2,941	-16315,911	-12542,783	-3773,128
7 (C)/6	0,000	0,000	16,448	-16,448	-13,339	13,339	-12073,323	-9116,778	-2956,546
7 (C)/7	0,000	0,000	11,519	-11,519	3,450	-3,450	-7830,736	-5781,877	-2048,858
7 (C)/8	0,0	0,000	-0,986	0,986	-50,156	50,156	-3706,170	-2474,764	-1231,407
7 (C)/9	0,0	0,000	13,854	-13,854	0,527	-0,527	-447,255	-424,876	-22,379

Tableau IV.4. Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure.

o **Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :**

a. **Sous charges verticales (ELS) :**

Effort Normal Total : [KN]	N=	33282,213	33282,213
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	6630,632	19,92%
Effort Normal Portiques : [KN]	N=	26651,581	80,08%

Tableau IV.5. Charges verticales.

Avec :

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{N_{tot}} \times 100$$

Sachant que N correspond aux charges verticales (F_z) sous la combinaison (G+Q).

b. **Sous charges horizontales (séisme E) :**

Effort Horizontal Total : [KN]	Fx=	1459,964	1464,963
	Fy=	1422,64	1422,64
Effort Horizontal Voiles : [KN]	Fx=	888,294	60,84%
	Fy=	898,948	63,19%
Effort Horizontal Portiques:[KN]	Fx=	576,669	39,50%
	Fy=	523,692	36,81%

Tableau IV.6. Charges horizontales.

Avec :

$$\%V_{voiles} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\%V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

IV modélisation et vérifications

Sachant que V correspond aux charges horizontales (F_x et F_y) sous la combinaison (E_x et E_y) respectivement.

Conclusion :

Les voiles reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent plus de 25% des charges dus au séisme, d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par "voiles mixtes", donc le coefficient de comportement $R= 5$.

IV.II.2. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ).

IV.II.2.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,315	0,760	10,083	50,654
3/ 2	1,446	0,692	20,783	71,701
3/ 3	1,564	0,639	70,664	72,888
3/ 4	4,854	0,206	71,802	83,250
3/ 5	5,326	0,188	73,415	85,609
3/ 6	6,006	0,167	85,386	85,793
3/ 7	10,418	0,096	85,938	91,252
3/ 8	11,575	0,086	86,610	92,076
3/ 9	12,331	0,081	86,773	92,077
3/ 10	12,633	0,079	91,149	92,081

Tableau IV.7. Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 10^{ème} mode dans le sens X-X et au 7^{ème} dans le sens Y-Y.

IV.II.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

[Art 4. 2. 4] du RPA 99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{ [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

Tableau IV.8. Valeurs du coefficient C_T

$$T_{emp} = 0.05 \times 28.81^{0.75} = 0.622 \text{ S.}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dis : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :
 $T_{RPA} = 0.622 \times 1.3 = \mathbf{0.809 \text{ S}}$.
- La période analytique (T_{LOG}) sera tiré des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :
 1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**mode propre**".
 2. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
 3. Cliquer sur "**extrêmes globaux**" pour afficher les valeurs maximales et minimales.
 4. Relever les résultats.

Le logiciel ROBOT nous a permis d’avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun:

	Période [sec]
MAX	0,760
Cas	3
Mode	1
MIN	0,054
Cas	3
Mode	27

Tableau IV.9. Période fondamentale.

La période maximale est de **0.760 s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.054 s** pour le 27^{ème} mode de vibration.

- **Comparaison des résultats :**
 $T_{RPA} = \mathbf{0.809 \text{ S}} > T_{LOG} = \mathbf{0.760 \text{ S}}$ **Condition vérifiée.**

IV.II.2.3. Vérification de l'excentricité [Art 4. 2. 7] du RPA 99 mod 2003 :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$\text{c.à.d. on doit vérifier que : } \begin{cases} e_{x0} < e_{x1} \\ e_{y0} < e_{y1} \end{cases}$$

Avec:

e_{x0} ; e_{y0} : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement.

e_{x1} ; e_{y1} : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement.

$$\text{Sachant que : } \begin{cases} e_{x1} = 5\% l_x \\ e_{y1} = 5\% l_y \end{cases}$$

- Les excentricités seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :
 - Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 - Cliquer sur "**valeurs**" et dans cas de charge sur "**modale**".
 - Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement le nom des étages et les résultats voulus, à savoir e_{x0} , e_{y0} et e_{x1} , e_{y1}

Comparaison des résultats :

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
3/ 1	Etage 1	0,306	0,212	1,075	0,833
3/ 2	Etage 2	0,311	0,199	1,075	0,918
3/ 3	Etage 3	0,320	0,492	1,075	1,003
3/ 4	Etage 4	0,309	0,797	1,075	1,003
3/ 5	Etage 5	0,310	0,812	1,075	1,003
3/ 6	Etage 6	0,310	0,812	1,075	1,003
3/ 7	Etage 7	0,309	0,803	1,075	1,003
3/ 8	Etage 8	0,358	0,789	1,075	0,833
3/ 9	Etage 9	0,133	0,007	1,075	0,660

Tableau IV.10. excentricités.

Comme on peut le constater des tableaux ci-dessus, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et cela dans les deux directions.

IV.II.2.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) [Art 4. 3. 6 du RPA 99 mod 2003] :

La résultante des forces sismiques à la base 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,

$$\text{autrement dit : } V_{\text{dyn}} \geq 0.8 \times V_{\text{stat}}$$

Avec :

- $V_{\text{stat}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ [Art 4. 2. 3 RPA 99 mod 2003]

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

- Calcul du coefficient d'accélération de zone A :

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.11. Coefficient d'accélération de zone "A"

A = 0,15 (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

- Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

[Art 4.2.3 RPA 99 mod 2003, formule 2.3]

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

- $T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0.622 \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.809 \\ T_{calcul} = 0.760 \end{cases} = \underline{0.760}$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,15	0,15
T2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.12. Périodes caractéristiques

$$T_1 = 0.15 \quad ; \quad T_2 = 0.40$$

- **η** : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \text{[formule 4.3]}$$

Avec : $\xi = 10\%$

$$\eta = 0.764$$

Nous avons : $T_2 \leq T = 0.760 \leq 3 \text{ s}$ donc : $D = 2.5 \times \eta (T_2/T_1)^{2/3} \Rightarrow D = 1.447$

- Calcul du poids total de la structure :

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (t)
Valeurs	0.15	1.447	5	1.20	2918.743

Tableau IV.13. Tableau récapitulatif des différents paramètres.

On aura donc :

$$V_{stat} = 152.043 \text{ t}$$

$$0.8 \times V_{stat} = 121.634 \text{ t}$$

- V_{dyn} sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

6. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
7. Cliquer sur "**effort réduit**".
8. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir F_x et F_y .
9. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
10. Relever les résultats du 1^{er} étage.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} , et Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy}

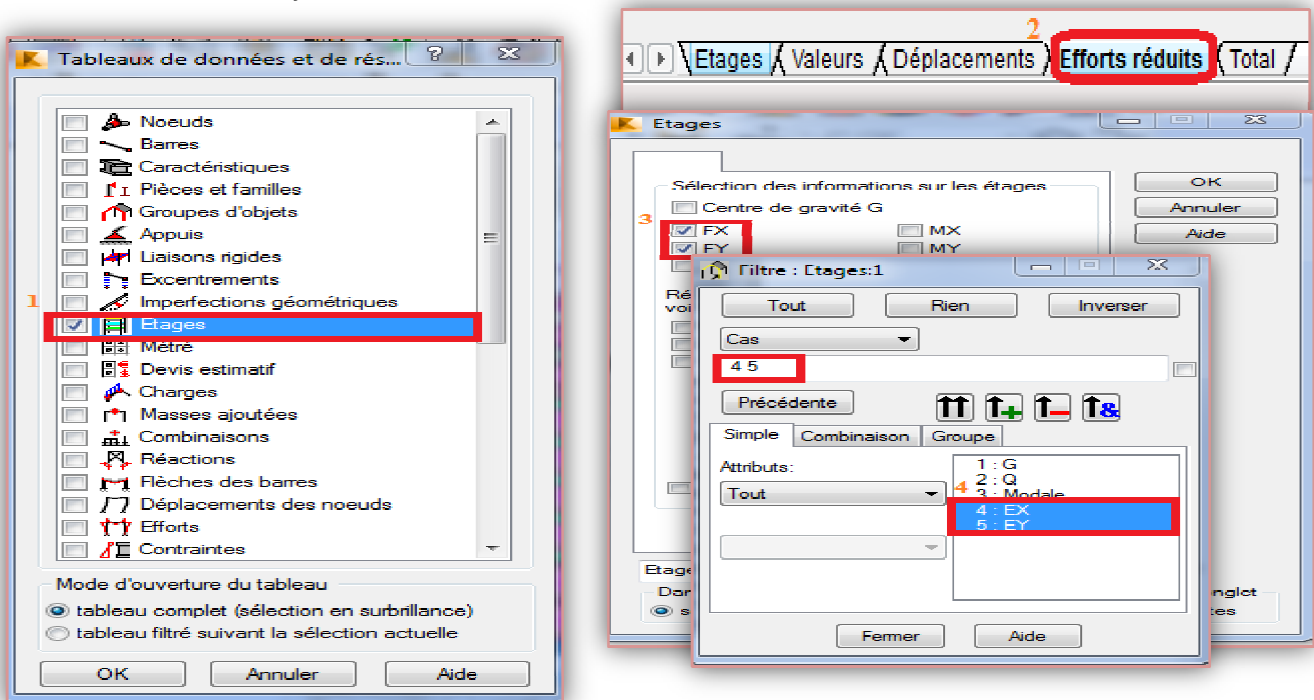


Figure IV.22. Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

$$V_{dx} = 1459.964 \text{ KN} = 145.996 \text{ t}$$

$$V_{dy} = 1422.640 \text{ KN} = 142.264 \text{ t}$$

$$V_{dx} [\text{t}] = 145,996 > 0.8 \times V_{stat} = 121.134 \text{ t}$$

$$V_{dy} [\text{t}] = 142,264 > 0.8 \times V_{stat} = 121.634 \text{ t}$$

condition vérifiée

condition vérifiée

IV.II.2.5. Vérification de l'effort normal réduit [Art 7.4.3.1 du RPA 99 mod 2003] :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c_j}} \leq 0.3$$

L'effort normal réduit a été vérifié dans le chapitre II en page ... avec une valeur de N_d trouvée à partir de la descente de charge, on va maintenant procéder à sa vérification avec une valeur tirée du logiciel Robot, et pour ce on va procéder comme suit :

1. Filtrer les étages, en cliquant deux fois sur le 1^{er} étage.
2. A l'aide de l'outil de sélection, sélectionner les poteaux du 1^{er} étage.
3. Ouvrir une nouvelle fenêtre pour afficher les poteaux sélectionnés.
4. Désélectionner les poteaux à coté des voiles, sélectionner les poteaux restants et les copier.
5. Ouvrir le tableau des efforts, puis bouton droit "filtre", cliquer sur "rien" puis coller les poteaux précédemment sélectionnés, et enfin cliquer sur "fermer".
6. Sélectionner le cas de charge suivant "8A15", c'est-à-dire les combinaisons sismiques.
7. Relever la valeur de "Fx" qui correspond à " N_d ".

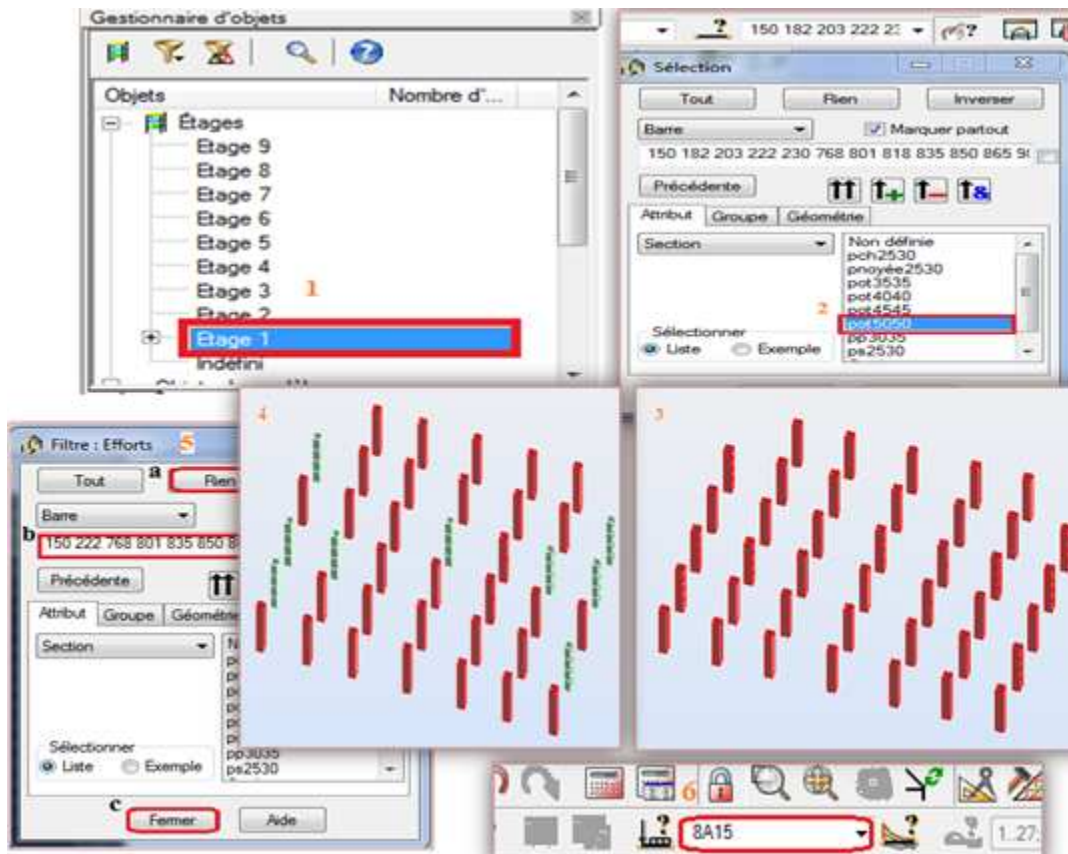


Figure IV.23. Étapes pour l'extraction de la valeur de N_d

N_d [KN] =	1644,686	
a [m] =	0,5	
b [m] =	0,5	
f_{c28} [Mpa]	25	
v =	0,2631498 < 0.3	condition vérifiée

V.II.2.6. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)

[Art 5. 10 du RPA 99 mod 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ [Art4. 4. 3] du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les valeurs de δ_{eK} seront tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "tableau", puis on coche "étage".
2. Cliquer sur "déplacement".
3. Bouton droit "filtre spécial", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
4. Bouton droit "filtre", sélectionner E_x et E_y .
5. relever " U_x " pour le cas 4 (E_x) et " U_y " pour le cas 5 (E_y)

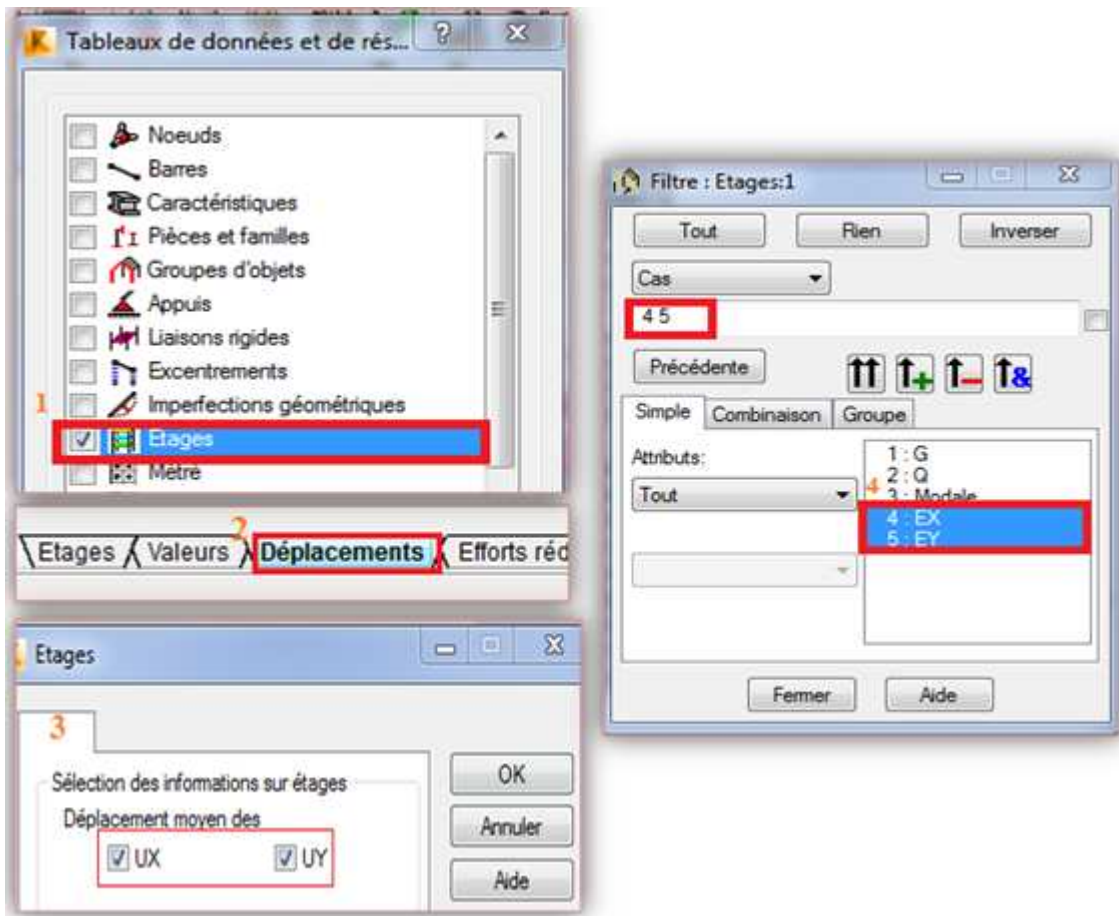


Figure IV.24. Etapes pour l'extraction des déplacements

Niveau	Sens XX			Sens YY			$\overline{\Delta^k} = 1\%H$ [cm]	Observations
	δ_{ex}^k	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	Δ_x^k	δ_{ey}^k	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	Δ_y^k		
Toiture	4.210	21.050	2.825	4.741	23.705	3.35	3.43	Condition vérifiée
Etage5	3.645	18.225	2.220	4.071	20.355	2.130	3.06	Condition vérifiée
Etage4	3.201	16.005	2.855	3.645	18.225	2.915	3.06	Condition vérifiée
Etage3	2.630	13.150	2.060	3.062	15.310	2.660	3.06	Condition vérifiée
Etage2	2.218	11.090	2.080	2.530	12.650	2.590	3.06	Condition vérifiée
Etage1	1.802	9.010	2.900	2.012	10.060	1.860	3.06	Condition vérifiée
RDC	1.222	6.110	1.480	1.640	8.200	3.150	3.96	Condition vérifiée
S.SOL 2	0.926	4.630	1.730	1.010	5.050	2.000	3.06	Condition vérifiée
S.SOL 1	0.580	2.900	2.900	0.610	3.050	3.050	3.06	Condition vérifiée

Tableau IV.14. vérification du déplacement inter-étage.

V.II.2.7. Vérification de l'effet P- Δ [Art 5.9 RPA 90 mod 2003]:

D'après le RPA l'effet P- Δ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

"k" $\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

\therefore L'effet P- Δ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niveau	Sens xx			Sens yy			Observations
	$P_K \cdot \Delta_y^k$	$V_y^k \cdot h_K$	θ	$P_K \cdot \Delta_x^k$	$V_x^k \cdot h_K$	θ	
Toiture	24.107	2130,92	0,011	36.160	1518,40	0,024	Condition vérifiée
Etage 5	24.468	2109,80	0,011	36.702	1431,47	0,025	Condition vérifiée
Etage 4	36.702	2211,52	0,016	36.702	1455,36	0,025	Condition vérifiée
Etage 3	36.702	2116,75	0,017	48.936	1333,57	0,036	Condition vérifiée
Etage 2	61.170	2948,15	0,02	48.936	1772,13	0,027	Condition vérifiée
Etage 1	48.936	2616,23	0,018	48.936	1521,92	0,032	Condition vérifiée
RDC	61.170	2392,58	0,025	61.170	1357,26	0,045	Condition vérifiée
S.SOL 2	48.936	1981,38	0,025	48.936	1075,59	0,045	Condition vérifiée
S.SOL 1	48.936	1739,19	0,028	24.468	961,32	0,025	Condition vérifiée

Tableau IV.13. Vérification de l'effet P- Δ

Chapitre V :

Ferraillage des poutres, poteaux, voiles

Chapitre VIII :

Logiciels utilisés

Introduction :

Dans ce présent chapitre nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux à savoir : poutres, poteaux et voiles et pour se faire nous l'avons partagé en deux parties, la 1^{ère} consiste à expliquer les procédures à suivre pour extraire du logiciel utilisé les valeurs des efforts qui vont nous servir dans nos calculs qui seront détaillés dans la 2^{ème} partie.

Partie I : Procédures à suivre avec Robot :**V.I.1. Ferrailage des poutres :**

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, qui sont ferrillées en flexion simple, on devra extraire de Robot le moment " M_y ", qui nous servira dans nos calculs.

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferriller.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher " **M_y** ".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure 4").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).
7. Relever la valeur des moments.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

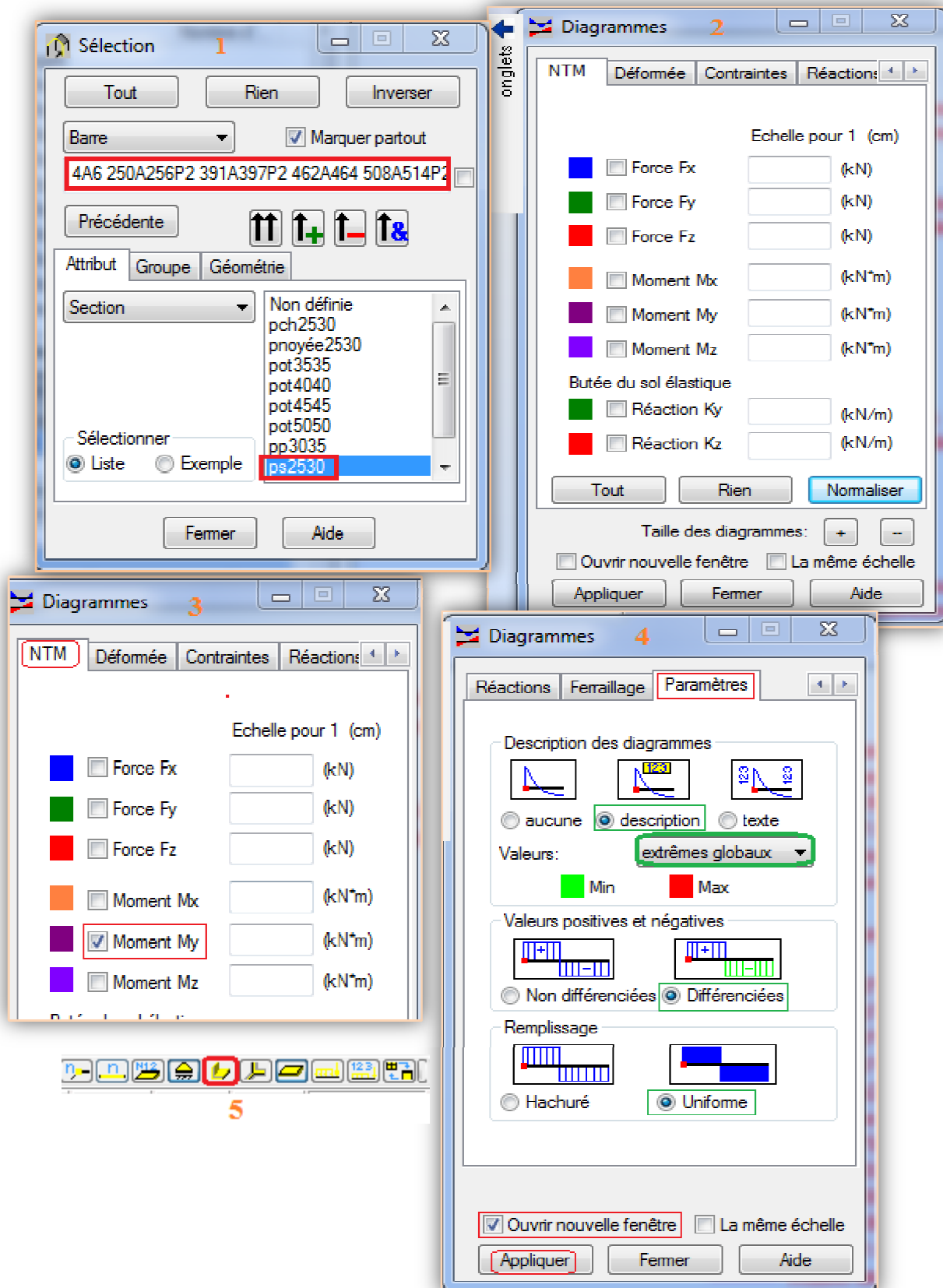


Figure.V.1. Extraction des valeurs M_y à partir de ROBOT.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

V.I.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont ferrailés en flexion composé et pour calculer la section d'armatures qu'il faudra adopter nous devons relever de Robot les valeurs suivantes :

- N_{\max} et son moment correspondant.
- N_{\min} et son moment correspondant.
- M_{\max} et l'effort N correspondant.

Pour les moments correspondant on prendra le max de M_y et M_z ; quand a l'effort N il correspond à F_x dans Robot.

Procédure avec Robot :

1. Bouton droit "**tableau**", cliquer sur "**effort**".
2. Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles et ce pour chaque section de poteaux.
3. Choisir le "**cas de charge**" suivant "**combinaisons**".
4. Relever les valeurs citées précédemment.

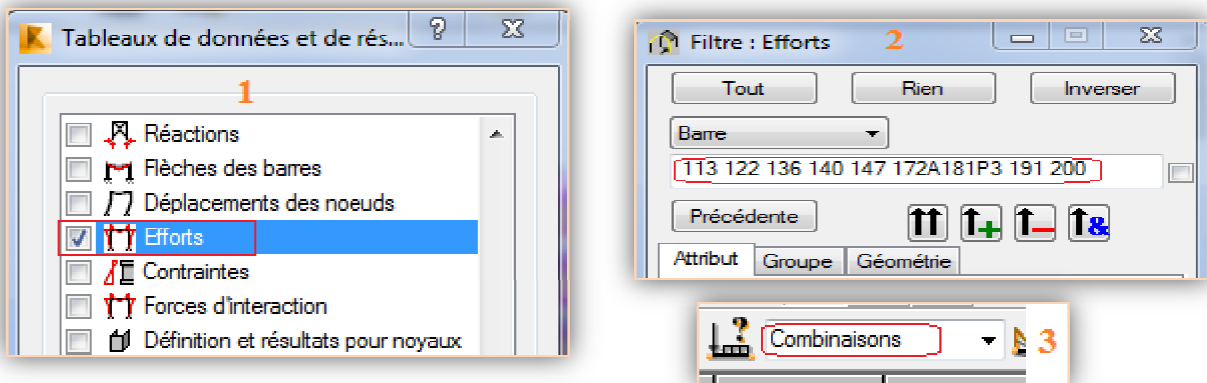


Figure. V.2. Extraction de N et M à partir de ROBOT.

V.I.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes.

Procédure avec Robot :

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "**Filtres**", coller les voiles déjà sélectionnés.
6. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

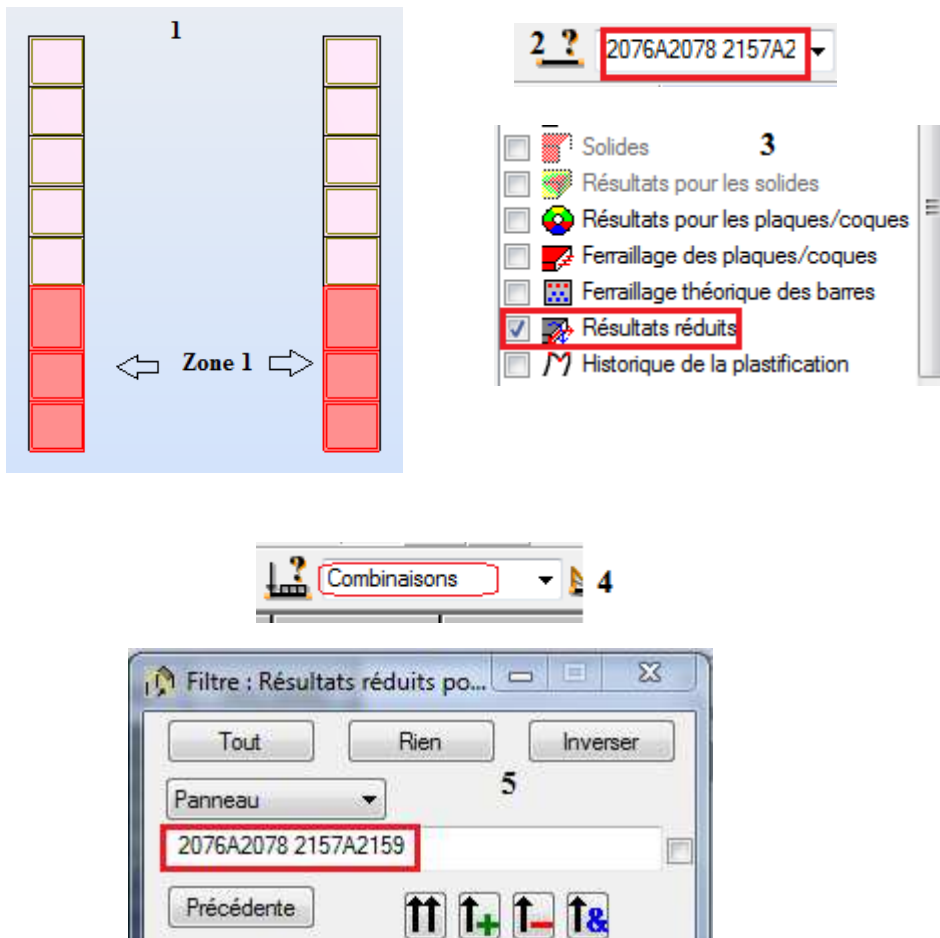


Figure. V.2. Extraction de σ_{\max} et σ_{\min}

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

Partie II : calcul des ferrailages :

- Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau. V. 1. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

- Combinaisons considérées dans les calculs :

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] :

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

V.II.1. ferrailages des poutres :

Comme on la déjà précisé dans la 1^{ère} partie, les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel robot.

V.II.1.1. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante;
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30 × 35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (25 × 30)	3.75	30	45

Tableau. V.2. Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de: $40\emptyset$ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (90°).

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $\text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right)$;
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

V.II.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a) Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Ast: Section d'acier inférieure (tendue);

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée);

Mu: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton;

b : Largeur de la section du béton;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire:

1^{er} cas : Section simplement armée $A_c = 0$:

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} \quad \text{ou bien :} \quad A_{st} = \frac{M_{ACC}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

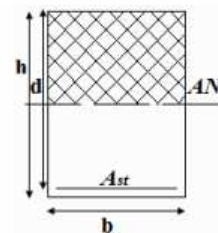


Fig. V.4. Section simplement

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

2^{ème} cas : Section doublement armée $A_c \neq 0$:

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes:

Armature tendues: $A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \bar{\sigma}_{st}}$; avec : $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

Armature comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \bar{\sigma}_{st}}$; avec : $\Delta M = M_u - M_1$ ou bien : $\Delta M = M_{ACC} - M_1$

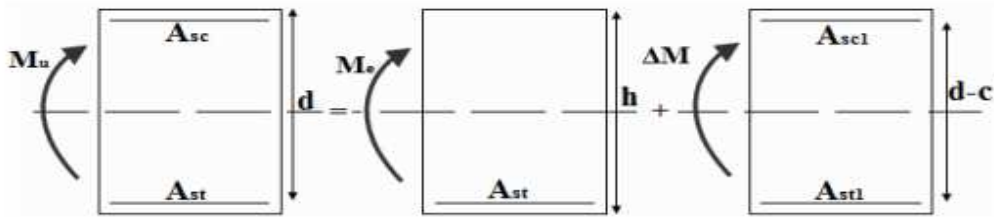


Figure V. 5: Section doublement armée.

b) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

poutres principales	MY [kNm]	poutres secondaires	MY [kNm]
Type (couleur) de ligne		Type (couleur) de ligne	
Echelle : (cm) =	30.000	Echelle : (cm) =	30.000
MAX	65.935	MAX	34.058
Barre	395	Barre	495
MIN	-91.467	MIN	-80.309
Barre	1904	Barre	298

Figure V. 6. Moments max et min des poutres.

c) Ferrailage des poutres :

- Poutre principale:
 - En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.939 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 18.48} = 0.1092 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{65.939 \times 10^3}{0.942 \times 33 \times 400} = 5.303 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{91.467 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.1972 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.889$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{91.467 \times 10^3}{0.889 \times 33 \times 348} = 8.96 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires:**- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.058 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.1224 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{34.058 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.309 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 18.48} = 0.2217 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.873$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{80.309 \times 10^3}{0.873 \times 28 \times 400} = 8.21 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

• **ferrailage des poutres principales (30×35) :**

poutre	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	65.939	0.1092	SSA	0.942	5.303	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8.007
Aux appuis	91.467	0.1972	SSA	0.889	8.96	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9.2316

Tableau. V.3. ferrailage des poutres principales

• **ferrailage des poutres secondaires (25×30) :**

poutre	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	34.058	0.1224	SSA	0.935	3.74	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6.780
Aux appuis	80.309	0.2217	SSA	0.873	8.21	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9.2316

Tableau. V.4. ferrailage des poutres secondaires.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

V.II.1.3. Vérifications à l'ELU:

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		A_{st}		A_{min}	vérifications
Poutres principales (30×35)	En travée	8.007	17.24	5.25	CV
	Aux appuis	9.2316			CV
Poutres secondaires (25×30)	En travée	6.780	16.0116	3.75	CV
	Aux appuis	9.2316			CV

Tableau. V.5. Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

		Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;14.4]	$S_t = 10$	0.72	4HA8=2.01	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35		
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [7.5;14.4]	$S_t = 10$	0.675	4HA8=2.01	
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35		

Tableau. V.6. Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

c) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_U^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU};$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	92.112	30	33	0.93	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	101.27	25	28	1.45	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.7: Vérification au cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	observation
	T_{max}						
Principales	T_{max}	92.112	30	33	25	594	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	101.27	25	28	25	420	Condition vérifiée

Tableau V.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 92.112 - \frac{91.467}{0.9 \times 0.33} = -215.86 < 0$

- Pour les poutres Secondaires: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 101.27 - \frac{80.309}{0.9 \times 0.28} = -217.42 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

$\psi_s = 1.5$: Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{92.112 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 263.76} = 1.18 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{101.27 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 263.76} = 1.52 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

f) Encrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$

V.II.1.4. Vérifications à L'ELS :

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

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec: $A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8.007	1.195	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.2316	1.195	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.780	0.845	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.2316	0.845	Condition vérifiée

Tableau. V.9. Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm} \\ f_{\text{Robot}} = 0.020 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{Robot}} = 0.020 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm} \\ f_{\text{Robot}} = 0.044 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{Robot}} = 0.044 \text{ cm} < \bar{f} = 0.64 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

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

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Extrêmes globaux des moments à l'ELS:

Poutres		Moments (KN.m)		Élément	combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	M _{st}	24.691	495	ELS	courante
	Appuis	M _{sa}	- 53.864	484	ELS	courante
Poutres Secondaires	Travée	M _{st}	17.633	1254	ELS	courante
	Appuis	M _{sa}	-65.599	1904	ELS	courante

Tableau. V.10. Extrêmes globaux des moments à l'ELS.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
P.P.	Travée	24.691	0.809	0.8713	23.85	8.007	33	100.8	348	C.V.	4.07	15	C.V.
	Appuis	- 53.864	0.932	0.8643	21.84	9.2316	33	204.57	348	C.V.	9.37	15	C.V.
P.S	Travée	17.633	0.807	0.8714	23.89	6.780	28	100.1	348	C.V.	4.50	15	C.V.
	Appuis	-65.599	1.032	0.8591	20.49	9.2316	28	295.41	348	C.V.	14.42	15	C.V.

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

V.II.2.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant dans chaque sens (M_{xx}) et (M_{yy}), ils seront donc calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, puis vérifiées à l'ELS.

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau. V.12 : caractéristiques mécanique des matériaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

V.II.2.1. calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Exposé de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des armatures longitudinales, on commence par positionner le centre de pression C_p , en calculant son excentricité par rapport à l'axe neutre $e_u = \frac{M_u}{N_u}$, plusieurs cas peuvent se présenter :

L'effort normal est un effort de compression

- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite partiellement comprimée dans les cas suivants :

1) Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c'$

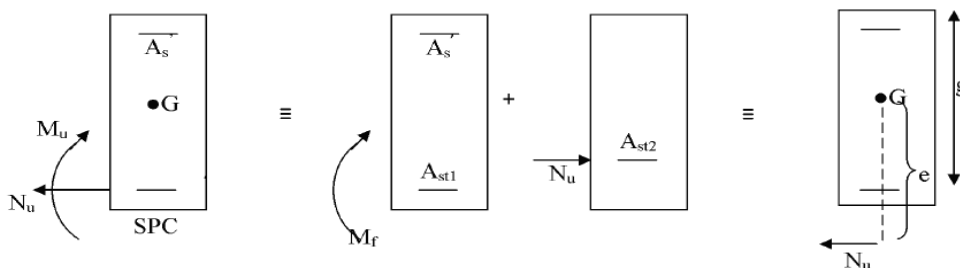


Figure. V.7 : Schéma de calcul en flexion composée (SPC).

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

Le centre « C_p » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

2) Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$ → il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment fictif (moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures)

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$$

Une armature fictive sera calculée en flexion simple par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si : $\mu_b < \mu_l = 0.392$ → SSA

Section d'armature fictive :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{b d \sigma_{st}}$$

section d'armature réelle:

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

Si : $\mu_b > \mu_l = 0.392$ → SDA

On calcule :

$$M_r = \mu_b b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec:

M_r : moment ultime pour la section simplement armée.

Section d'armature fictive :

$$A_{stf} = \frac{M_r}{b d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}}$$

section d'armature réelle :

$$A_{st} = A_{stf} - A_{sc} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite entièrement comprimée si:

$$- e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c'$$

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

$$- N_U(d - c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

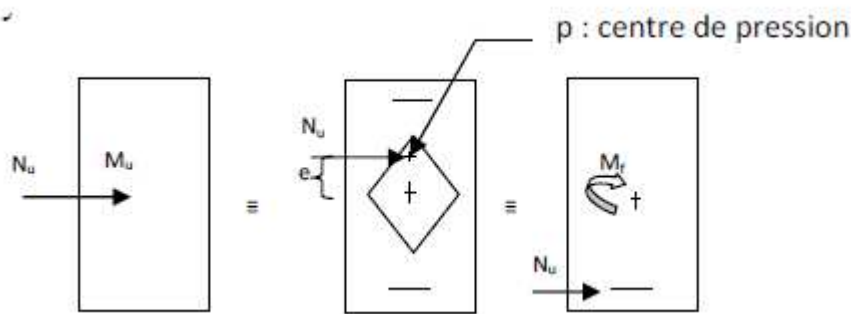


Figure .VI.8 : Schéma de calcul en flexion composée (SEC).

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$\text{Si : } N_U(d - c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\text{Si : } N_U(d - c) - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \times bh^2 \times f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; A_{sc2} = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

L'effort normal est un effort de traction

- **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_{st1} = \frac{N \times g}{(d - c') \times \sigma_{st}} ; A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1}$$

- **Section partiellement tendue (S.P.T) :**

Le calcul sera conduit selon les mêmes étapes que pour une section partiellement comprimée, avec une différence de signe de signe pour l'équation finale ($A_s = A_{sf} + \frac{N_u}{\sigma_{st}}$).

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
Sous-sol 1	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	G+Q+E _Y	1644.686	41.212
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G-E _Y	-104.403	6.164
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	0.8G+ E _Y	778.434	44.433
Sous-sol 2, RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	G+Q+E _Y	1383.611	32.895
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G-E _Y	-89.685	7.562
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G+Q+E _Y	543.256	37.624
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	653.912	-1.184
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G-E _Y	6.388	11.556
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q - E _X	266.853	49.846
5 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	ELU	207.286	4.965
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	0.8G - E _X	-24.851	24.464
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	G + Q - E _X	95.543	42.266

Tableau.V.13: Efforts internes dans les poteaux.

Ferrailage longitudinale des poteaux

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
Sous-sol 1	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	1644.686	41.212	SPC	0	0	20	4HA16+8HA14	23.12
		$N^{min} - M^{corres}$	-104.403	6.164	SPC	0.55	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	778.434	44.433	SPC	0	0			
Sous-sol 2, RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	1383.611	32.895	SPC	0	0	16.2	12HA14	18.48
		$N^{min} - M^{corres}$	-89.685	7.562	SPC	0.58	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	543.256	37.624	SPC	0.41	0			
2 ^{émé} , 3 ^{émé} et 4 ^{émé} étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	653.912	-1.184	SPC	0	0	12.8	8HA12+4HA14	16.33
		$N^{min} - M^{corres}$	6.388	11.556	SPC	0.62	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	266.853	49.846	SPC	2.24	0			
5 ^{émé} étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	207.286	4.965	SPC	0	0	9.8	12HA12	13.56
		$N^{min} - M^{corres}$	-24.851	24.464	SPC	1.67	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	95.543	42.266	SPC	2.70	0			

Tableau. V.14 : Ferrailage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.

V.II.2.2. Vérifications à L'ELU :

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
50 × 50	20	100	150
45 × 45	16.2	81	121.5
40 × 40	12.8	64	96
35 × 35	9.8	49	73.5

Tableau.V.15 : sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II
 - poteaux (50×50) : $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm.
 - Poteaux (45×45) : $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm.
 - Poteaux (40×40) : $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm.
 - Poteaux (35×35) : $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3.06m** pour tous les étages et de **3.96m** pour le RDC.

-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre.

- poteaux (50×50) : $h' = 65$ cm.
- Poteaux (45×45) : $h' = 60$ cm.
- Poteaux (40×40) : $h' = 60$ cm.
- Poteaux (35×35) : $h' = 60$ cm.

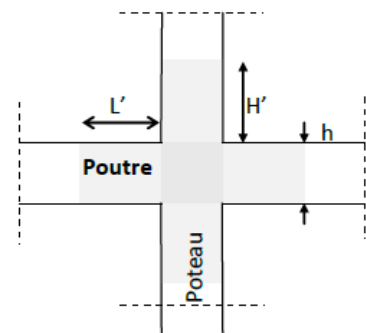


Figure. V.9 : zone nodale dans le poteau.

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

**b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA
[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

• **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \quad \text{soit :} \quad \varnothing_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

\varnothing_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2.01\text{cm}^2 = \mathbf{4HA8}$.

• **Espacement des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées selon la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \dots\dots\dots \quad [\text{Formule 7.1 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- o Calcul de l'élanement géométrique du poteau " λ_g " :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} \quad \text{ou:} \quad \frac{L_f}{b}$$

Avec:

- L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$).
- L_0 : Hauteur libre du poteau.
- h et b : dimension de la section droite du poteau.

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
35×35 (5 ^{ème} étage)	$L_0 = 3.06$ m	6.12	2.5
40×40 (2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage)	$L_0 = 3.06$ m	5.355	2.5
45×45 (Sous-sol 2, RDC et 1 ^{er} étage)	$L_0 = 3.06$ m	4.76	3.5
50×50 (le s/sol 1)	$L_0 = 3.06$ m	4.284	3.5

Tableau.V.16 : coefficients correcteur " ρ_a " en fonction de L'élançement géométrique du poteau " λ_g ".

- S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule [7.1 du RPA 99 / version 2003].
 - o Calcul de l'espacement des armatures transversales par la formule (7.1) :

$$S_t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho_a \times V_u}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales elle est égale à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

V_u : Effort tranchant max

Par ailleurs, les armatures transversales doivent respecter l'espacement maximal suivant :

En zone II l'espacement est fixé comme suit

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \text{Min}(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset$

$$S_t \leq (15 \times 1.2) = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 18 \text{ cm.}$$

Avec :

\emptyset : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

Les espacements des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	ρ_a	S_t calculé [cm]	S_t max [cm]		S_t choisit [cm]	
				Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale
35×35	84.951	2.5	13.25	18	12	15	10
40×40	118.325	2.5	10.87	18	12	15	10
45×45	185.353	3.5	5.58	18	12	15	10
50×50	220.500	3.5	5.21	18	12	15	10

Tableau.V.17 : Espacement des armatures transversales.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

Poteaux	A_t^{\min} [cm ²]		$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
35×35	1.575	1.05	2.01	CV	CV
40× 40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
45× 45	1.43	1.62	2.01	CV	CV
50× 50	2.59	2.39	2.01	CNV	CNV

Tableau.V.18 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50×50) seront composées de 2 cardes Ø10 ;

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux (45×45), (40×40) et (35×35) seront composées de 2 cardes Ø8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

c. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Avec :

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
35×35	84.951	0.760	0.075	1.875	3.33	Condition vérifiée
40×40	118.325	0.790	0.075	1.875	3.33	Condition vérifiée
45×45	185.353	0.980	0.04	1	3.33	Condition non vérifiée
50×50	220.500	0.930	0.04	1	3.33	Condition non vérifiée

Tableau.V.19 : Vérification des contraintes tangentielles.

d. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

Pour le $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

VI.II.2.3. Vérification à L'ELS :

a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	A_{\min} [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	observation
Sous-sol 1	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	964.758	2.743	0.0028	7.11	23.12	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	297.709	8.278	0.0278	8.92		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	656.971	8.350	0.0127	7.68		
Sous-sol 2, RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	864.291	2.860	0.0033	5.76	18.48	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	254.569	8.596	0.0337	8.16		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	803.680	17.857	0.0222	6.94		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	473.635	2.896	0.0061	4.65	16.33	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	535.627	10.264	0.019	5.39		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	660.499	28.029	0.042	8.53		
5 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	150.925	3.619	0.0239	4.66	13.56	Condition vérifiée
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	2.091	0.592	0.2831	0.83		
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	141.929	13.704	0.0965	-1.78		

Tableau.V.20 : vérification de la condition de non fragilité.

b. État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC] :

Niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s [m]	observation	σ_b sup [MPa]	σ_b inf [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Vérification
Sous-sol 1	50 × 50	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	964.758	2.743	0.0028	SEC	4.57	2.43	15	CV
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	297.709	8.278	0.0278	SEC	1.72	0.50		CV
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	656.971	8.350	0.0127	SEC	3.38	1.44		CV
Sous-sol 2, RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	864.291	2.860	0.0033	SEC	5.08	2.68		CV
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	254.569	8.596	0.0337	SEC	1.94	0.43		CV
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	803.680	17.857	0.0222	SEC	5.59	1.79		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	40 × 40	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	473.635	2.896	0.0061	SEC	3.67	1.69		CV
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	135.627	10.264	0.0756	SPC	1.82	0		CV
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	460.499	28.029	0.0608	SPC	5.62	0		CV
5 ^{ème} étage	35 × 35	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	150.925	3.619	0.0239	SEC	1.87	0.41		CV
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	2.091	0.592	0.2831	SPC	0.1	0		CV
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	141.929	13.704	0.0965	SPC	3.09	0		CV

Tableau. V.21 : vérification des contraintes.

V.II.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement réalisés en béton armé pour assurés deux fonctions principales :

- Fonction porteuse : ils assurent le transfert de charges verticales.
- Fonction de contreventement : ils assurent la stabilité sous l'action du chargement horizontal (stabiliser la structure dans les zones sismiques).

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base sollicité en flexion composée, son ferrailage 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).
- horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur du voile et de la hauteur d'étage, vu qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux nous allons donc ferrailer par zone et ceux pour nous faciliter les calculs.

Les zones sont définies comme suit :

- Zone I : sous sol 1, 2 et RDC.
- Zone II : 1^{er} étage, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} étage et la toiture.

V.II.3.1. Exposer de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel robot (comme déjà expliqué ci-dessus).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

V.II.3.2. Détermination des diagrammes de contrainte :

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

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

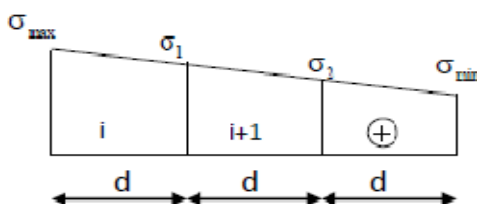
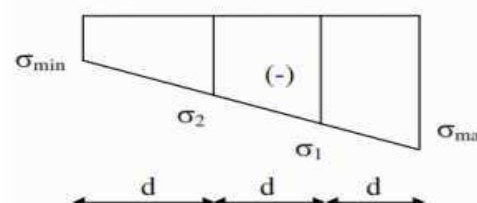
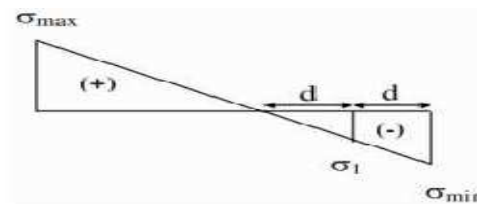
Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau.V.22: Tableau des efforts normaux

VI.II.3.3. Détermination des armatures :**a. Armatures verticales :**

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau.V.23 : Tableau des armatures verticales

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémités et il doit être au plus égale à 15 cm.

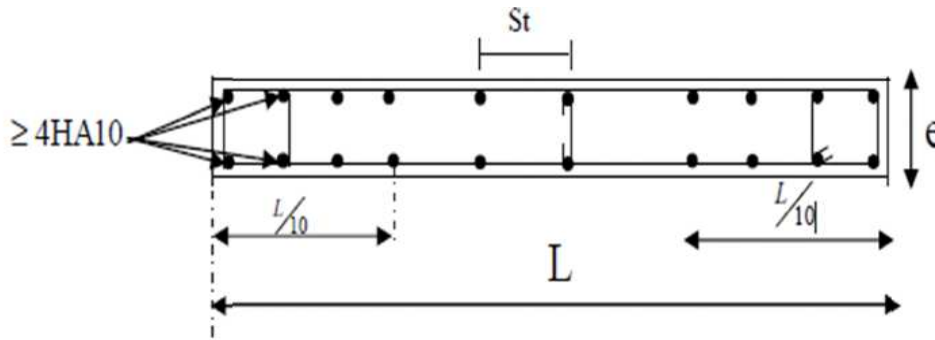


Figure.V.10: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est de 4HA10, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Armatures minimales:

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 mod99) :**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (art A.4.2.1/ BAEL91mod99):**

- $A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

- $A_{min} \geq 0.2\%B$

b. Armatures horizontales:

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(**Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003**) :

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

- A_V et $A_H > 0.15\%B$Globalement dans la section du voile.
- A_V et $A_H > 0.10\%B$en zone courante.

Avec :

B:section du béton.

- **Espacement :**

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

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\phi \leq 0.1a = 0.1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.IV. 3. Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

V.II. 3.4.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $L= 3.40$ m sur la zone 1.

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3.40	0.20	0.68	0.66

Tableau. V.24 : Caractéristiques géométriques

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

- $\sigma_{\max} = 2000 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -5300 \text{KN/m}^2$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2000}{2000 + 5300} \times 3.40 = \mathbf{0.94m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.40 - 0.94 = \mathbf{2.46m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 0.94\right) = \min(1.355; 0.44) = \mathbf{0.44m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-5300(2.46 - 0.44)}{2.35} = \mathbf{-4352.00 \text{KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5300 - 4352}{2} \times 0.44 \times 0.2 = \mathbf{-424.69 \text{KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e + \frac{-3462.19}{2} \times 0.7 \times 0.2 = \mathbf{-191.56 \text{KN}}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{1^{ere} bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{424.69}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{12.20 \text{cm}^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{191.56}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{5.50 \text{cm}^2}$$

f. Les armatures de coutures;

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{185.19 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{7.13 \text{cm}^2}$$

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0.44 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.44 \times 0.2\right)$$

$$A_{\min} = \max(4.62; 1.76) = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.20) + \left(\frac{7.13}{4}\right) = \mathbf{14 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (5.50) + \left(\frac{7.13}{4}\right) = \mathbf{7.30 \text{ cm}^2 / \text{ bande}}$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=14\text{cm}^2$	$2 \times 5\text{HA}14=15.4\text{cm}^2$	$S_t=9\text{cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2=7.30 \text{ cm}^2$	$2 \times 10\text{HA}12=22.64\text{cm}^2$	$S_t=10\text{cm}$

Tableau. V.25 : Ferrailage adopté.

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{22.64}{4} = \mathbf{5.66\text{cm}^2}$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 340 = \mathbf{10.2 \text{ cm}^2}$

On prend : $A_H = \mathbf{10.2 \text{ cm}^2}$.

Soit : $2 \times 5\text{HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = \mathbf{23 \text{ cm}}$.

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 9\text{cm}$ et 10cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1022.951 \times 10^3}{0.86 \times 10^6 + 15 \times 20.1 \times 10^2} = \mathbf{1.14 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 185.19 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = \mathbf{0.5 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_b = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{185.19 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = \mathbf{0.36 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

		Voiles longitudinaux				
		$V_{x1} ; V_{x2}$				
		zone I	zone II	zone III		
caractéristiques géométriques	L (m)	3,4	3,4	3,4		
	he (m)	3,61	2,71	2,71		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m ²)	0,68	0,68	0,68		
	I (m ⁴)	0,655	0,655	0,655		
	V (m)	1,70	1,70	1,70		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σ_{st} (MPa)	347,8	347,8	347,8		
	σ_{max} (KN/cm ²)	0,20	0,16	0,02		
	σ_{min} (KN/cm ²)	-0,53	-0,50	-0,09		
	T (KN)	185,19	171,45	54,58		
	Nser (KN)	1022,95	149,89	311,28		
Calcul des sollicitations.	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,94	0,82	0,62		
	Lt (m)	2,46	2,58	2,78		
	d (m)	0,44	0,55	0,41		
	Lt-d (m)	2,02	2,03	2,37		
	σ_1 (KN/m ²)	4352,00	3934,00	775		
	Nu1 (KN)	424,69	491,37	69,09		
	Nu2 (KN)	191,50	216,37	31,78		
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	4,62	5,77	1,61
			0,002.Bt [2]	1,76	2,20	4,44
0.23*B*ft28/fe [3]			1,06	0,13	0,10	
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			4,62	5,77	4,44	
Av1 (cm ²)		Nu1/ σ_{st} [5]	12,20	14,12	2,00	
		max ([4] ; [5])	12,20	14,12	4,44	
Av2 (cm ²)		Nu2/ σ_{st} [6]	5,50	6,36	1,00	
		max ([4] ; [6])	5,50	6,36	4,44	
Avj (cm ²)		7,13	6,60	2,10		
Bande1		A1 (cm ²)	14,00	15,30	2,53	
		Choix des barres/nappe	5HA14	5HA14	5HA12	
		sections adoptées/nappe (cm ²)	7,7	7,70	5,65	
Bande2		A2 (cm ²)	7,30	8,01	1,53	
		Choix des barres/nappe	10HA12	10HA12	10HA12	
		sections adoptées/nappe (cm ²)	11,3	11,30	11,30	
armatures horizontales (cm ²)		RPA99	12,00	12,00	12,00	
		BAEL91	5,66	5,66	5,66	
		choix/nappe/ml	5HA12	5HA12	5HA12	
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification des contraintes		Cisaillement	RPA99: $\tau b(\max) = 5 \text{ PMa}$	0,42	0,39	0,12
	BAEL91: $\tau (\max) = 3.25 \text{ MPa}$		0,30	0,28	0,09	
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	1,14	0,21	0,44	

Tableau. V.26 : Ferrailage des voiles L=3.40m

		Voiles transversaux				
		$V_{y1} ; V_{y2}$				
		zone I	zone II	zone III		
caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2		
	he (m)	3,61	2,71	2,71		
	ep (m)	0,20	0,20	0,20		
	B (m2)	0,40	0,40	0,40		
	I (m4)	0,133	0,133	0,133		
	V (m)	1,00	1,00	1,00		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2,10	2,10	2,10		
	fe (MPa)	400	400	400		
	σ_{st} (MPa)	347,8	347,8	347,8		
	σ_{max} (KN/cm2)	0,17	0,20	0,04		
Calcul des sollicitations.	σ_{min} (KN/cm2)	-0,65	-0,50	-0,09		
	T (KN)	119,47	171,45	38,19		
	Nser (KN)	495,78	149,89	144,29		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0,41	0,57	0,56		
	Lt (m)	1,59	1,43	1,44		
	d (m)	0,34	0,38	0,37		
	Lt-d (m)	1,25	1,05	1,07		
	σ_1 (KN/m2)	5110,00	3671,33	668,75		
	Nu1 (KN)	394,74	329,51	58,04		
	Nu2 (KN)	173,74	139,51	24,74		
	Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	3,57	4,00	1,61
			0,002.Bt [2]	1,36	1,52	4,44
			0.23*B*ft28/fe [3]	0,82	0,09	0,09
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			3,57	4,00	4,44	
Av1 (cm2)		Nu1/ σ_{st} [5]	11,34	9,50	2,00	
		max ([4] ; [5])	11,34	9,50	4,44	
Av2 (cm2)		Nu2/ σ_{st} [6]	5,00	4,00	0,70	
		max ([4] ; [6])	5,00	4,00	4,44	
Avj (cm2)		4,60	6,60	1,47		
Bande1		A1 (cm2)	12,49	11,15	2,40	
		Choix des barres/nappe	4ha14	4HA14	4ha12	
		sections adoptées/nappe (cm2)	6,16	6,16	4,52	
Bande2		A2 (cm2)	6,15	5,65	1,10	
		Choix des barres/nappe	3HA12	3HA12	3HA12	
		sections adoptées/nappe (cm2)	3,39	3,39	3,39	
armatures horizontales (cm2)		RPA99	6,00	6,00	6,00	
		BAEL91	3,08	3,08	2,26	
		choix/nappe/ml	5HA12	5HA12	5HA12	
armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification des contraintes		Cisaillement	RPA99: $\tau b(max) = 5$ PMa	0,46	0,67	0,15
	BAEL91: $\tau (max) = 3.25$ MPa		0,33	0,48	0,11	
	ELS	$\sigma_{bc}(max) = 15$ MPa	1,18	0,36	0,35	

Tableau. V.27 : Ferrailage des voiles L=2.00m

V Ferrailage des poutres, poteaux, voiles.

voile	zone	Bande 1 (A_1)	e_1	Bande 2 (A_2)	e_2	A_H	e_H	A_t
L=3.4m	I	5HA14	9	10HA12	10	5HA12	23	4HA8
	II	5HA14	9	10HA12	10	5HA12	23	4HA8
	III	5HA12	9	10HA12	10	5HA12	23	4HA8
L=2m	I	4HA14	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8
	II	4HA14	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8
	III	4HA12	10	3HA12	25	5HA12	23	4HA8

Tableau .V.28 : Tableau récapitulatif du ferrailage des voiles.

Chapitre VI :

Ferraillage du mur plaque

VI Ferrailage du mur plaque

VI. Ferrailage du mur plaque :

VI.1. Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

VI. 2. Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2$.

VI .3. Méthode de calcul:

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyée au niveau des planchers.

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos, et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

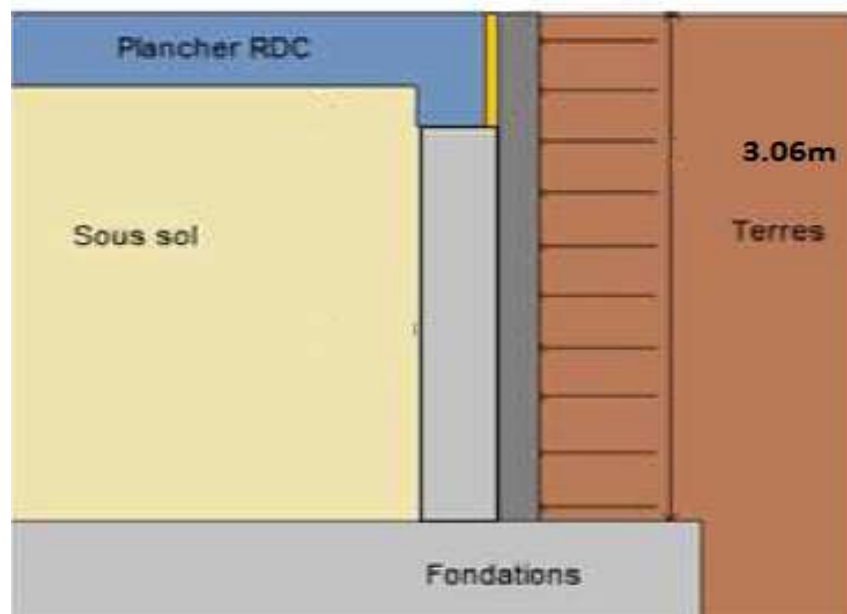


Figure.VI.1 : schéma représentatif du mur plaque

VI Ferrailage du mur plaque

VI.3.1. Caractéristiques du sol:

Surcharge éventuelles q	10 KN/m ²
Poids spécifique γ	18 KN/m ³
Angle de frottement interne φ	30°
Cohésion c	0
La contrainte admissible du sol σ	4bars
L'angle d'inclinaison de la surface libre du sol β	0
L'angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal λ	0
L'angle d'inclinaison de la force δ	0

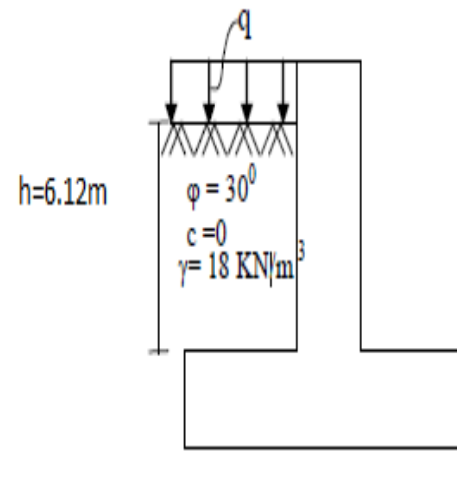


Tableau.VI.1 : Caractéristiques du sol

Figure.VI.2 : Schéma statique du mur plaque

VI.3.2. Détermination des sollicitations:

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q) \quad \text{avec: } 0 < h < H$$

Notre sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable : $K_0 = 1 - \sin\varphi$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

- Calcul à ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- Calcul à ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

σ_H (KN/m ²)	h=0m	h=3.06m	h=6.12m
E.L.U	7.5	44.68	81.86
E.L.S	5	32.54	60.08

Tableau.VI.2 : les contraintes horizontales à l'ELU et l'ELS

- Diagramme des contraintes :

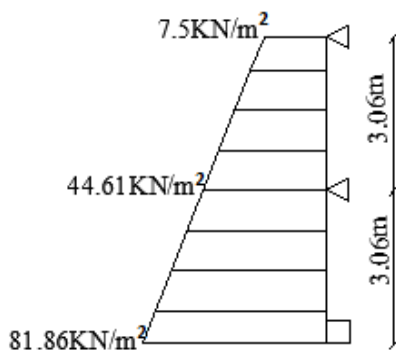


Figure .VI.3: Diagramme des contraintes à l'ELU

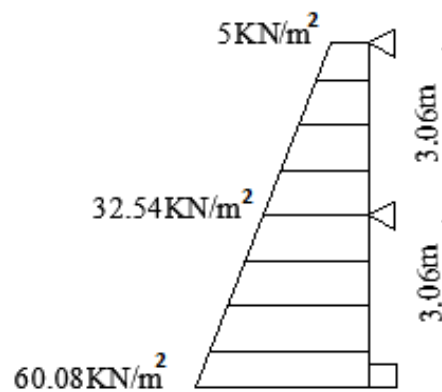


Figure .VI.4: Diagramme des contraintes à l'ELS

VI Ferrailage du mur plaque

- Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 81.86 + 7.5}{4} = \mathbf{63.27\text{kN/ml}}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 60.08 + 5}{4} = \mathbf{46.31\text{kN/ml}}$$

VI .3.3. Ferrailage du mur plaque à l'ELU:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

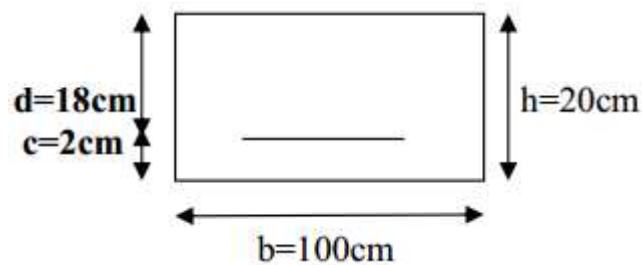


Figure .VI.5: section à considérer pour le ferrailage du mur plaque.

Les résultats sont représentés dans la figure ci-après :

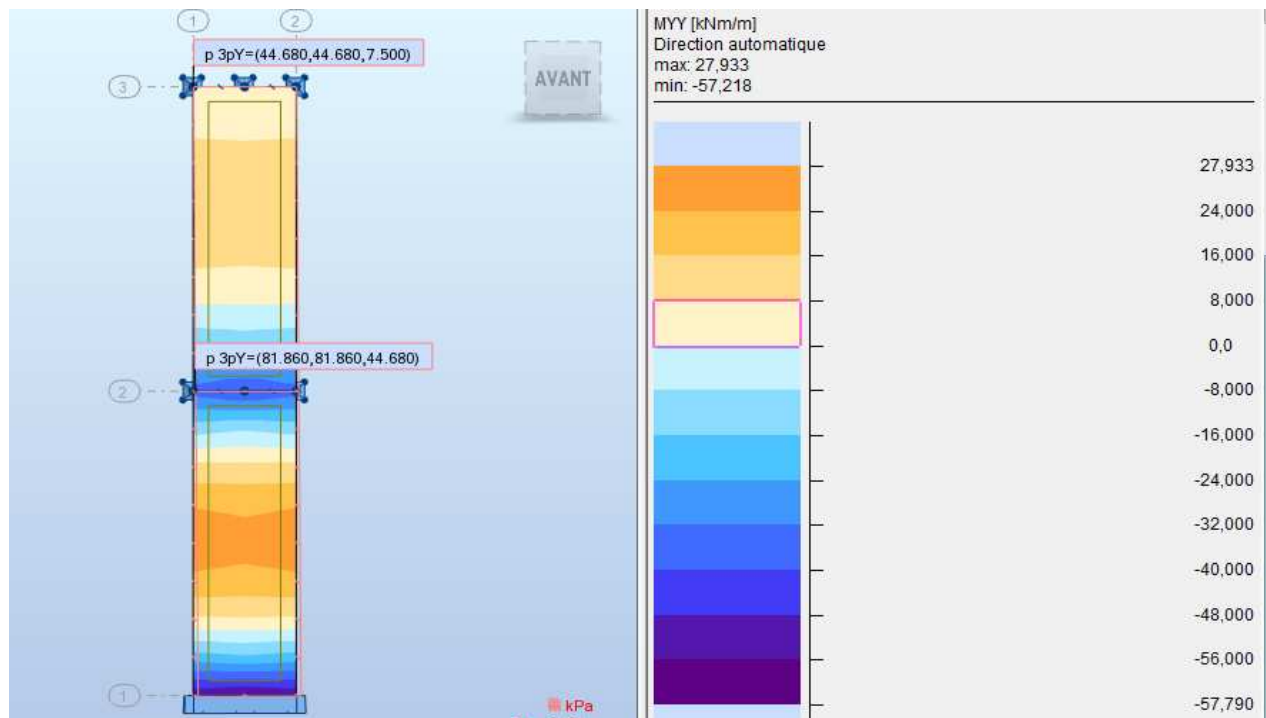


Figure.VI.6: Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELU

- Les armatures verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.17\text{MPa} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = 348\text{MPa} \end{array} \right.$$

VI Ferrailage du mur plaque

Zone	M _u kN.m	μ _u	μ _l	Section	β	A _{min}	A _{st}	A _{adoptée}	Ferrailage	esp
Appuis	57.79	0.126	0.392	SSA	0.932	2	9.53	10.78	7HA14	15cm
Travée	24	0.061	0.392	SSA	0.968	2	4.61	7.92	7HA12	15cm

Tbleau.VI.3: Ferrailage verticale.

- **Les armatures horizontales:**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.7 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } \mathbf{6HA12/ml} = 6.78\text{cm}^2 \text{ avec : } \mathbf{esp=20cm.}$$

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8 [Art 7.7.4.3/RPA].

VII .3.4. Vérification à l'ELU :

- **Section minimale:**

- Selon le BAEL (Art. A.4.2), (condition de non fragilité) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 2.02\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 2.02 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

- Selon le RPA99/2003 :

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.B

$$A_{\min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 2\text{cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{\text{condition vérifiée.}}$$

VI .3.5. Vérification à l'ELS :

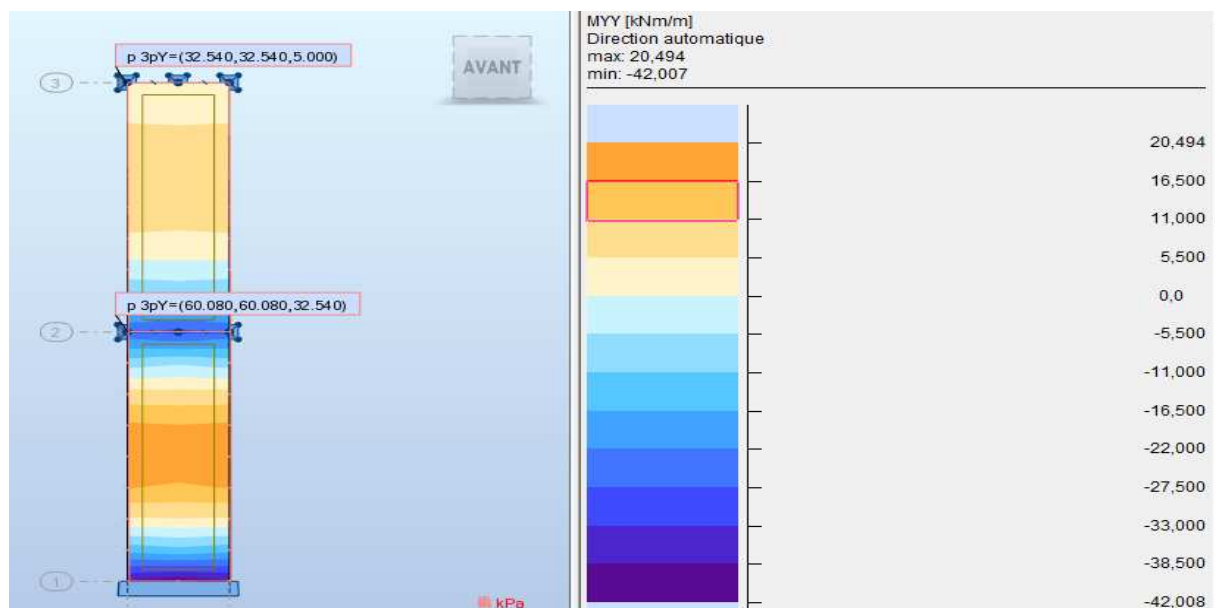


Figure .VI.7 : Diagramme des moments donné par ROBOT à l'ELS.

VI Ferrailage du mur plaque

• Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma = \frac{M_s}{A_s \beta d} \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La fissuration est considérée préjudiciable

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = K \times \sigma_s < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$K = \frac{1}{k_1} ; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

zone	Ms (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _b (MPa)	
Appuis	42.008	10.78	0.599	0.886	28.86	244.34	348	8.47	15	CV
Travée	16.5	7.92	0.377	0.905	37.63	149.4	348	4	15	CV

Tableau.VI.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

• Etat limite de déformation:

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

L : portée entre nus d'appuis **b=1m**

M_{ts}^{max} : Moment max a l'ELS

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 16.5 = \mathbf{12.38kN.m}$$

M₀ : Moment max de la travée isostatique

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 46.31 \times \frac{6.12^2}{8} = \mathbf{216.8kN.m}$$

A_{st} : Section des armatures **10.78cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **18cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{h}{l} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{12.38}{10 \times 216.8} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{10.78}{100 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. Elles peuvent être profondes ou superficielles.

En cas d'ouvrage transmettant une surcharge lourde au sol et que ce dernier possède des propriétés médiocres, une des solutions de fondations consiste à réaliser des fondations profondes. Une fondation profonde est conçue pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante, dépassant en général 10 diamètres $\frac{D}{B} > 10$ (D étant la hauteur de la partie enterrée).

En cas d'un ouvrage léger et/ou d'un sol de bonne capacité portante, on réalise couramment des fondations superficielles, celles-ci sollicitent les couches superficielles du sol, sur une profondeur modérée. Les fondations superficielles constituent un système adéquat de transmission superficielle des surcharges d'un ouvrage au sol sous-jacent.

VII.2. Choix du type de fondation :

Comme déjà cité dans le 1^{er} chapitre, une étude du sol par un cabinet d'études géotechniques, nous a démontrée que le sol d'assise constitue une garantie de stabilité et de bonne portance.

La couche de grés marneux est localisée à une profondeur de 3.50 m de la cote du terrain naturel, sa contrainte admissible minimale est de "4.00" bars ; Ce qui nous mène à opter pour des semelles superficielles.

Trois types de fondations superficielles peuvent se présenter :

- Semelles isolées : fondations réalisées sous poteaux.
- Semelles filantes : fondations réalisées sous une file de poteaux ou sous murs (voiles).
- Fondations surfaciques : elles couvrent l'ouvrage entièrement (radiers).

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

→ Calcul de la surface des fondations :

• Sous poteaux :

⇒ Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{\sum N_{si}}$ et comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

- Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

Sachant que $\frac{L}{6} = \underline{2.775 \text{ m}}$

poteau	N _{si}	moment (t,m)	e _i	N _{si} × e _i	excentricité "e"
C-1	86,0454	0,1619	-8,325	-716,327955	0,004814054
C-2	90,6433	0,1767	-4,875	-441,8860875	
C-3	90,9159	0,1748	-1,575	-143,1925425	
C-4	92,896	0,1484	1,725	160,2456	
C-5	93,9098	0,1537	5,125	481,287725	
C-6	79,4873	-0,1038	8,325	661,7317725	
Σ	533,8977	0,7117		1,8585125	

Tableau VII.1. Calcul de l'excentricité.

On remarque que : $e < \frac{L}{6}$ donc la répartition est trapézoïdale.

⇒ La largeur de la semelle se calcul comme suit :

On utilise la contrainte moyenne $\Rightarrow \sigma_{(3/4)} = \frac{N_s}{B \times l_s} \times \left(1 + \frac{3 \times e_s}{l_s}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$

avec : $N_s = \sum N_{si}$

Après calcul on obtiendra : $B \geq 0.8023$; on prendra donc $B = \underline{1.00 \text{ m}}$

⇒ Calcul de la surface totale sous poteaux notée S_p :

$S_p = [(1 \times 16.65) \times 5] + [(1 \times 13.45) \times 2] = \underline{110.15 \text{ m}^2}$.

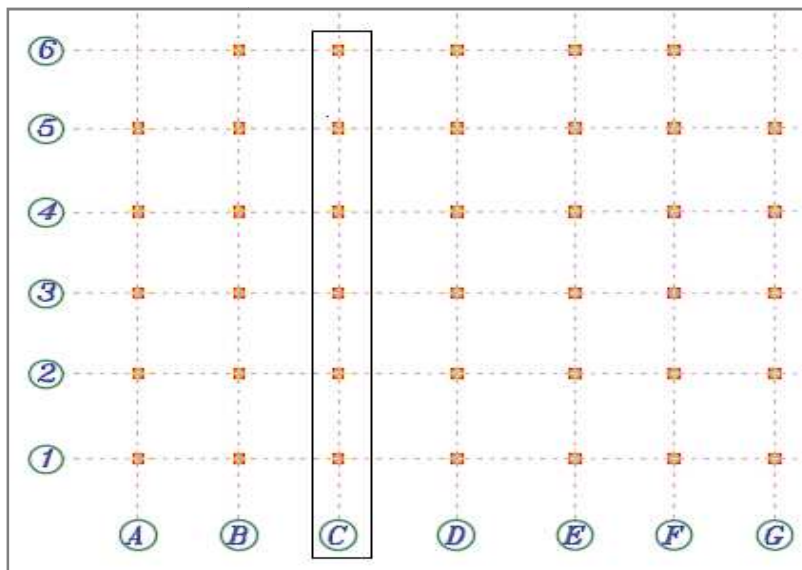


Figure VII.1. File de poteaux la plus sollicitée.

Remarque :

N_s est tiré du logiciel Robot en choisissant la combinaison "ELS" et ce la pour la file la plus sollicitée c.à.d. la file qui donne l'effort le plus défavorable (file c).

VII Etude de l'infrastructure

- **Sous voiles :**

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

	N_s [KN]	L (m)	B(m)
Valeur	-1022.953	3.40	0.75

Tableau .VII.2. Calcul de B

On prend : $B = \mathbf{1.00m}$

⇒ Surface totale des semelles sous murs (voile) :

$$S_v = [(1 \times 3.40) \times 2] + [(1 \times 2.00) \times 4] = \mathbf{14.80 m^2}$$

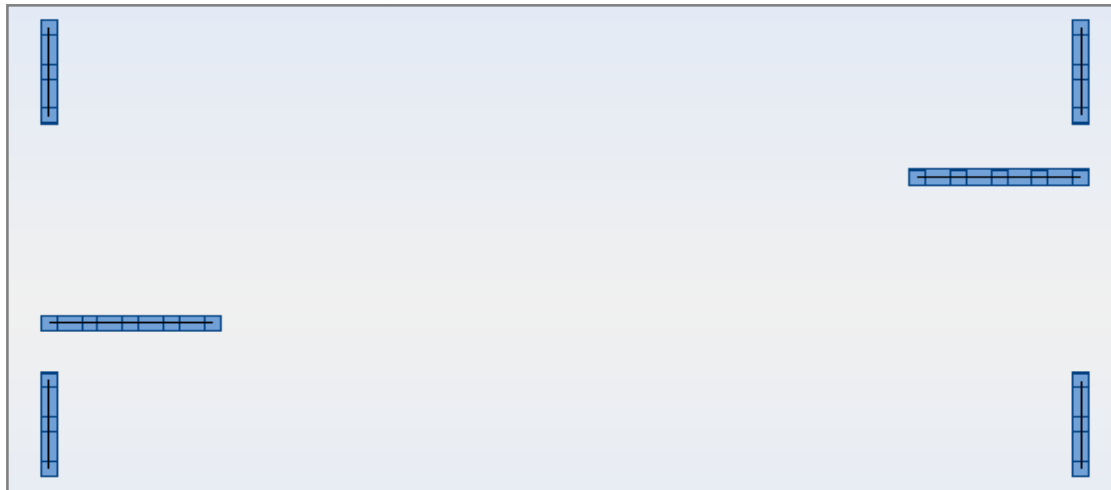


Figure VII.2. Répartition des voiles.

Nota :

L'effort $N_s = -1022.953$ KN correspond à l'effort le plus défavorable agissant sur les voiles, il a été tiré du logiciel Robot.

- Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_{ts} = S_p + S_v = 110.15 + 14.80 = \mathbf{124.95 m^2}$$

- Surface totale du bâtiment :

$$S_{tb} = 21.50 \times 20.05 = \mathbf{431.075 m^2}$$

- Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{124.95 \times 100}{431.075} = \mathbf{28.98 \%} < 50\%$$

Conclusion : Étant donné que la surface des semelles est inférieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour des semelles filantes.

VII.3. Dimensionnement :**VII.3.1. Semelle :**

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

h_s : hauteur de la semelle.

b : largeur du poteau.

$$h_s \geq \frac{100 - 50}{4} + 5 \text{ cm} = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur : $h_s = \underline{\underline{40 \text{ cm}}}$.

On aura donc :

$$\mathbf{B = 100 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{h_s = 40 \text{ cm}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de Rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis.

VII.3.2. poutre de rigidité :

La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur : $\frac{1}{2} \times h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times h_p$

$$\Rightarrow \frac{345}{9} \leq h_p \leq \frac{345}{6}$$

$$\Rightarrow 38.33 \leq h_p \leq 57.5$$

On adopte une hauteur $h_p = \underline{\underline{80 \text{ cm}}}$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} 80 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 80$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_p \leq 53.33$$

On adopte une largeur $b_p = \underline{\underline{50 \text{ cm}}}$

On adoptera donc les dimensions suivantes pour la poutre de rigidité :

$$\mathbf{h_p = 80 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{b_p = 50 \text{ cm}}$$

VII.4. Ferrailage :

VII.4. 1. Poutre de Rigidité :

poteau	N_{ui}	moment (t,m)	e_i	$N_{si} \times e_i$	excentricité "e"
C-1	118.8802	0.2215	-8,325	-989,677665	0,004530432
C-2	124.6165	0.2442	-4,875	-607,5054375	
C-3	124.9576	0.2410	-1,575	-196,80822	
C-4	127.6398	0.2038	1,725	220,178655	
C-5	128.9798	0.2110	5,125	661,021475	
C-6	109.3627	-0.1409	8,325	910,4444775	
Σ	734,4366	0,9806		0,9806	

Tableau VII.3. Calcul de l'excentricité.

❖ Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = 441.463 \text{ KN/ml}$$

⇒ Après modélisation on obtient les résultats suivants :

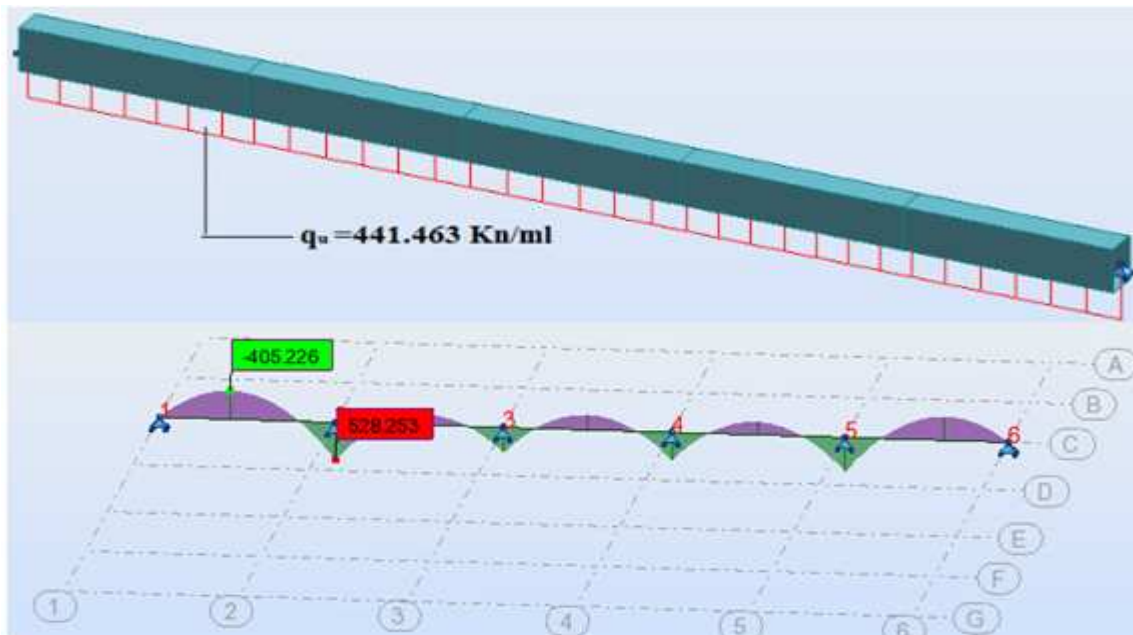


Figure VII.3. Diagramme des moments sous la charge q_u .

❖ **Calcul des armatures :**

Sachant que $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

• **Aux appuis :**

Appuis	Ma (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
2	528.253	21.20	4HA20 (fil) +4HA20 (chap) = 25.12

Tableau VII.4. Sections d'armatures aux appuis.

• **En travée :**

Travée	Mt (KN.m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
1-2	405.226	15.97	4HA16 (fil) +4HA16 (chap) = 16.08

Tableau VII.5. Sections d'armatures en travée.

❖ **Armatures transversales:**

On fixe les armatures transversales à 2cadres et 1étrier de HA8 ⇒ **At= 6HA8 =3.02cm²**

▪ **Vérifications à l'ELU:**

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 500 \times 770 \times 2,1}{400} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Appuis	A adoptée (cm ²)	A min (cm ²)	condition
2	25.12	4.65	vérifiée

Tableau VII.6. Vérification de la condition de non fragilité aux appuis.

En travées :

Appuis	A adoptée (cm ²)	A min (cm ²)	condition
1-2	16.08	4.65	vérifiée

Tableau VII.7. Vérification de la condition de non fragilité en travée.

▪ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{441.463 \times 3.45}{2} = 716.524 \text{ KN} \text{ avec } (T_{\max} ; \text{effort tranchant max})$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{716.524 \times 10^3}{500 \times 770} = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} ; \gamma_b = 1,5 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.86 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII Etude de l'infrastructure

❖ Vérification à l'ELS :

- Calcul de la charge uniforme :

$$q_s = 320.59 \text{ KN/ml}$$

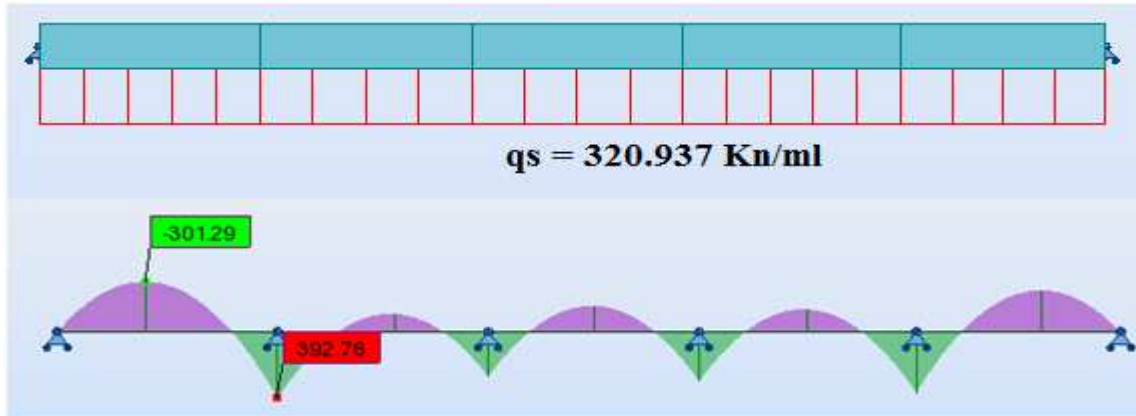


Figure VII.4. Diagramme des moments sous la charge q_s .

- Vérifications des contraintes:

Dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} \quad ; \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Il faut que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Aux appuis :

Appuis	A (cm ²)	Ma (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition
2	25.12	392.760	230.3	8.46	15	vérifiée

Tableau VII.8. Vérifications des contraintes aux appuis.

En travées :

Travées	A (cm ²)	Mt (KN.m)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition
1-2	16.08	301.290	270.1	7.6	15	vérifiée

Tableau VII.9. Vérifications des contraintes en travée.

VII.4. 2. Semelle :

- **Armatures parallèles à B :**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \times (B - b)$$

$$A_{st} = \frac{441.463}{8 \times 35 \times 34.8} \times (100 - 50) = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 14 = 6.16 cm²/ml** avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{6.12}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 12 = 5.65 cm²**

VII.4.3. Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- (25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S2 et S3
- On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30) cm.**
-

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- **Armatures longitudinal :**

$$\alpha = 15 \text{ (Zone II ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1289.798}{15} = 85.99 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{85.99}{34.8} = 2.47 \text{ cm}^2$$

VII Etude de l'infrastructure

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4 HA 12 = 4.52 cm²/ml**

- **Armatures transversales :**

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

$$\Phi_t \leq \min (0.86, 2.5, 1.2 \text{ cm})$$

$\Phi_t \leq 0.86 \text{ cm}$ on prend un care **HA8**

- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min (20, 15\Phi_l) \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (20, 18) \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des cadres **St =15cm.**

VIII Logiciels utilisés.

VIII.1. Introduction :

L'emploi de logiciels de résolution de problèmes et de conception performants est devenu indispensable pour chaque ingénieur en génie civil, l'ordinateur est devenu progressivement le principal outil de travail du dessinateur ou du concepteur, qui peut dessiner ou concevoir en deux ou trois dimensions directement à l'écran grâce aux multiples fonctions du logiciel.

VIII.2. Les différents logiciels utilisés :

○ Au cours de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, nous avons eu recours à différents logiciels qui nous ont permis d'avoir des résultats précis en un temps minime, parmi ces logiciels nous citeront "Robot" et " Auto CAD".

VIII.2.1. Robot Structural Analysis Professional 2014 :

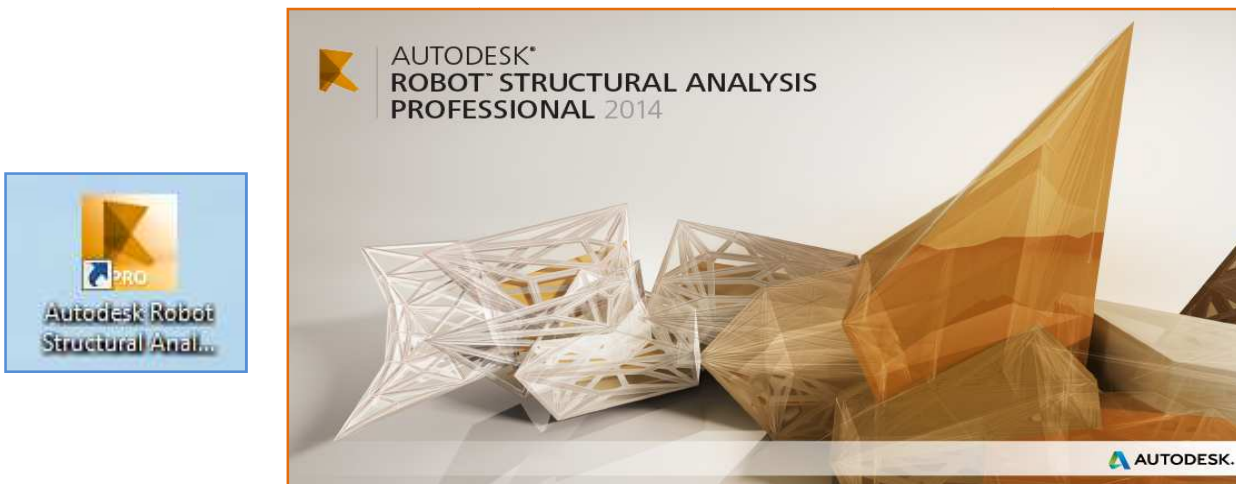


Figure VIII. 1: Interface du logiciel ROBOT.

"Robot" est un programme qui permet la modélisation, l'analyse et la conception de divers types de structures, c'est un logiciel CAO (conception assistée par ordinateur) ; en effet, il permet d'effectuer une analyse statique et dynamique de la structure et de créer des simulations virtuelles.

VIII.2.2. Auto CAD 2017:



Figure VIII.2: Interface du logiciel Auto CAD 2017.

VIII Logiciels utilisés.

"Auto CAD" est un logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO), grâce à sa très grande flexibilité et sa polyvalence, les champs de son application sont très variés, tous les secteurs ayant besoin de concevoir leurs projets sous forme de plans en 2D ou 3D utilisent Auto CAD.

- En plus de "Robot" et "Auto CAD" on a utilisé d'autres logiciels à fin de gagner du temps dans nos calculs qui sont le logiciel "SOCOTEC" et différents fichiers "EXCEL".

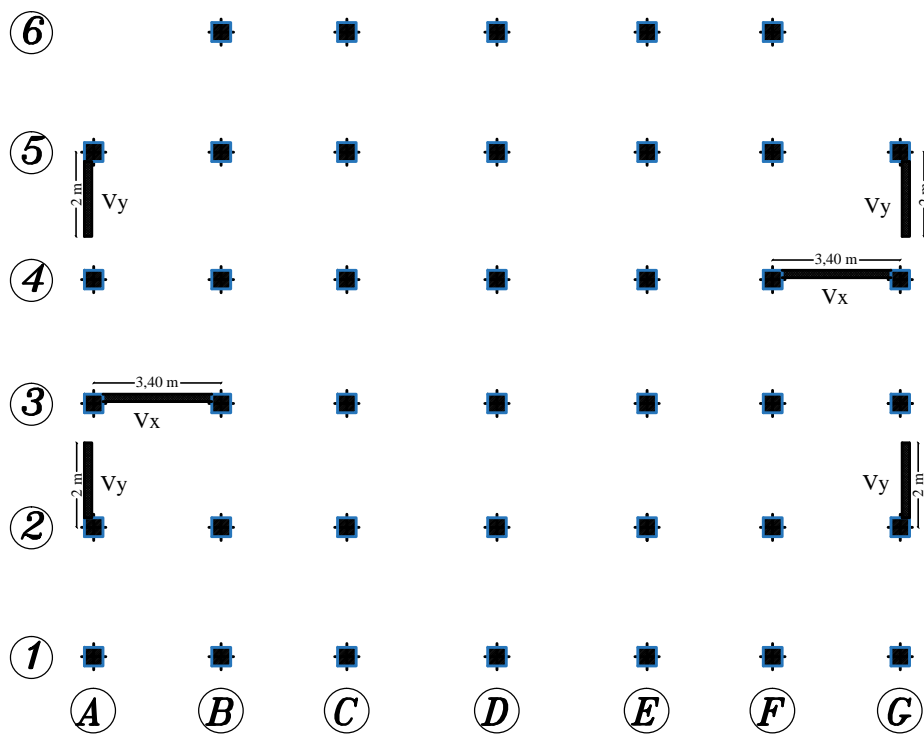
The screenshot displays a software interface with a sidebar on the left and a spreadsheet on the right. The sidebar contains parameters for materials and geometry, and a section for 'Convention signes'. The spreadsheet shows a table titled 'SECTION EN Cm²' with columns for diameter (mm) and eight different section types (1-8).

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

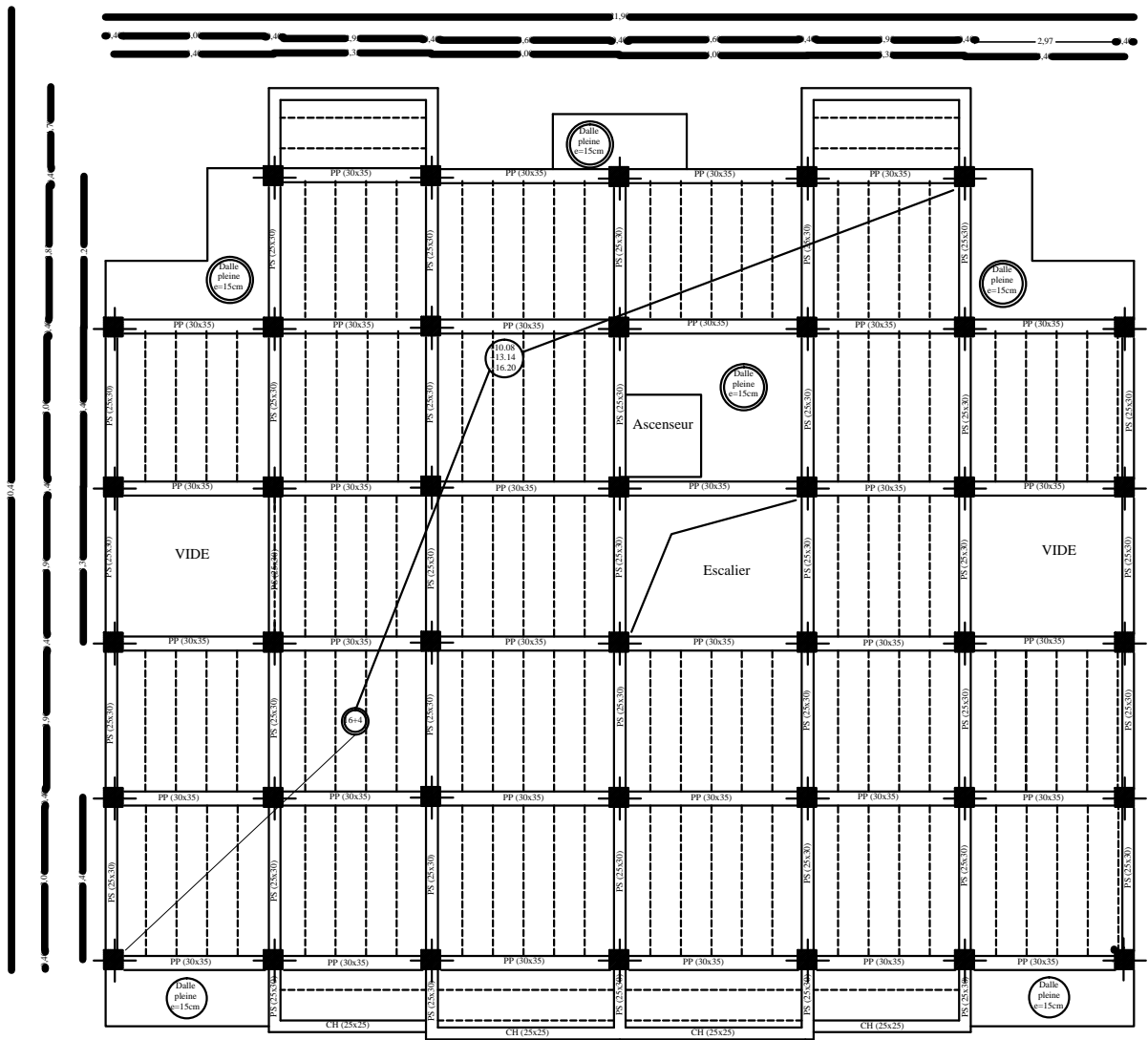
Diamètre (mm)	1	2	3	4	5	6	7	8	ba
5	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,54
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,52
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07

Figure VIII.3. Logiciels de calculs utilisés.

Plans de coffrage



disposition des voiles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATIHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

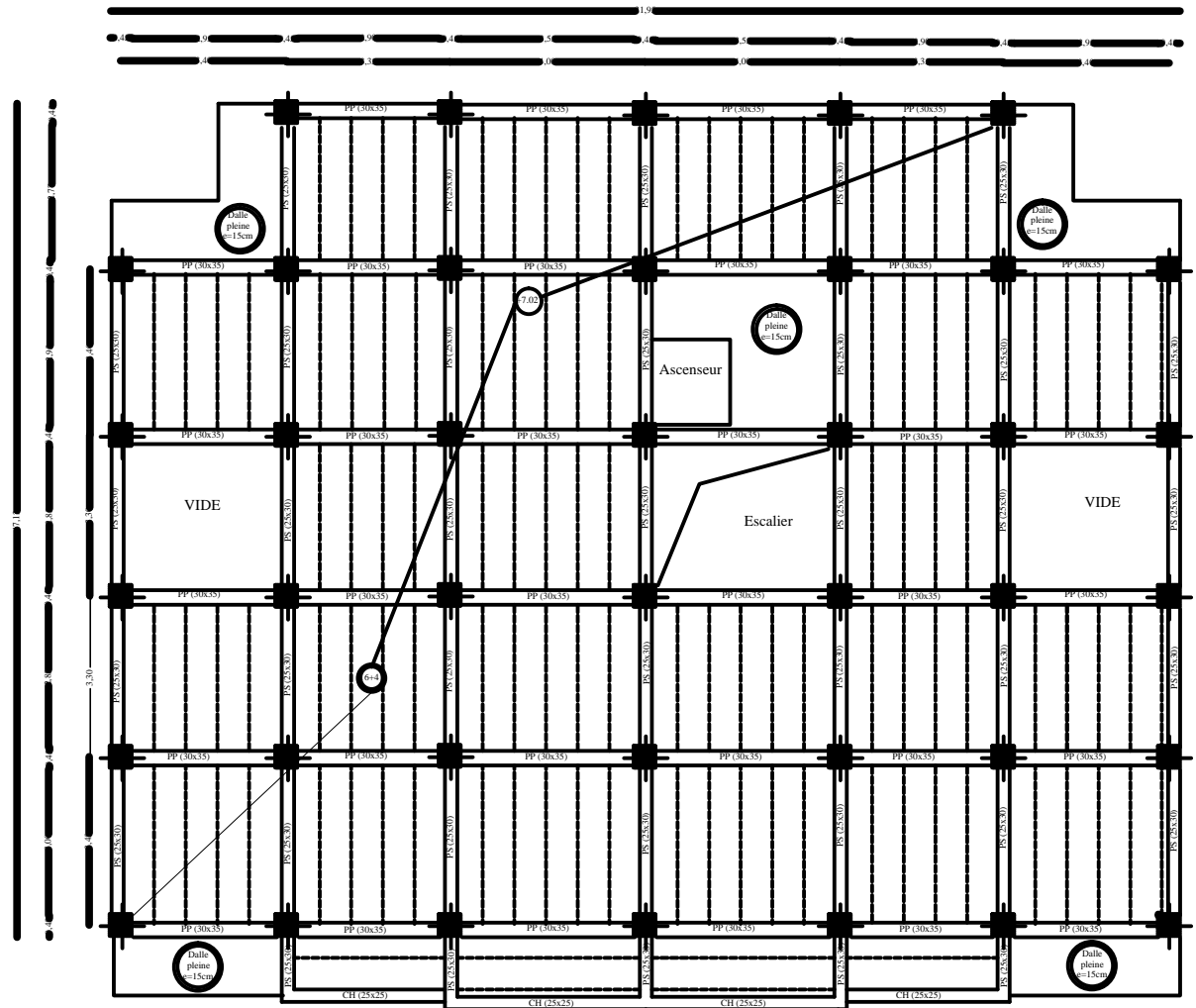
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
 (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

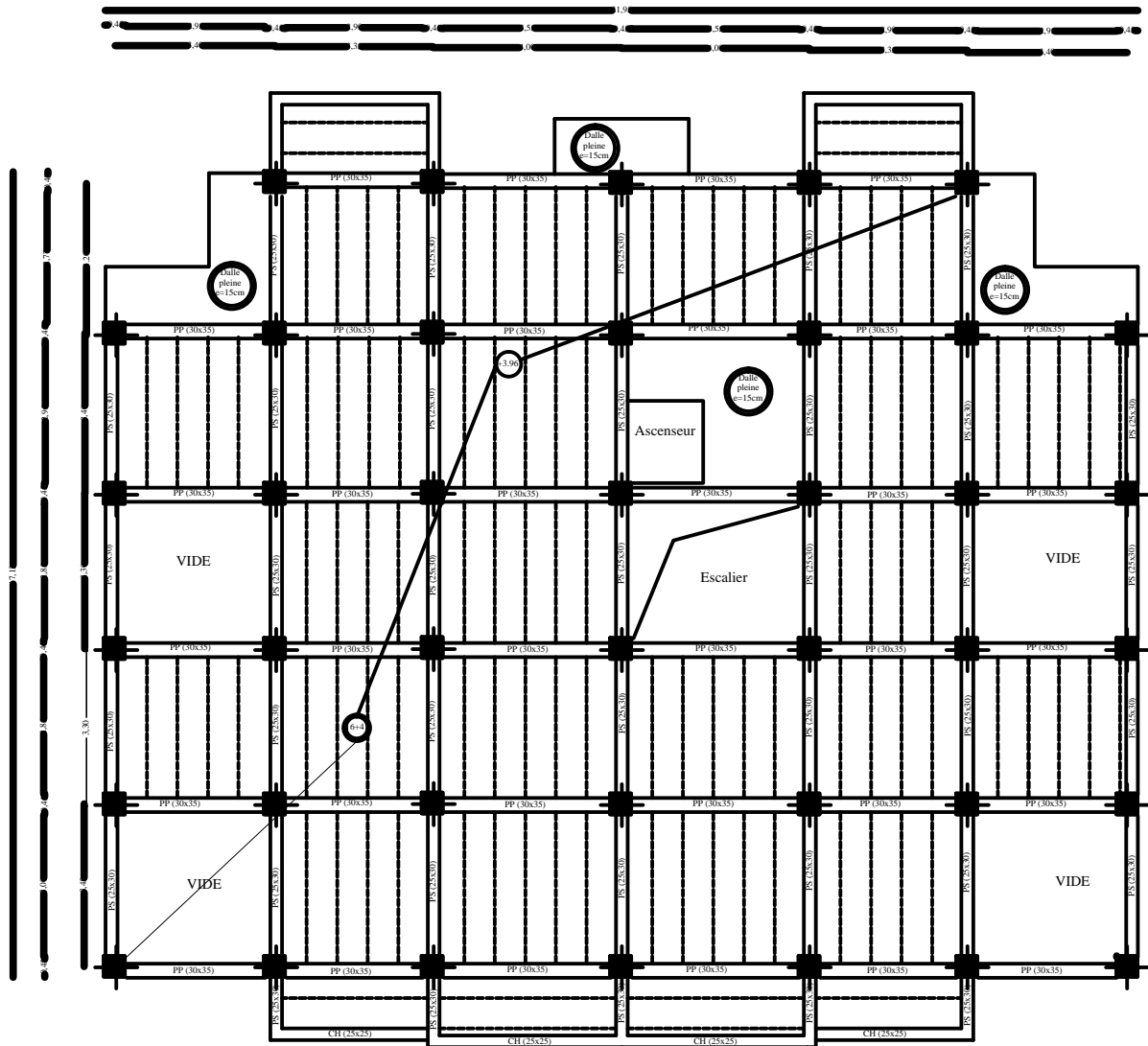
Plan de coffrage du plancher Niv:+ 10.08m
 Niv +13.14m et16.20m

DATE:
 SEPTEMBRE 2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR: Mlle:HADDAD FATIHA Mlle:HASSANI CHABHA	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR:KAHIL	Plan de coffrage du plancher Niv:+7.02m	DATE: SEPTEMBRE 2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATIHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

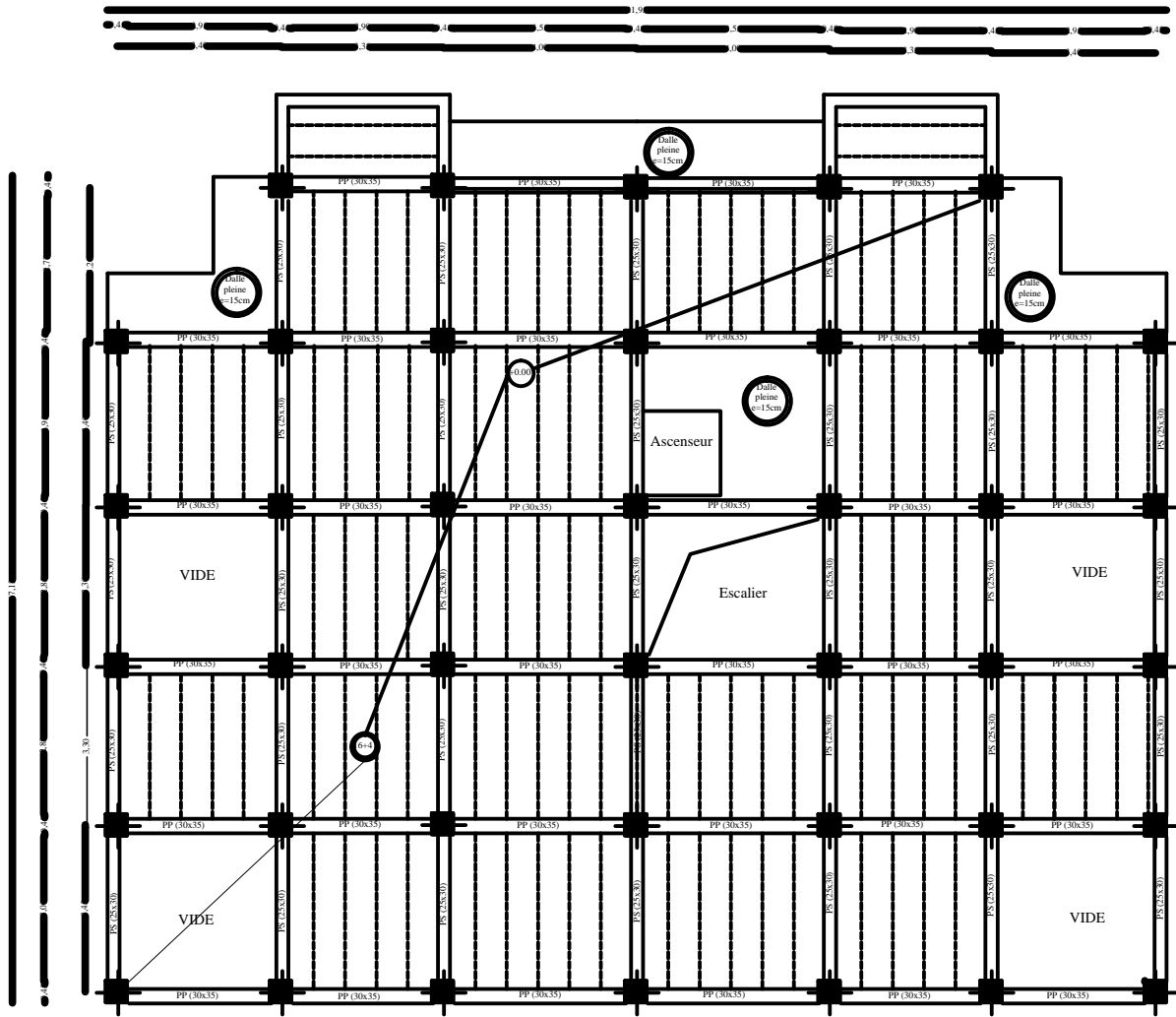
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
 (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

Plan de coffrage du plancher Niv:+3.96m

DATE:
 SEPTEMBRE 2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATIHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

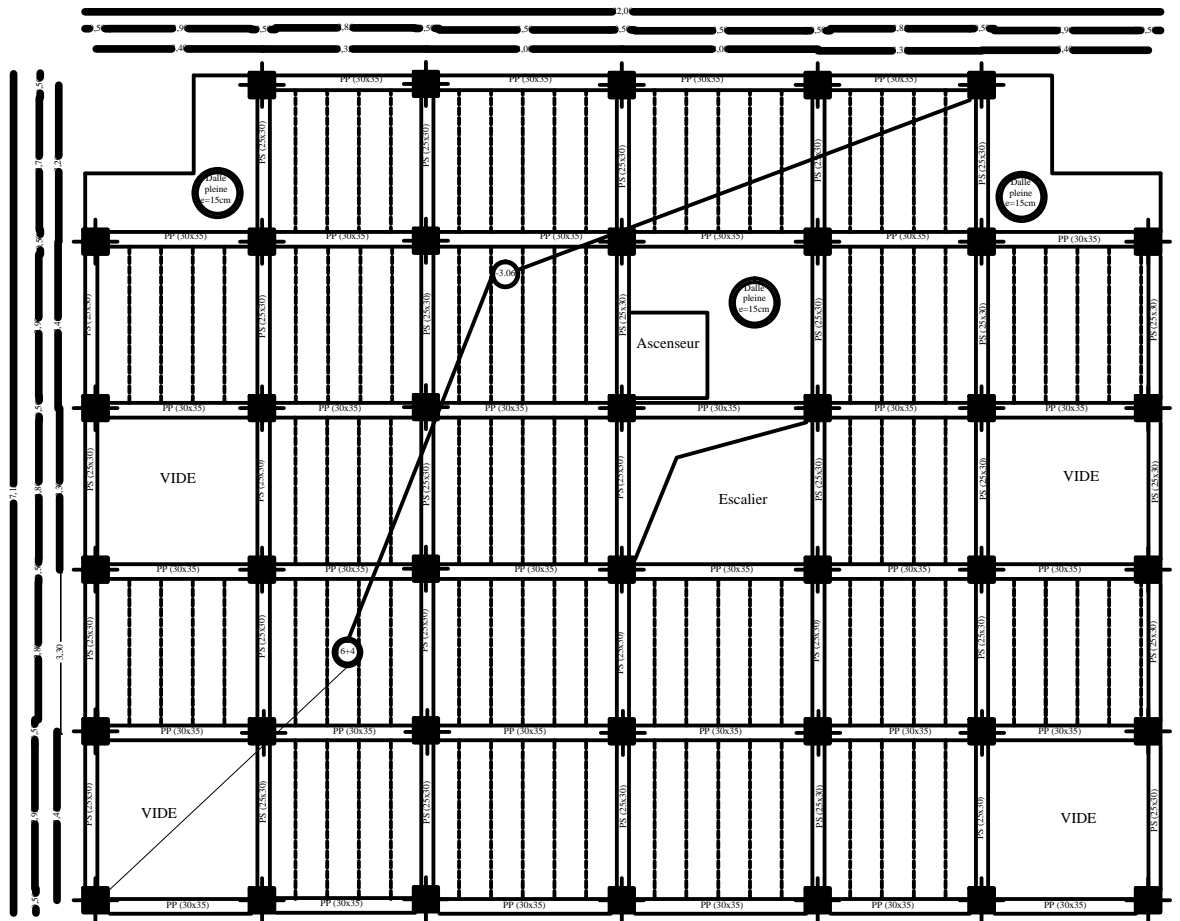
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
 (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

Plan de coffrage du plancher Niv:+0.00m

DATE:
 SEPTEMBRE 2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATIHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

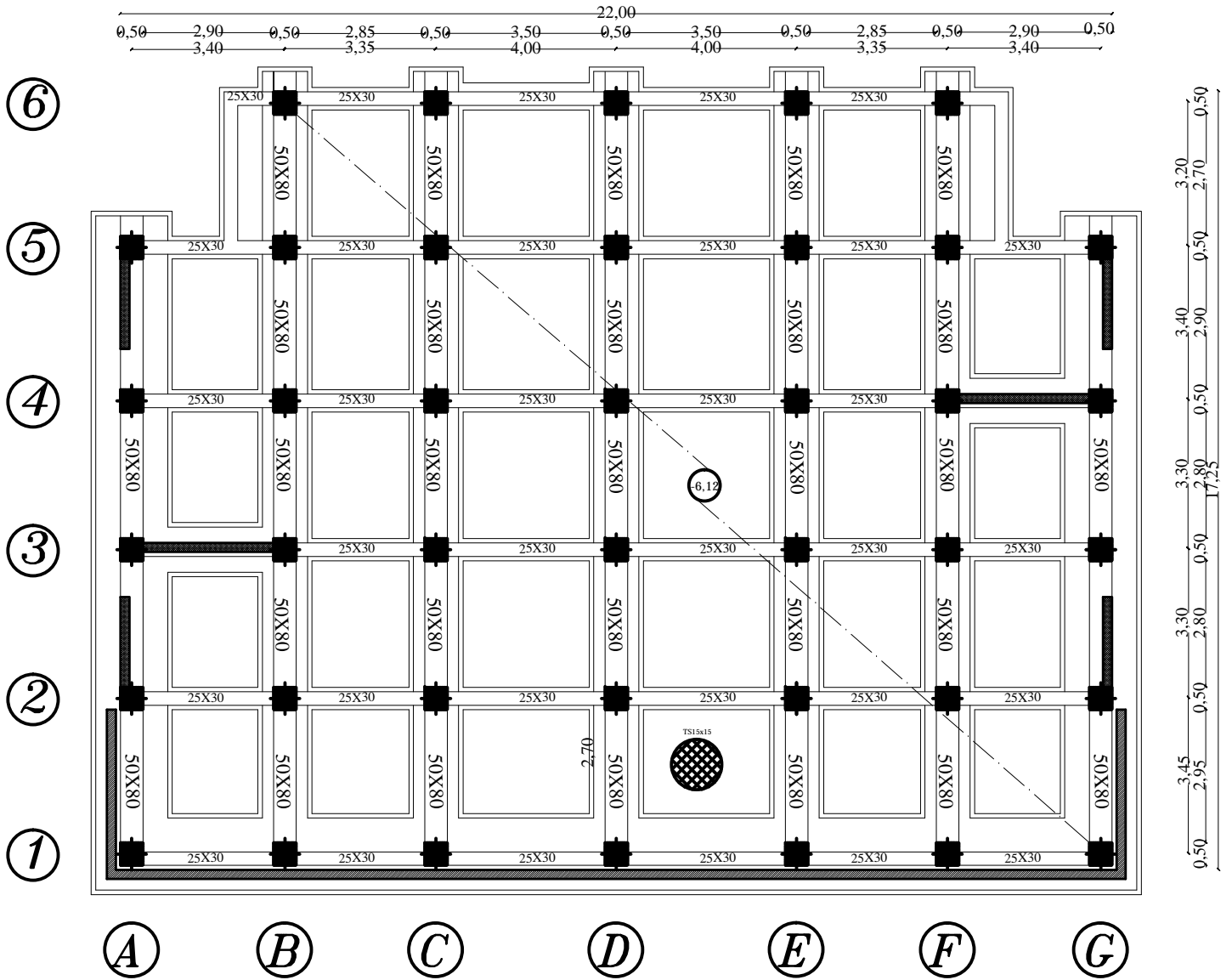
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
 (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

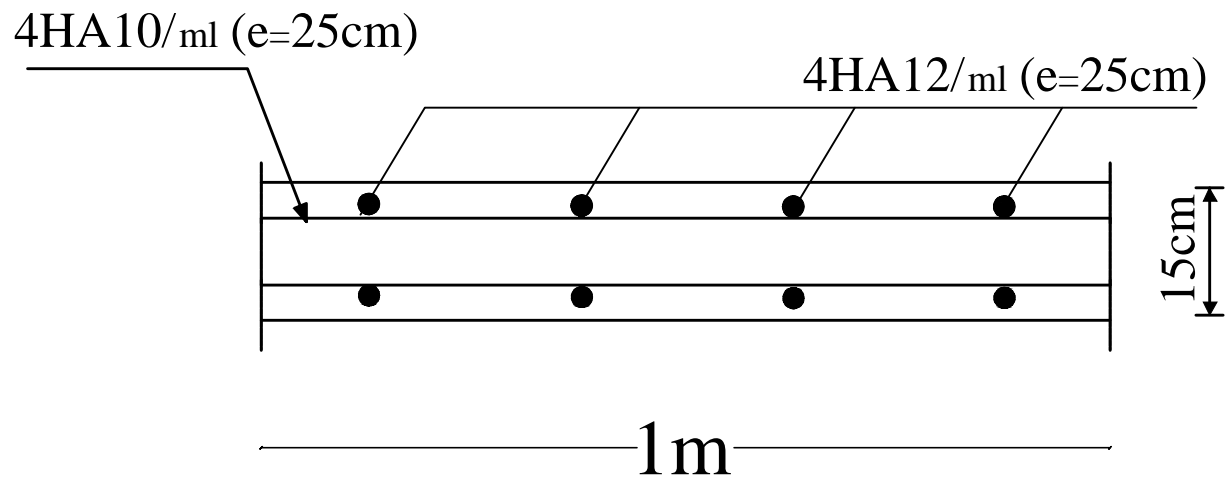
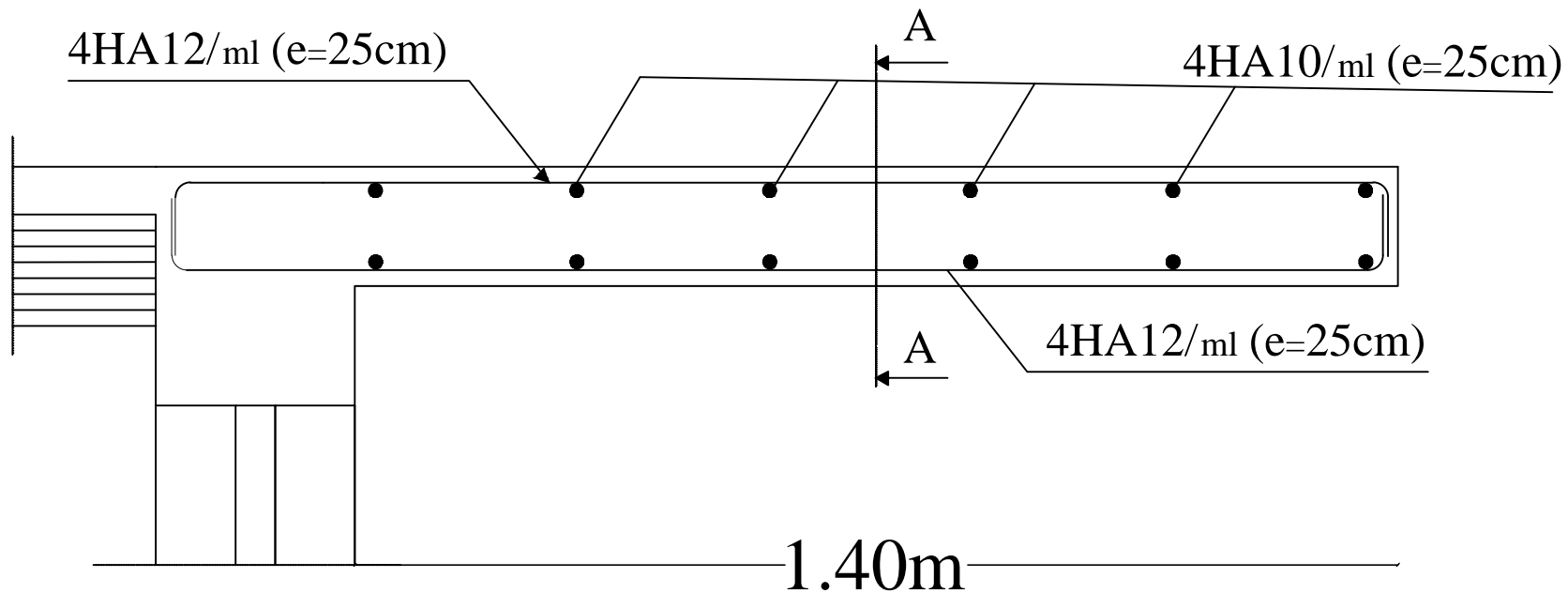
Plan de coffrage du plancher Niv:-3.06m

DATE:
 SEPTEMBRE 2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mlle:HADDAD FATIHA Mlle:HASSANI CHABHA	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR:KAHIL	Plan de coffrage des Fondations	DATE: SEPTEMBRE 2017

plans de ferraillage



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATIHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
 (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

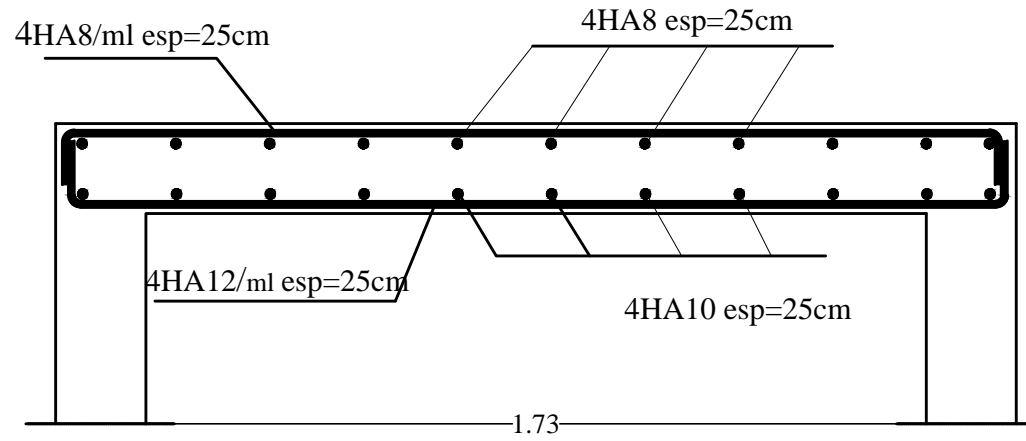
ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

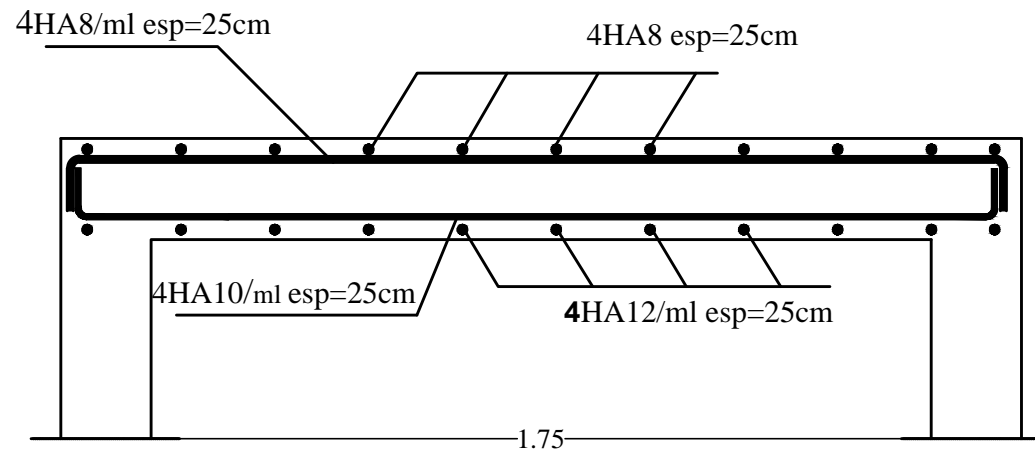
FERRAILLAGE DES BALCONS

DATE:
 SEPTEMBRE 2017

sens x-x



sens y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Mlle:HADDAD FATHA
Mlle:HASSANI CHABHA

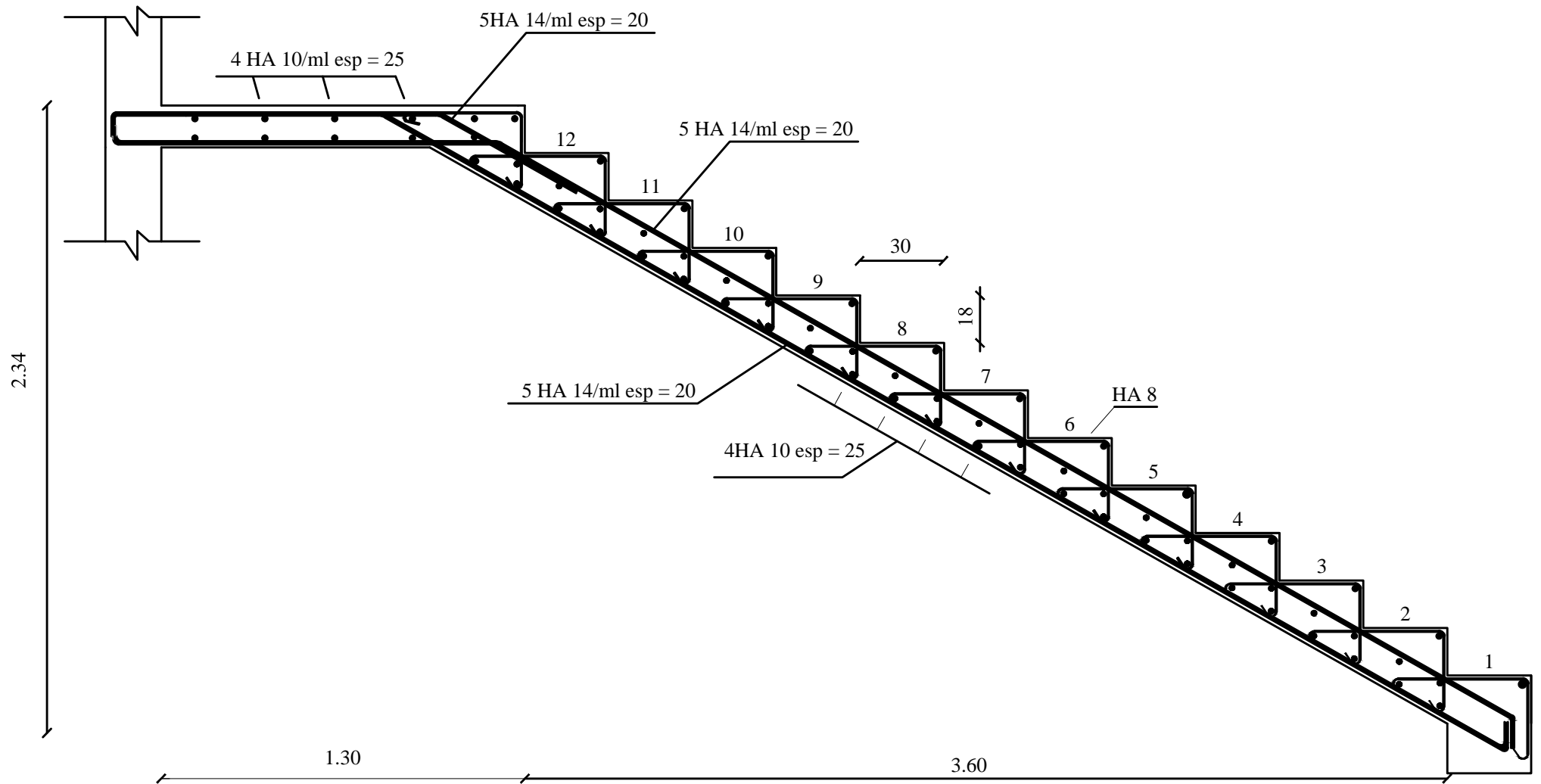
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
(R+S+2S/S) A USAGE D'HABITATION
ET COMERCIAL

ECHELLE:
1/50

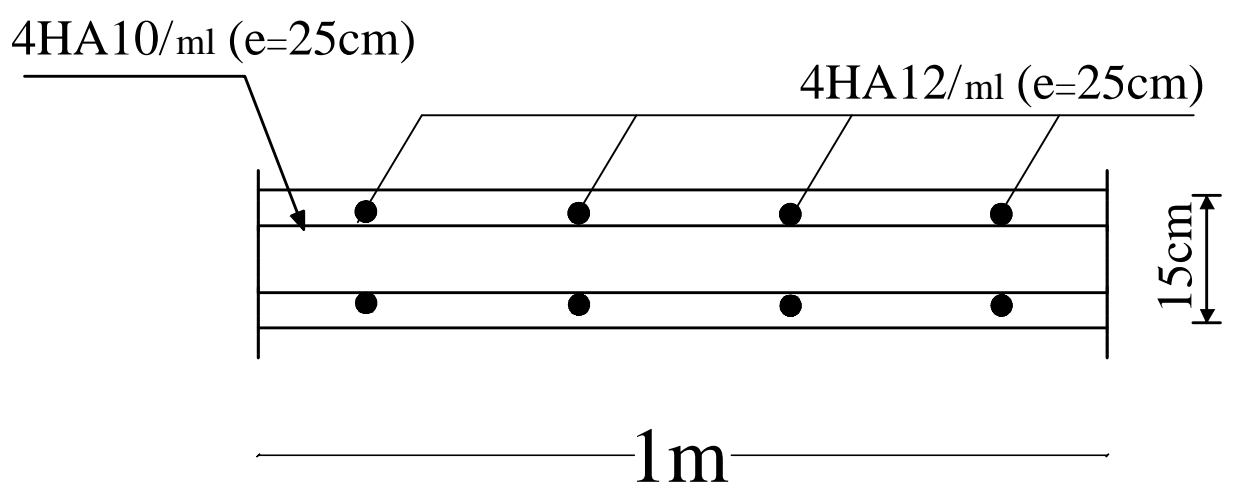
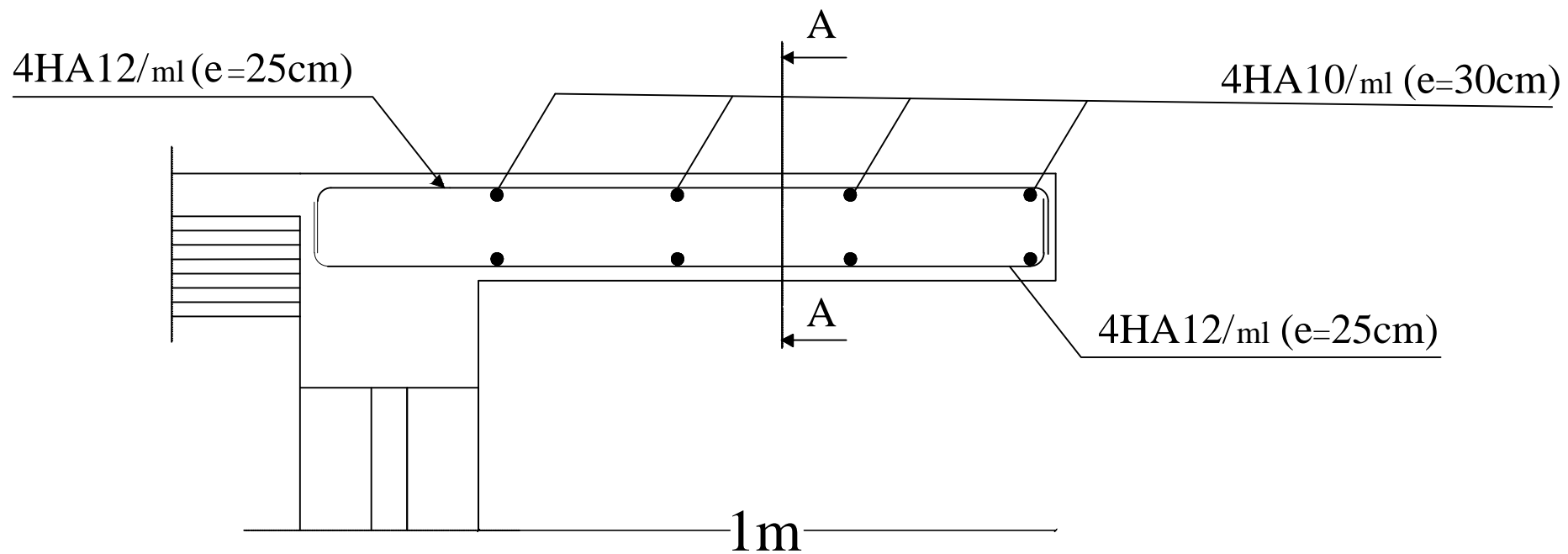
DIRIGÉ PAR:
MR:KAHIL

FERAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE

DATE:
SEPTEMBRE 2017

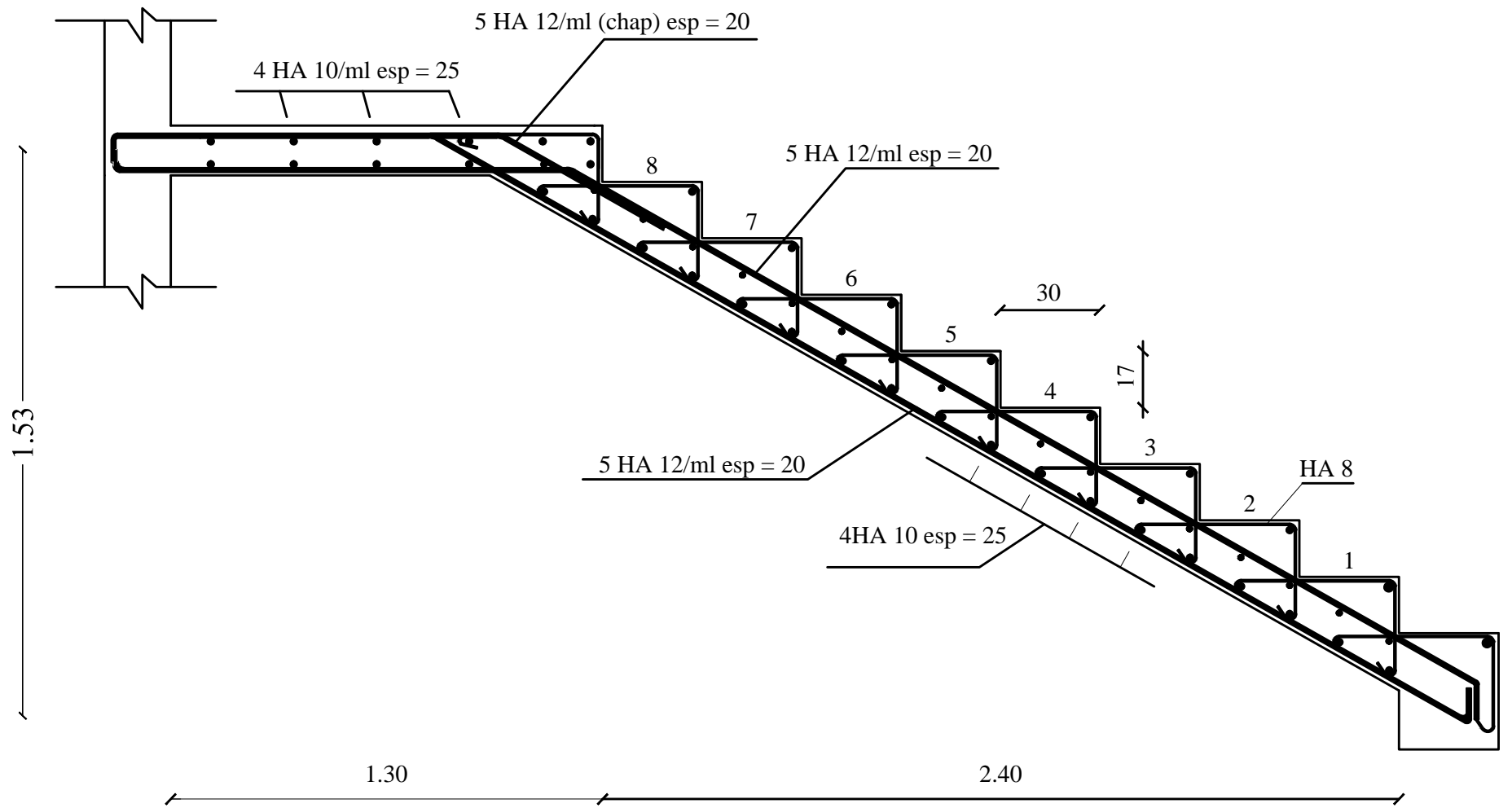


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE SRTUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL			
Etudié par M ^{lle} : HADDAD FATIHA M ^{lle} : HASSANI CHABHA		Plan de ferrailage de l'escalier R.D.C	Echelle: 1/50
Dirigé par Mr KAHIL			Septembre 2017



Coupe A-A

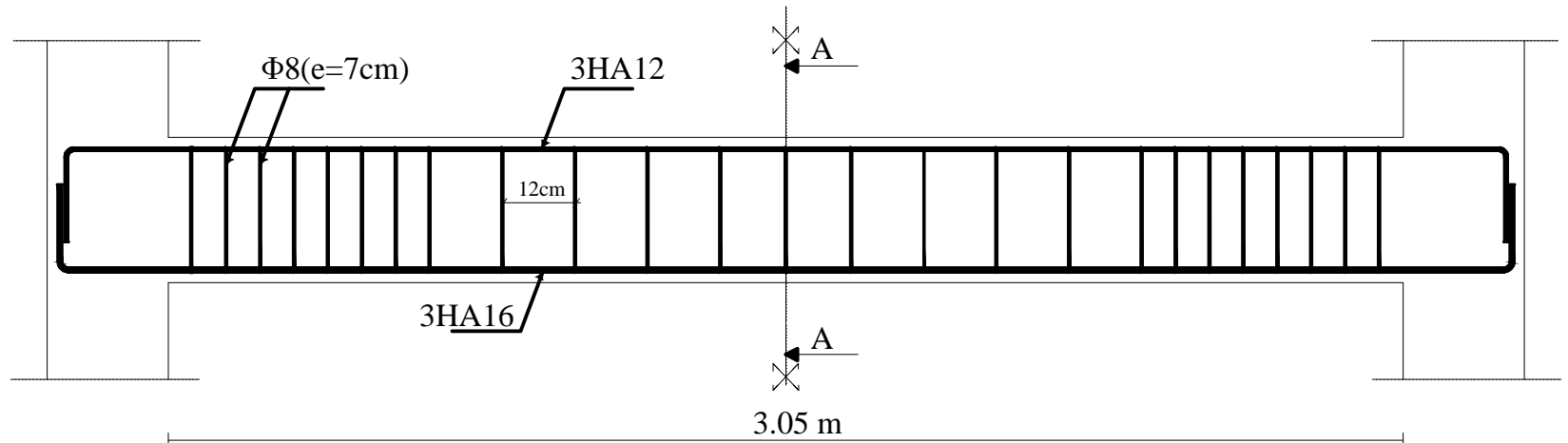
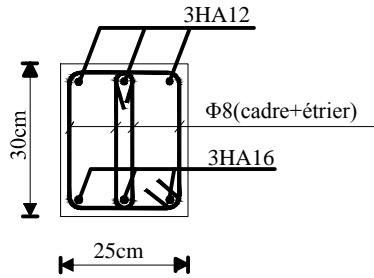
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mlle:HADDAD FATIHA Mlle:HASSANI CHABHA	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR:KAHIL	FERAILLAGE DU PORTE A FAUX INTERIEUR	DATE: SEPTEMBRE 2017



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL			
Etudié par M ^{lle} : HADDAD FATIHA M ^{lle} : HASSANI CHABHA		Plan de ferrailage de l'escalier Etage courant	Echelle: 1/50
Dirigé par Mr KAHIL			Septembre 2017

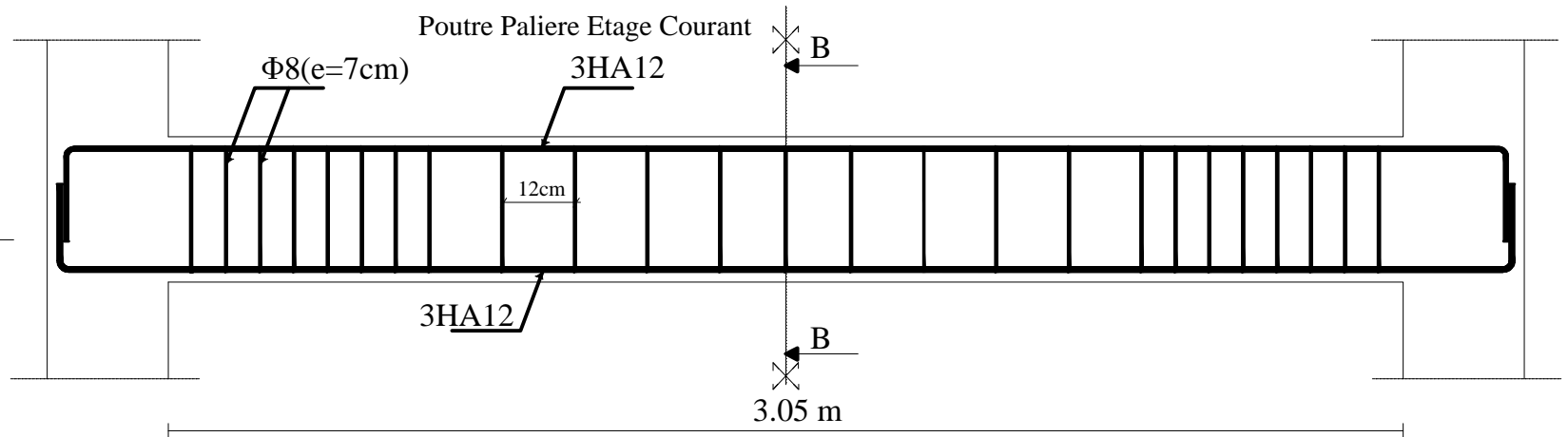
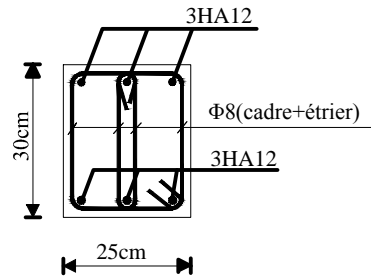
Poutre Palier R.D.C

Coupe A-A

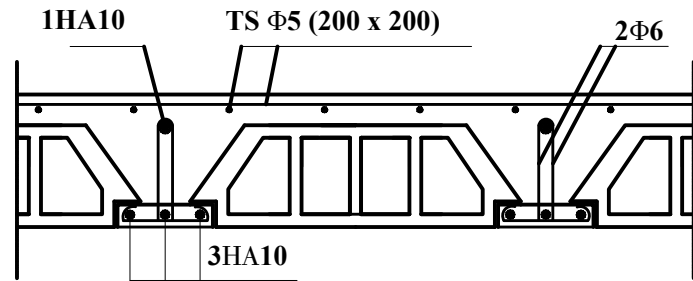
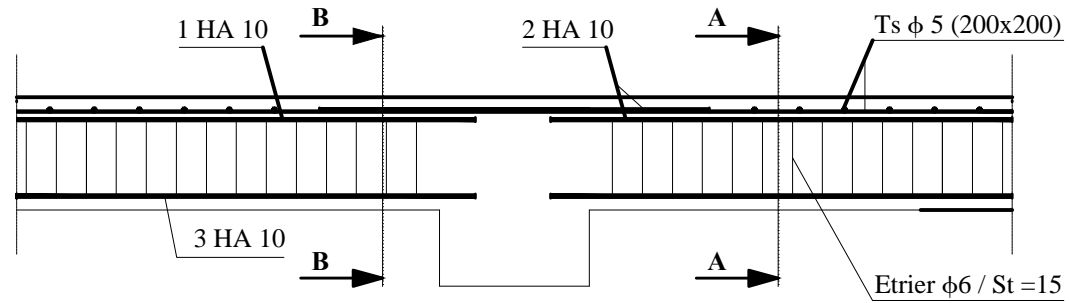


Poutre Palier Etage Courant

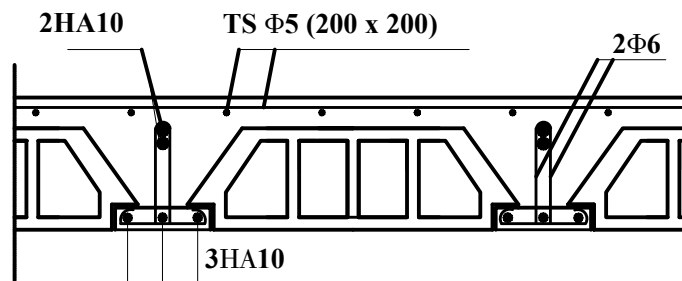
Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
PROJET: ETUDE D'UNE SRTUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL		
Etudié par M ^{lle} : HADDAD FATIHA M ^{lle} : HASSANI CHABHA	Plan de ferrailage la poutre palier	Echelle: 1/50
Dirigé par Mr KAHIL		Septembre 2017



coupe A-A



coupe B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 Mlle:HADDAD FATHA
 Mlle:HASSANI CHABHA

PROJET: ETUDE D'UNE STRUCURE
 (R+S+ZS/S) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

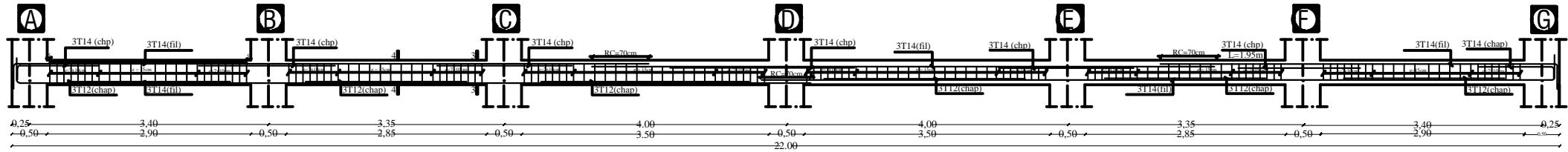
ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 MR:KAHIL

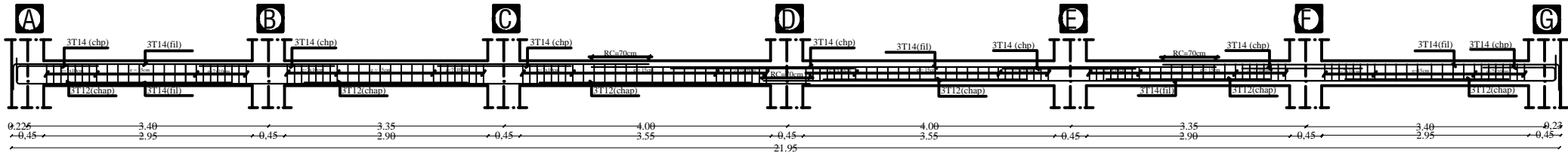
PLANCHERS

DATE:
 SEPTEMBRE 2017

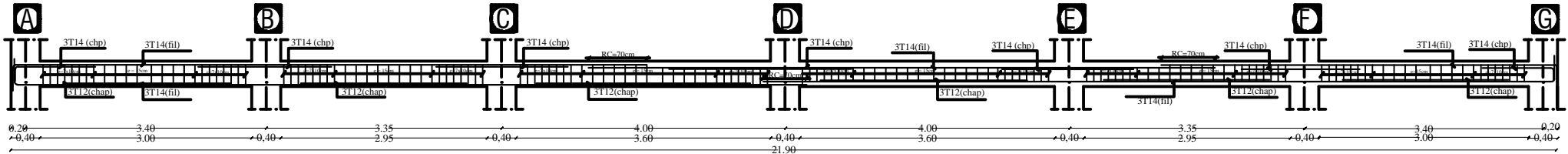
ferrailage des poutres principales (30x35)/ S-SOL 2



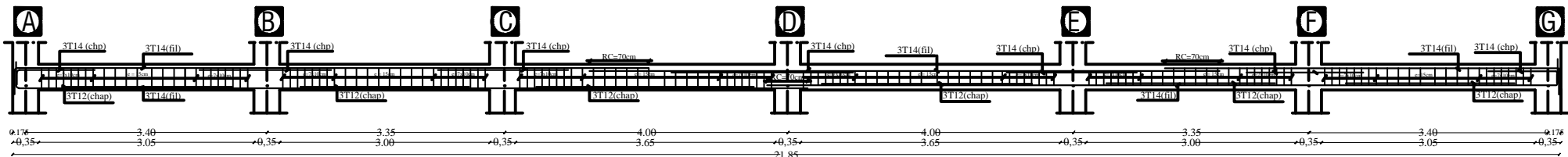
ferrailage des poutres principales (30x35)/S-SOL 1 + RDC+ ETAGE1



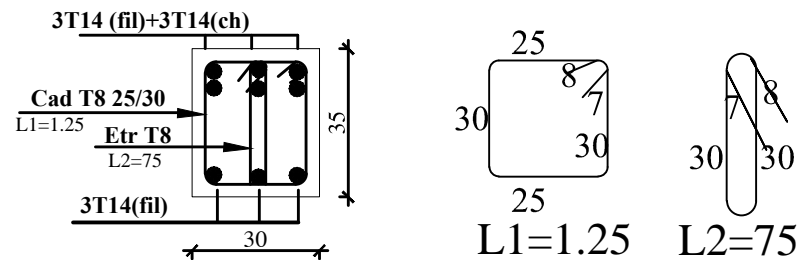
ferrailage des poutres principales (30x35)/ETAGE 2+3+4



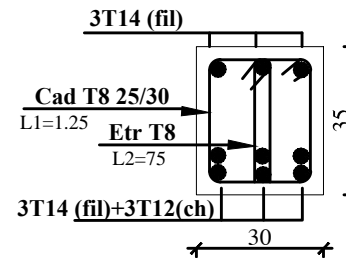
ferrailage des poutres principales (30x35)/ETAGE 5 et 6



COUPE 3-3



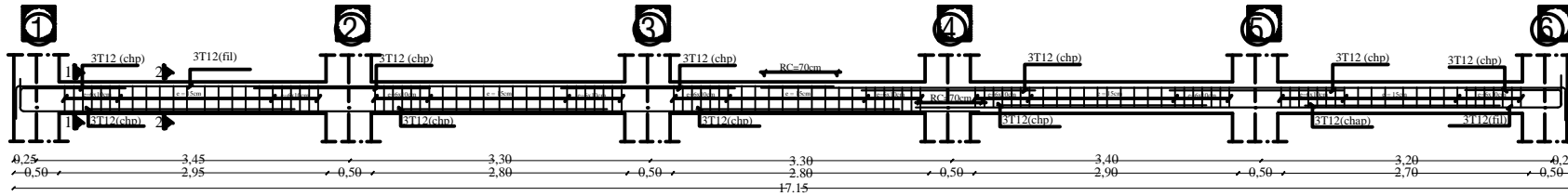
COUPE 4-4



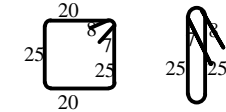
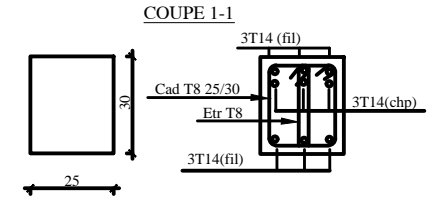
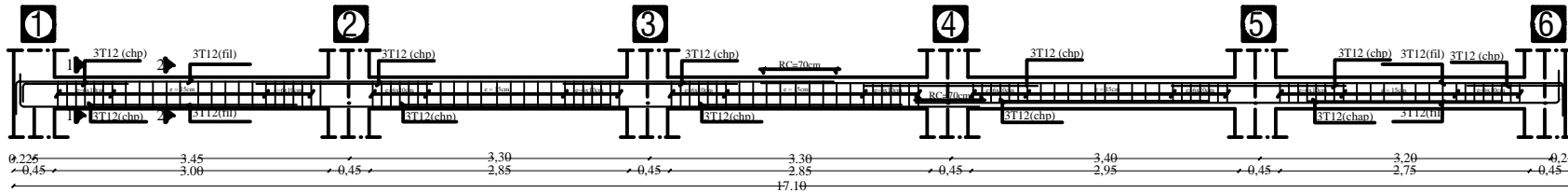
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR: Mlle:HADDAD FATIHA Mlle:HASSANI CHABHA	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR:KAHL	FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES	DATE: SEPTEMBRE 2017

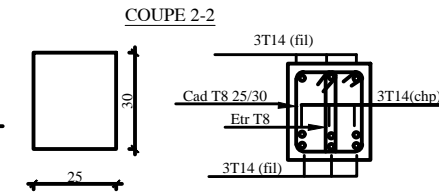
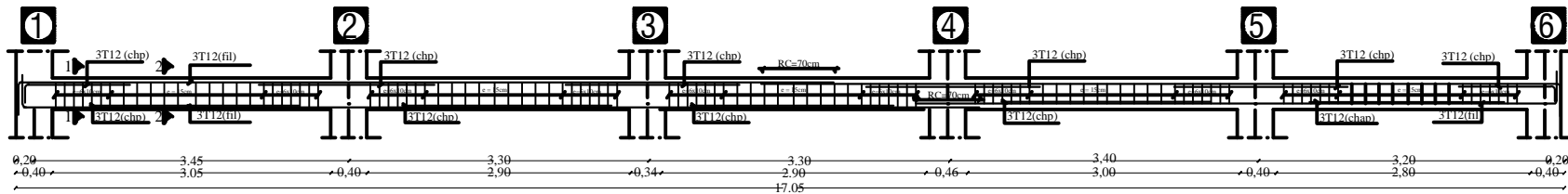
ferrailage des poutres secondaires (25x30)/ S-SOL 2



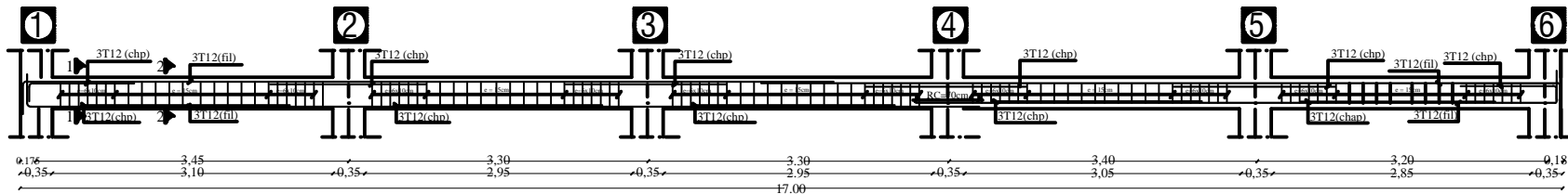
ferrailage des poutres secondaires (25x30)/S-SOL 1 + RDC+ ETAGE 1



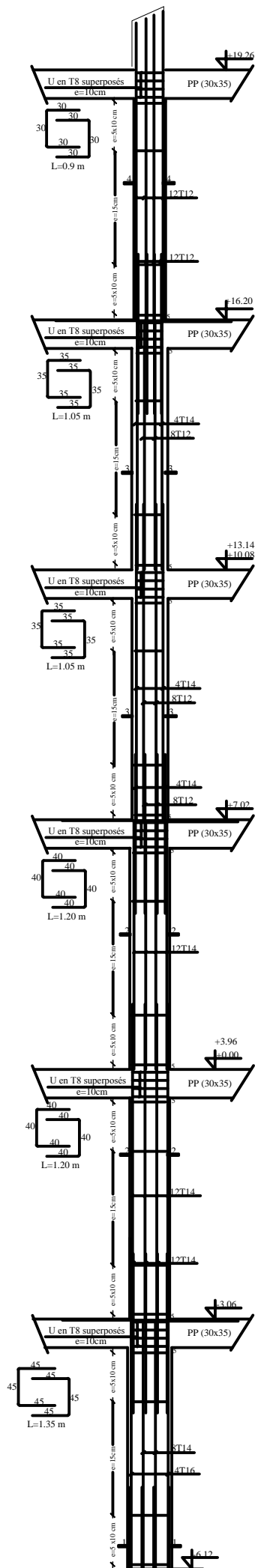
ferrailage des poutres secondaires (25x30)/ETAGE 2+3+4



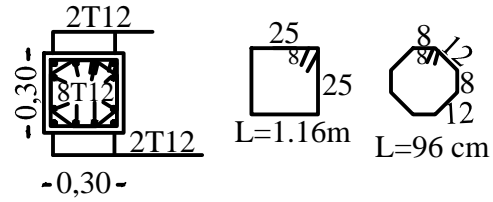
ferrailage des poutres secondaires (25x30)/RDC+ ETAGE 5 et 6



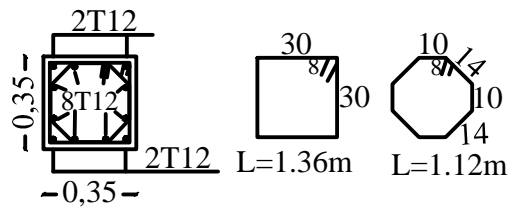
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: Mlle:HADDAD FATIHA Mlle:HASSANI CHABHA	PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: MR:KAHLIL	FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES	DATE: SEPTEMBRE 2017



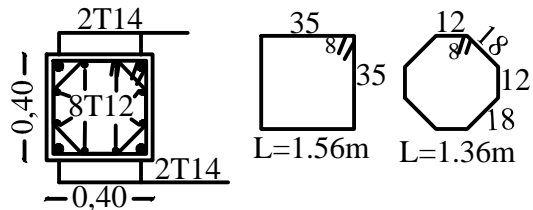
Coupe 5-5



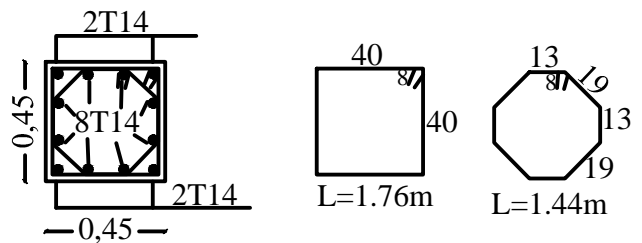
Coupe 4-4



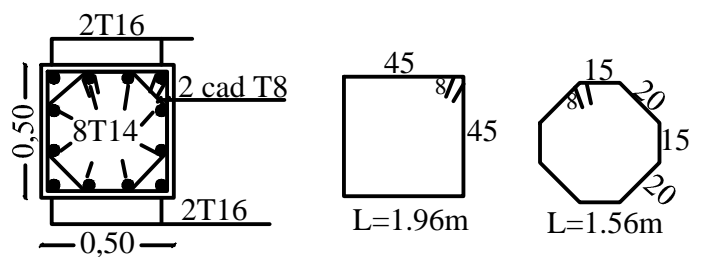
Coupe 3-3



Coupe 2-2



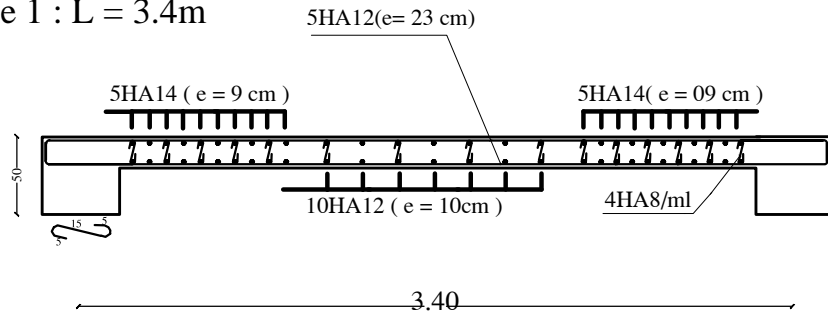
Coupe 1-1



UNIVERSITE MOULUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
PROJET: ETUDE D'UNE SRUCTURE (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL			
Etudié par M ^{lle} : HADDAD FATIHA M ^{lle} : HASSANI CHABHA		Plan de ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par Mr KAHIL			Septembre 2017

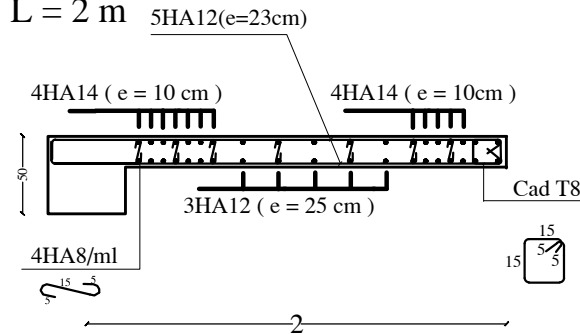
Voile transversale :

Zone 1 : L = 3.4m



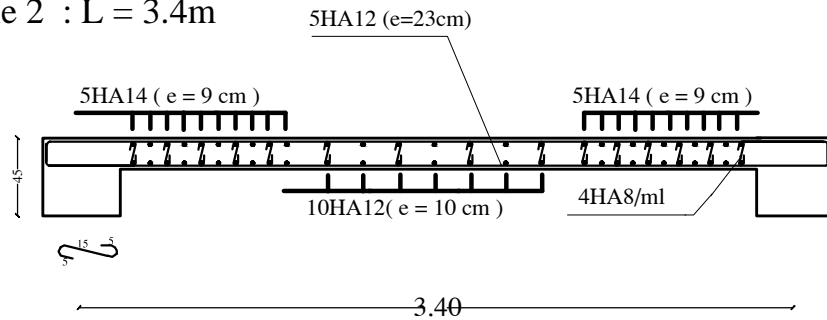
Voile longitudinale :

Zone 1 : L = 2 m



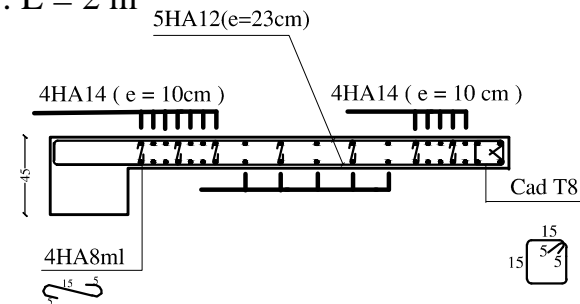
Voile transversale :

Zone 2 : L = 3.4m



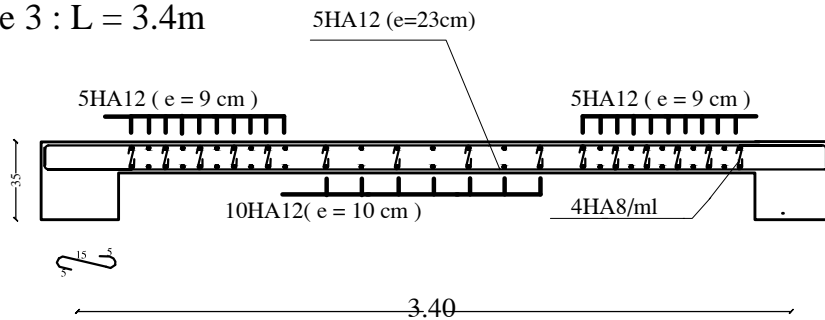
Voile longitudinale :

Zone 2 : L = 2 m



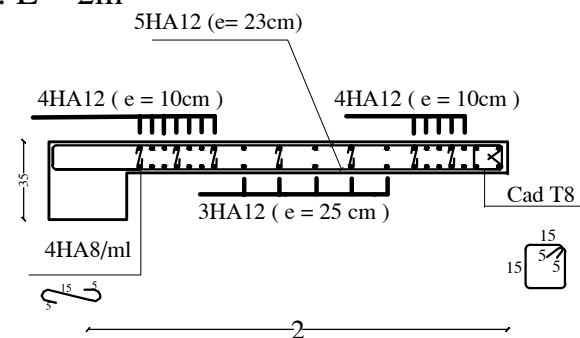
Voile transversale :

Zone 3 : L = 3.4m



Voile longitudinale :

Zone 3 : L = 2m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Mlle:HADDAD FATIHA
Mlle:HASSANI CHABHA

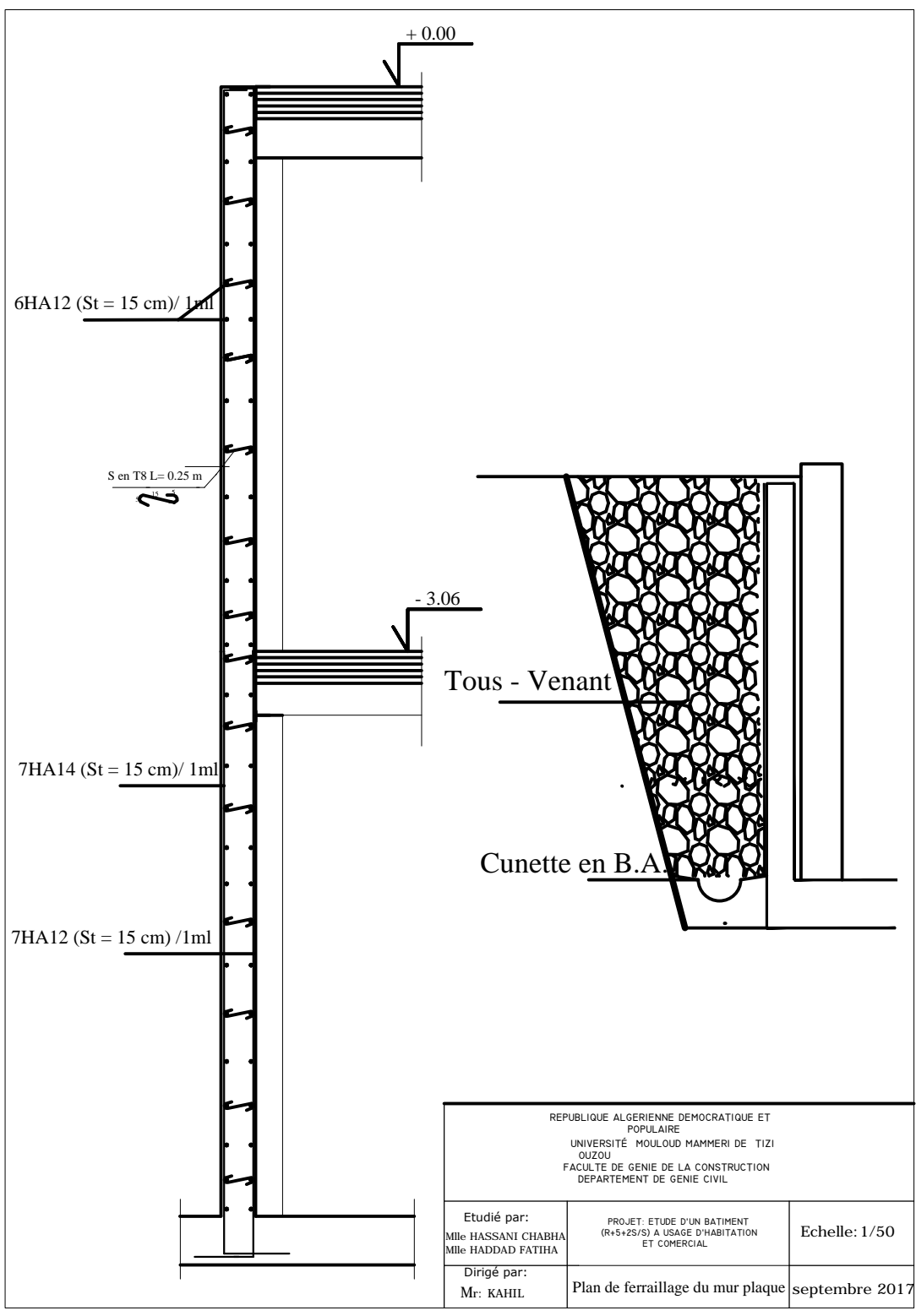
PROJET: ETUDE D'UNE STRUCTURE
(R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION
ET COMERCIAL

EHELLE:
1/50

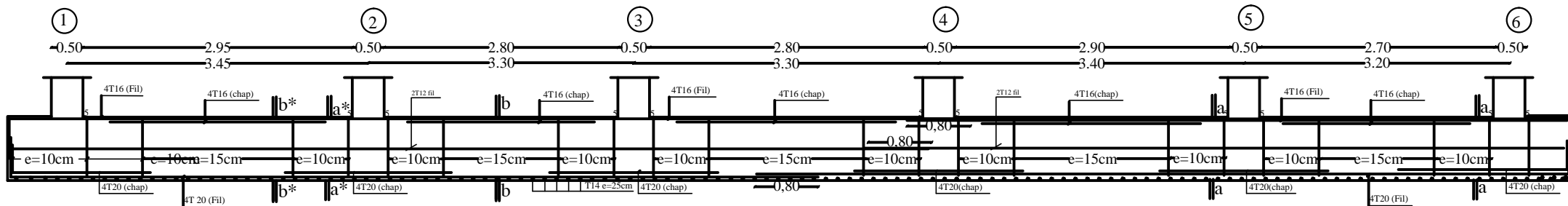
DIRIGÉ PAR:
MR:KAHIL

RERAILLAGE DES VOILES

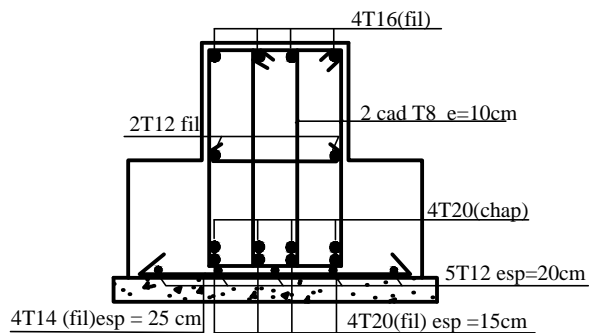
DATE:
SEPTEMBRE 2017



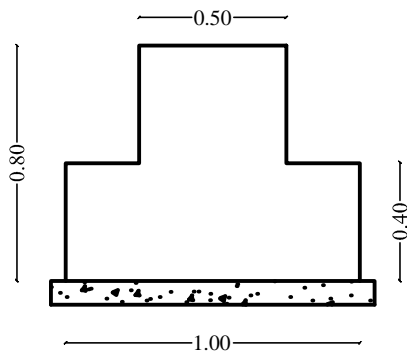
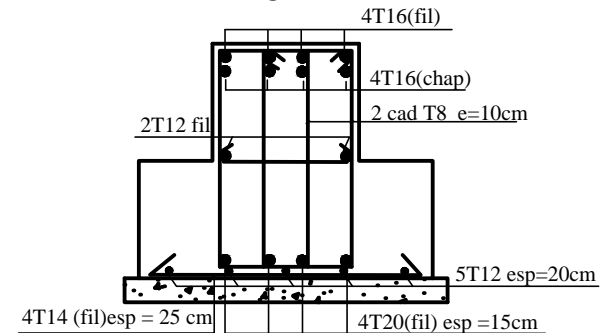
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
Etudié par: Mlle HASSANI CHABHA Mlle HADDAD FATIHA	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr: KAHIL	Plan de ferrailage du mur plaque	septembre 2017



Coupe A-A
Ferrailage aux appuis



Coupe B-B
Ferrailage en travée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI
OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par: Mlle HASSANI CHABHA Mlle HADDAD FATIHA	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+5+2S/S) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	Echelle: 1/50
Dirigé par: Mr: KAHIL	Plan de ferrailage des fondations	septembre 2017

Conclusion

Conclusion :

Après finalisation de ce travail, en ayant mis en place les consultations et les multiples calculs préconisés, une structure viable et en mesure de résister aux différents efforts la sollicitant, principalement le séisme, pourra être réalisée.

Cependant, il est à noter qu'un surdimensionnement de certains éléments a été effectué, entre autres, ce surdimensionnement est lié au besoin de satisfaire les exigences du RPA et les différentes vérifications imposées par ce dernier.

Néanmoins, la réalisation d'un système de contreventement mixte a eu pour effet de permettre, d'une certaine manière, un bénéfice économique.

A fin de pallier au surdimensionnement pratiqué et dans le but de réaliser un profit financier plus appréciable d'autres solutions que celles adoptés peuvent être trouvées, toujours est-il, la sécurité prime sur l'économie et doit donc être satisfaite primordialement.

Bibliographie

1. YVES GASC, ROBERT DELPORTE, YVES PRALY, 1994, les charpentes en bois. 14^{ème} édition. 323 pages.¹
2. DR. ALI BOUAFIA, 2011, conception et calcul des ouvrages géotechniques. 384 pages.
3. Les éditions d'abeille, 2011, Autocad, logiciel de conception et de dessin sur micro-ordinateur. 159 pages
4. M.BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires.²
5. H.RENAUD. 2002. Ouvrages en béton armé. 270 pages.
6. Collection Technique Cimbéton, 2005. L'armature du béton. 129 pages.
7. OLIVIER GAGILIARDINI, 2004/2005. Cours de béton armé. 104 pages.
8. MENAD CHENAF, 2008. Les escaliers, guide pratique. 69 pages.
9. Document d'information à l'usage du constructeur, conçus par PATRICIA BALANDIER, le seisme, les sols et les fondations. 20 pages.
10. VICTOR DAVIDIVICI .Formulaire du béton armé Tome 1 et 2 .
11. Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
12. Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
13. Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
14. Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
15. PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
16. ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.

¹ Référence de la bibliothèque : BAT 151 1ér

² Côte : Ba/Bp : 12 . 20°