

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
du MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures

Thème :

**ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT (R+6) EN
BETON ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ETAGE DIFFERENTE**

Présenté le 27 juin 2019 par :

ABDELLAOUI FATIMA-ZAHRA

MOUSSAOUI SARRA

Devant le Jury composé de :

Pr. CHERIF.E

Mr. BOURDIM.SMA

Mr. HASSAINE.N

Mr. BENAMER.A

Président

Examineur

Encadrant

Encadrant

Année universitaire : 2018 - 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à manifester louange à Dieu par aisance et excellence, puisse-t-il nous guider toujours sur le droit chemin.

Nous ne pouvons omettre de faire preuve de notre gratitude à nos chers parents respectifs, nous n'aurions pas pu en arriver là sans leur précieuse aide et leur affection.

Notre entière gratitude s'adresse à nos promoteurs Monsieur HASSAINE Nasreddine et Monsieur BENAMAR Abderrahmane. Ce projet n'aurait pas pu être mené à terme sans l'intérêt et l'investissement dont ils ont fait preuve. Leurs conseils attentionnés et leurs interventions rapides et avisées nous ont guidées en permanence tout au long de ce travail. Un grand privilège et un immense plaisir.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à tous les enseignants qui ont participé à ma formation.

Aux membres du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

RESUME:

Ce projet consiste à étudier deux fois le même bâtiment en béton armé à usage d'habitation, avec une hauteur d'étage différente et de comparer les résultats dans les deux études, constitué d'un rez-de chaussée plus six étages, il est implanté à la Wilaya de Tlemcen. Cette région est classée en zone de faible sismicité (zone I);selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un côté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté managériale, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement pour chaque bâtiment.

Mots clefs : **Béton Armé ; Bâtiment ; Séisme ; RPA99/V2003 ; Management**

ABSTRACT:

This project consists in studying twice the same building in reinforced concrete for residential use, with a different floor height and to compare the results of the two studies, consisting of a ground floor plus six floors, it is located in Tlemcen. This region is classified as a zone of low seismicity (zone I) according to the Algerian Parasismic Regulation (RPA99 / Version2003). This work, consists of a technical study which is the analysis and the dimensioning of the building while applying the rules of the construction in force (CBA93 and RPA99 / V2003) and of another managerial side, which concerns the identification of all the tasks of our project to accomplish in order to define the time and overall cost of the project to deduce the unit price per apartment for each building.

Keywords: **Reinforced Concrete; Building; Earthquake; RPA99 / V2003; Management**

ملخص:

هذا المشروع يقدم دراستين لنفس العمارة في الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني مع اختلاف في ارتفاع الطابق و مقارنة نتائج الدراستين، تتكون العمارتين من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق علوية بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 01 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البنائيتين مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومة الزلازل 2003 و قواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1993. و من الجانب الإداري يهدف إلى دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد الأعمال و تحديد الأجال و التكلفة الإجمالية للعماريتين مع حساب سعر كل وحدة سكنية لكلتا العمارتين.

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة ، البناية ، الزلزال ، نظام مقاومة الزلازل 2003 ، التسيير.

Dédicaces

A ma chère mère

A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs

A mes sœurs

A ma chère sœur et son mari

Pour leurs soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études

A mes neveux Imad et Housseem

A mon cher binôme et ma cousine **Sarra**

Pour son entente et sa sympathie

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies

A mes cher(e)s ami(e)s , Souhila ,Fatima zohra , Assia , Fatiha , Imane , Nesrine, Abderrahmane, Mohamed , Zaki , Choukri , Amine , Yassine , Abdou , Walid .

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles

A toute ma famille

A tous mes ami(e)s de la promotion génie civil

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

ABDELLAOUI Fatima-Zahra

Dédicaces

A mes très chers parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.

A ma sœur et mes frères

A mes nièces Douaa et Ghizlane et mes neveux Wassim et Med el-amine

A ma cousine et mon binôme **Fatima -Zahra** et sa respectueuse famille.

A mes ami(e)s intimes : Hidayet , Ikram , Adila ,Chahinez, Assia, Imene, Souhila, Fatiha, Ahmed, Zaki, Choukri, Amine, Yassine, Mohamed

Tous les autres que je n'ai pas cités notamment qui se reconnaîtront dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil **2018/2019**

MOUSSAOUI Sarra

SOMMAIRE :

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction	1
I.2.Présentation du projet	1
I.2.1.Présentation de l'ouvrage	1
I.2.2.Caractéristiques géométriques	1
I.2.3.Conception de l'ouvrage	2
I.3.Caractéristique mécanique des matériaux	3
I.3.1.Le béton	3
I.3.1.1.Résistance du béton	3
I.3.1.2.Déformations longitudinales du béton	4
I.3.1.3.Coefficient de poisson	4
I.3.1.4.Contraintes limites	4
I.3.2.L'acier	6
I.3.2.1.Différent type d'acier	6
I.3.2.2.Diagramme contrainte/déformation de calcul des aciers	7
I.3.2.3.Module d'élasticité longitudinal	8
I.4.Hypothèses de calcul	8
I.5.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charges

II.1.pré-dimensionnement des éléments structuraux	9
II.1.1.Introduction	9
II.1.2.Détermination de l'épaisseur du plancher	9
II.1.3.Pré dimensionnement des poteaux	11
II.1.3.1.Définition	11
II.1.3.2.Le poteau le plus sollicité	11
II.1.3.3.Vérification des conditions du RPA99 (version 2003)	12
II.1.3.4.Vérification du poteau au flambement	12
II.1.4.Pré dimensionnement des poutres	13
II.1.5.Récapitulation de pré dimensionnement	15
II.1.6.Pré dimensionnement des voiles	15
II.2.Descente de charges	17
II.2.1.Plancher terrasse inaccessible	17
II.2.2.Plancher étage courant, RDC	18
II.2.3.Murs extérieurs (double paroi)	18
II.2.4.Murs intérieurs (simple paroi)	19
II.2.5.Balcon	20

Chapitre III: Etude des planchers

III.1.Introduction	21
III.2.Etude des poutrelles	21
III.2.1.Méthode de calcul	21
III.2.2.Les types des poutrelles	22
III.2.3.Les charges des poutrelles	22
III.2.4.Moments fléchissants et efforts tranchants	22
III.2.4.1.Méthode des trois moments	22
III.2.4.2.Moments fléchissants et efforts tranchants obtenues par le sap2000	33

III.2.5.Ferraillage des poutrelles	38
--	----

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.Introduction	45
IV.2.Étude des escaliers	45
IV.2.1.Bâtiment He = 3,06m	45
IV.2.1.1.Dimensionnement des escaliers	45
IV.2.1.2.Nombre de marches et contre marches	45
IV.2.1.3.Longueur de la ligne de foulée	46
IV.2.1.4.L'inclinaison des paillasse	46
IV.2.1.5.L'épaisseur de palier (e_p)	47
IV.2.1.6.L'épaisseur de la paillasse (e_v).....	47
IV.2.1.7.Descente des charges sollicitant l'escalier	48
IV.2.1.8.Détermination des moments fléchissant et des réactions	49
IV.2.1.9.Calcul du ferraillage.....	53
IV.2.1.10.Etude de la poutre palière	57
IV.2.2.Bâtiment He = 2,72m.....	63
IV.2.2.1.Dimensionnement des escaliers	63
IV.2.2.2.Nombre de marches et contre marches	63
IV.2.2.3.Longueur de la ligne de foulée.....	63
IV.2.2.4.L'inclinaison des paillasse.....	63
IV.2.2.5.L'épaisseur de palier (e_p)	64
IV.2.2.6.L'épaisseur de la paillasse (e_v).....	64
IV.2.2.7.Descente des charges sollicitant l'escalier	65
IV.2.2.8.Détermination des moments fléchissant et des réactions	66
IV.2.2.9.Calcul du ferraillage.....	70
IV.2.2.10.Etude de la poutre palière	74
IV.3.Etude de l'acrotère.....	79

IV.3.1.Introduction	79
IV.3.2.Evaluation des charges	79
IV.3.3.Evaluation des sollicitations	79
IV.3.4.Calcul du ferrailage	80

Chapitre V : Etude dynamique

V.1.Introduction	83
V.2.Objectif de l'étude dynamique	83
V.3.Modélisation de la structure	83
V.3.1.Modélisation de rigidité	83
V.3.2.Modélisation de masse	84
V.4.Méthodes de calcul	84
V.4.1.Méthode statique équivalente	84
V.4.1.1.Principe	84
V.4.1.2.Calcul de la force sismique totale	85
V.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale	89
V.4.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	89
V.5.Bâtiment He = 3,06 m	90
V.5.1.Analyse modale	90
V.5.1.1.Estimation de la période totale	90
V.5.1.2.Modèle initial	90
V.5.1.3.Disposition des voiles	91
V.5.2.Méthode statique équivalente	93
V.5.2.1.Coefficient d'accélération A	93
V.5.2.2.Facteur d'amplification D	93
V.5.2.3.Facteur de qualité Q	94
V.5.2.4.Coefficient de comportement R	97
V.5.2.5.Le poids de la structure W_T	97

V.5.2.6.Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	97
V.5.3.Méthode d'analyse modale spectrale	98
V.5.3.1.Spectre de réponse	98
V.5.4.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur	99
V.5.4.1.Vérification du coefficient de comportement R= 5	100
V.5.4.2.Vérification du coefficient de comportement R= 4	101
V.5.5.Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	102
V.5.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques	102
V.5.5.2.Justification de l'effort normal réduit	102
V.5.5.3.Vérification des déplacements	103
V.5.5.4.Justification vis à vis de l'effet P Δ	105
V.5.5.5. Justification de la largeur des joints sismiques	106
V.6.Bâtiment He = 2,72 m	107
V.6.1.Analyse modale	107
V.6.1.1.Estimation de la période totale	107
V.6.1.2.Modèle initial	107
V.6.1.3.Disposition des voiles	108
V.6.2.Méthode statique équivalente	110
V.6.2.1.Coefficient d'accélération A	110
V.6.2.2. Facteur d'amplification D	110
V.6.2.3.Facteur de qualité Q	110
V.6.2.4.Coefficient de comportement R	111
V.6.2.5.Le poids de la structure W _T	111
V.6.2.6.Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V)	111
V.6.3.Méthode d'analyse modale spectrale	112
V.6.3.1.Spectre de réponse	112
V.6.4.Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur	113

V.6.4.1.Vérification du coefficient de comportement $R=5$	114
V.6.4.2.Vérification du coefficient de comportement $R= 4$	115
V.6.5.Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	116
V.6.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques	116
V.6.5.2.Justification de l'effort normal réduit	116
V.6.5.3.Vérification des déplacements	117
V.6.5.4.Justification vis à vis de l'effet $P\Delta$	118
V.6.5.5. Justification de la largeur des joints sismiques	119

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.Introduction	120
VI.2.Les poteaux	120
VI.2.1.Combinaisons de calcul	120
VI.2.2.Bâtiment $H_e = 3,06m$	120
VI.2.2.1.Sollicitations dans les poteaux	120
VI.2.2.2.Ferraillages des poteaux	122
VI.2.2.2.1.Armatures longitudinales	122
VI.2.2.2.2.Les armatures transversales	125
VI.2.3.Bâtiment $H_e = 2,72m$	129
VI.2.3.1.Sollicitations dans les poteaux	129
VI.2.3.2.Ferraillages des poteaux	130
VI.2.3.2.1.Armatures longitudinales	130
VI.2.3.2.2.Les armatures transversales	133
VI.3.Les poutres	136
VI.3.1.Combinaisons de calcul	136
VI.3.2.Bâtiment $H_e = 3,06m$	137
VI.3.2.1.Moments fléchissants et efforts tranchants	137
VI.3.2.2.Ferraillages des poutres	137

VI.3.2.2.1.Poutres principales	137
VI.3.2.2.2.Poutre secondaire	145
VI.3.3.Bâtiment He = 2,72m	152
VI.3.3.1.Moments fléchissant et efforts tranchants	152
VI.3.3.2.Ferraillages des poutres	152
VI.3.3.2.1.Poutre principale	152
VI.3.3.2.2.Poutre secondaire	160
VI.4.Les voiles	167
VI.4.1.Combinaisons de calcul	167
VI.4.2.Bâtiment He = 3,06m	168
VI.4.2.1.Détermination des sollicitations	168
VI.4.2.2.Calcul du ferrailage	169
VI.4.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement	171
VI.4.3.Bâtiment He = 2,72m	172
VI.4.3.1.Détermination des sollicitations	172
VI.4.3.2.Calcul du ferrailage	172
VI.4.3.3.Vérification des contraintes de cisaillement	174
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1.Introduction	176
VII.2.Définitions des fondations	176
VII.3.Choix du type de fondation	176
VII.4.Type de fondation	177
VII.5.Etude des semelles isolées	177
VII.5.1.Bâtiment He = 3,06 m	177
VII.5.1.1.Pré dimensionnement des semelles isolées	177
VII.5.1.2.Vérification de chevauchement entre semelles isolées	178
VII.5.1.3.Vérification au poinçonnement	179

VII.5.1.4.Ferrailage des semelles isolées	179
VII.5.2.Bâtiment He = 2,72 m	180
VII.5.2.1.Pré dimensionnement des semelles isolées	180
VII.5.2.2.Vérification de chevauchement entre semelles isolées	181
VII.5.2.3.Vérification au poinçonnement	182
VII.5.2.4.Ferrailage des semelles isolées	182
VII.6.Etude de longrines	183
VII.6.1.Bâtiment He = 3,06m	183
VII.6.1.1.Introduction	183
VII.6.1.2.Calcul du ferrailage longitudinal	184
VII.6.1.3.Calcul du ferrailage transversal	184
VII.6.1.4.Espacement des cadres	185
VII.6.2.Bâtiment He = 2,72m	185
VII.6.2.1.Introduction	185
VII.6.2.2.Calcul du ferrailage longitudinal	185
VII.6.2.3.Calcul du ferrailage transversal	186
VII.6.2.4.Espacement des cadres	186
VII.7.Calcul de la semelle filante	187
VII.7.1.Bâtiment He = 3,06 m	187
VII.7.1.1.Semelle filante sous murs voile	187
VII.7.1.1.1.Pré-dimensionnement	187
VII.7.1.1.2.Ferrailage des semelles sous murs voile	188
VII.7.2.Bâtiment He = 2,72 m	189
VII.7.2.1.Semelle filante sous murs voile	189
VII.7.2.1.1.Pré-dimensionnement	189
VII.7.2.1.2.Ferrailage des semelles sous murs voile	190

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

VIII.1.Introduction	191
VIII.2.Le management de projet	191
VIII.3.Projet	191
VIII.3.1.Cycle de vie de notre projet	192
VIII.3.2.Les acteurs de notre projet	193
VIII.4.Planification de notre projet	194
VIII.4.1.Works breakdown structure (WBS).....	194
VIII.4.2.Diagramme de GANTT	195
VIII.4.2.1.Identification des ressources	195
VIII.4.2.2.Estimation de la durée des activités	196
VIII.5.Utilisation de logiciel de la planification (MS Project)	197
VIII.6.Devis quantitatif et estimatif du projet	198
VIII.7.Courbe financière du projet	216

Chapitre IX : Comparaison

IX.1.Introduction	218
IX.1.1.Aspect technique	218
IX.1.2.Aspect managérial	219

CONCLUSION GENERALE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1.Diagramme contrainte – déformation de béton	5
Figure I.2.Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS	6
Figure I.3.Diagramme de déformations – contraintes	7
Figure I.4.Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charges

Figure II.1.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	9
Figure II.2.Dimensions de la poutrelle.....	10
Figure II.3.Section supporté par le Poteau le plus sollicité.....	11
Figure II.4.Dimensions de la poutre.....	13
Figure II.5.Coupe transversale d'un voile.....	15
Figure II.6.Terrasse inaccessible.....	17
Figure II.7.Plancher étage courant, R.DC.....	18
Figure II.8.Coupe transversale du mur extérieur.....	18
Figure II.9.Coupe transversale des murs intérieurs.....	19
Figure II.10.Balcon.....	20

Chapitre III: Etude des planchers

Figure III.1.Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000.....	33
Figure III.2.Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000.....	34
Figure III.3.Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000.....	35
Figure III.4.Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000.....	35
Figure III.5.Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000.....	36
Figure III.6.Moment fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000.....	37

Figure III.7.L'ancrage des armatures.....	43
Figure III.8.Armatures longitudinales en appui et en travée	44

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1.schéma d'escalier.....	45
Figure IV.2.Coupe dans les escaliers.....	45
Figure IV.3.Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	51
Figure IV.4.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	51
Figure IV.5.Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus par SAP2000.....	52
Figure IV.6.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	53
Figure VI.7.Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000.....	68
Figure IV.8.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	68
Figure IV.9.Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000.....	69
Figure IV.10.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.....	70
Figure IV.11.Dimensions de l'acrotère.....	79
Figure IV.12.Ferraillage de l'acrotère	82

Chapitre V : Etude dynamique

Figure V.1.Structure modélisée sur logiciel SAP2000.....	90
Figure V.2.Spectre de réponse R= 5.....	98
Figure V.3.Spectre de réponse R= 4.....	100
Figure V.4.Structure modélisée sur logiciel SAP2000.....	107
Figure V.5.Spectre de réponse R= 5.....	112
Figure V.6.Spectre de réponse R= 4.....	114

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI.1.Ferraillage de Poteau $45 \times 45 \text{m}^2$	128
Figure VI.2.Ferraillage de Poteau $45 \times 45 \text{m}^2$	135
Figure VI.3.L'ancrage des armatures	143
Figure VI.4.Ferraillage de la poutre principale de RDC $H_e = 3,06\text{m}$	144
Figure VI.5.L'ancrage des armatures.....	150
Figure VI.6.Ferraillage de la poutre secondaire de l'étage courant $H_e = 3,06\text{m}$	151
Figure VI.7.L'ancrage des armatures	158
Figure VI.8.Ferraillage de la poutre principale de l'étage courant $H_e = 2,72\text{m}$	159
Figure VI.9.L'ancrage des armatures.....	165
Figure VI.10.Ferraillage de la poutre secondaire de l'étage courant $H_e = 2,72\text{m}$	166

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1.Dimensions de la semelle isolée.....	177
Figure VII.2.Semelle isolée.....	178
Figure VII.3.Semelle isolée.....	181

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

FigureVIII.1.Les objectifs du projet.....	192
FigureVIII.2.Outils utilisés planifié d'un projet.....	194
FigureVIII.3.Courbe financière du bâtiment $H_e = 3,06\text{m}$	217
FigureVIII.4.Courbe financière du bâtiment $H_e = 2,72\text{m}$	217

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.	1
Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges.....	5

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charges

Tableau II.1 : Tableau de calcul des sections des poteaux (bâtiment He = 3,06m).....	13
Tableau II.2 : Tableau de calcul des sections des poteaux (bâtiment He = 2,72m).....	13
Tableau II.3 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	15
Tableau II.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible).....	17
Tableau II.5 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).....	18
Tableau II.6 : Descente des charges des murs extérieurs.....	19
Tableau II.7 : Descente des charges des murs intérieurs.....	19
Tableau II.8 : Descente des charges (Balcon).....	20

Chapitre III: Etude des planchers

Tableau III.1 : Charges supportées par Les poutrelles.....	22
Tableau III.2 : Les efforts internes de RDC + étage courant.....	37
Tableau III.3 : Les efforts internes de la terrasse inaccessible.....	38
Tableau III.4 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	44

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.1 : Evaluation des charges du palier (Bâtiment He =3,06m).....	48
Tableau IV.2 : Evaluation des charges de la volée (Bâtiment He =3,06m).....	48
Tableau IV.3 : Différentes charges et surcharges des types d'escaliers.....	49
Tableau IV.4 : Les efforts internes des escaliers (Bâtiment He = 3,06m).....	53
Tableau IV.5 : Ferrailage des escaliers (Bâtiment He = 3,06m).....	57
Tableau IV.6 : Evaluation des charges de la volée (Bâtiment He =2,72m).....	65
Tableau IV.7 : Différentes charges et surcharges des types d'escaliers.....	66
Tableau IV.8 : Les efforts internes des escaliers (Bâtiment He = 2,72m).....	70
Tableau IV.9 : Ferrailage des escaliers (Bâtiment He = 2,72m).....	74

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1 : Périodes et masses modales de la structure.....	92
Tableau V.2 : Période choisie pour le calcul du (D).....	93
Tableau V.3 : Valeurs de la pénalité P_q	96
Tableau V.4 : Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.....	97
Tableau V.5 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour $R= 5$	99
Tableau V.6 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour $R= 4$	101
Tableau V.7 : Vérification de la résultante des forces.....	102
Tableau V.8 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	103
Tableau V.9 : Vérification des déplacements dans le sens $-X-$	104
Tableau V.10 : Vérification des déplacements dans le sens $-Y-$	104
Tableau V.11 : Vérification du P-Delta dans le sens- $X-$	105
Tableau V.12 : Vérification du P-Delta dans le sens- $Y-$	106
Tableau V.13 : Périodes et masses modales de la structure.....	109
Tableau V.14 : Valeurs de la pénalité P_q	110
Tableau V.15 : Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.....	111
Tableau V.16 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour $R= 5$	113
Tableau V.17 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour $R= 4$	115
Tableau V.18 : Vérification de la résultante des forces.....	116
Tableau V.19 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	116
Tableau V.20 : Vérification des déplacements dans le sens $-X-$	117
Tableau V.21 : Vérification des déplacements dans le sens $-Y-$	117
Tableau V.22 : Vérification du P-Delta dans le sens- $X-$	118
Tableau V.23 : Vérification du P-Delta dans le sens- $Y-$	118

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales ($N_{max}, M_{correspondant}$) d'un bâtiment $H_e = 3,06m$	121
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales ($M_{max}, N_{correspondant}$) d'un bâtiment $H_e = 3,06m$	121
Tableau VI.3 : Les sollicitations de poteaux (N_{max}, M_{cor}).....	122
Tableau VI.4 : Les sollicitations de poteaux (M_{max}, N_{cor}).....	123

Tableau VI.5 :Ferrailage longitudinal des poteaux (bâtiment He = 3,06m).....	124
Tableau VI.6 :Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.....	125
Tableau VI.7 : Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes (bâtiment He = 3,06m).....	126
Tableau VI.8 : Ferrailage transversales des poteaux (bâtiment He = 3,06m).....	128
Tableau VI.9 : Sollicitations maximales ($N_{max}, M_{correspondant}$) d'un bâtiment He=2,72m.....	129
Tableau VI.10 : Sollicitations maximales ($M_{max}, N_{correspondant}$) d'un bâtiment He=2,72m.....	129
Tableau VI.11 : Les sollicitations des poteaux (N_{max}, M_{cor}).....	130
Tableau VI.12 : Les sollicitations de poteaux (M_{max}, N_{cor}).....	131
Tableau VI.13 : Ferrailage longitudinale des poteaux (bâtiment He = 2,72m).....	132
Tableau VI.14 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier...	133
Tableau VI.15 : Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes (bâtiment He = 2,72m)	133
Tableau VI.16 : Ferrailage transversales des poteaux (bâtiment He = 2,72 m).....	135
Tableau VI.17 : Sollicitations maximales dans les poutres (bâtiment He = 3,06m).....	137
Tableau VI.18 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	144
Tableau VI.19 : Ferrailage transversal des poutres principales.....	144
Tableau VI.20 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	151
Tableau VI.21 : Ferrailage transversal des poutres secondaires.....	152
Tableau VI.22 : Sollicitations maximales dans les Poutres (bâtiment He = 2,72m).....	152
Tableau VI.23 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.....	159
Tableau VI.24 : Ferrailage transversal des poutres principales.....	159
Tableau VI.25 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.....	166
Tableau VI.26 : Ferrailage transversal des poutres secondaires.....	167
Tableau VI.27 : Sollicitations des voiles (Bâtiment He = 3,06m).....	168
Tableau VI.28 : Ferrailage de voiles (Bâtiment He = 3,06m)	171
Tableau VI.29 : Vérification des contraintes tangentielles (Bâtiment He = 3,06m).....	171
Tableau VI.30 : Sollicitations des voiles (Bâtiment He = 2,72m)	172
Tableau VI.31 : Ferrailage de voiles (Bâtiment He = 2,72).....	174
Tableau VI.32 : Vérification des contraintes tangentielles (Bâtiment He = 2,72 m).....	175

Chapitre VIII : Etude managériale et économique

Tableau VIII.1 : Ressources humaines du projet	195
Tableau VIII.2 : Ressources matérielles du projet (Engins)	195
Tableau VIII.3 : Ressources matérielles du projet (Matériaux)	196
Tableau VIII.4 : La durée de quelques tâches ..	196
Tableau VIII.5 : Devis quantitatif et estimatif (bâtiment He =3,06m)	199
Tableau VIII.6 : Devis quantitatif et estimatif (bâtiment He = 2,72m)	208

LISTE DES NOTATIONS

A : Coefficient d'accélération.

A_r : Armatures de répartition.

A_s : Section d'armature d'appui de rive.

A_{sc} : Armatures de compression.

A_{st} : Section de ferrailage tendu.

A_r : Armatures de répartition.

A_v : Section d'armature verticale.

(a ;b) : Dimensions du poteau.

B : Section transversale des poteaux.

B_r : Section réduite du poteau obtenue.

C_T : Coefficient du système de contreventement.

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.

d : hauteur utile d'une section.

d' : distance des acier comprimés à la fibre de béton la plus comprimée.

E : Action accidentelle.

e : L'excentricité.

e : distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche, excentricité.

e_a : excentricité additionnelle.

E_{i 28} : Déformation instantanée.

E_s : Module d'élasticité.

E_{v 28} : Déformation instantanée.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

f : Flèche sous chargement instantané.

f_{adm} : Flèche admissible.

f_{bc} : Contrainte du béton.

f_{c28} : Résistance de compression du béton.

F_e : Limite élastique d'acier.

f_{t28} : Résistance de traction du béton.

G : Action permanente.

g : Largeur de marche (giron).

h : hauteur totale d'une section.

h_e : Hauteur de l'étage.

h₀ : hauteur d'une table de compression, épaisseur d'une dalle.

I : Moment d'inertie.

L_i : Longueur de la portée.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement droit.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

M₀ : Moment isostatique.

N : Effort normal.

n : Coefficient d'équivalence.

Q : Action d'exploitation.

R : Coefficient de comportement.

r : Rayon de courbure.

R_i : Réactions d'appuis.

S_t : Espacement entre cadre.

T : Période.

T_u : Effort tranchant.

V : Effort tranchant.

W_T : Poids total de la structure.

X : Position de l'axe neutre.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ_u : Contrainte admissible de cisaillement du béton.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Ø_T : Diamètre des armatures transversales.

ε : Pourcentage d'amortissement.

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.

ξ_s : Allongement relatif des aciers tendus.

ξ_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimés.

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application des charges, angle au centre d'une partie courbe de barres.

η : Coefficient de fissuration.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$: Contrainte admissible du sol.

σ_{bc} : Contrainte de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte dans le béton admissible.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte acier admissible.

γ : Poids de béton.

γ : rapport du moment ultime au moment de service.

γ_b : coefficient partiel de sécurité pour le béton.

γ_s : coefficient partiel de sécurité pour les aciers.

μ : Coefficient de poisson.

β : Coefficient de pondération.

$\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

$\Delta_{(k)}$: Déplacement relatif au niveau (K).

λ_g : L'élancement géométrique.

ρ : est un coefficient correcteur.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique.

ψ : Coefficient d'ancrage.

INTRODUCTION GENERALE

La pression des architectes en quête de formes inédites, a provoqué en grande partie l'essor spectaculaire des bâtiments, tours administratifs et résidentielles. L'ingénieur s'est vu alors contraint de développer ses connaissances théoriques afin de comprendre le comportement complexe et indéterminé de ce nouveau type de construction. Il fut notamment astreint de trouver des structures capables de leur donner la rigidité latérale nécessaire pour résister aux très importantes actions renversantes du séisme et du vent....

Dans l'analyse et le dimensionnement, pour faire un bon fonctionnement de l'ouvrage, il faut à l'ingénieur suivre et appliquer le règlement.

Le site, la hauteur, l'usage de la construction et les contraintes architecturales sont des considérations très nécessaires pour le choix du système de contreventement.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie car il est moins cher par rapport aux autres matériaux tels que charpente métallique avec beaucoup d'autres avantages comme par exemple :

- *Souplesse d'utilisation

- *Durabilité

- *Résistance au feu

On va proposer un planning de réalisation dans le but de renseigner le devis estimatif du cahier des charges à partir du logiciel de planification. Et aussi de mettre en évidence des situations pour éviter les problèmes financiers.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier deux fois le même bâtiment R+6 en béton armé à usage d'habitation, avec une hauteur d'étage différente.

Est-ce qu'il est bénéfique d'étudier le même bâtiment en béton armé avec une hauteur d'étage différente ?

Comment la hauteur influe sur le comportement dynamique des structures ?

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

L'étude des structures est la clef et le passage obligé dans l'acte de bâtiments. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé pour le but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité.

Les efforts engendrés dans la structure, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivants les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL et le RPA.

I.2.Présentation du projet :

I.2.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment R+6 à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté au nord de la ville de Tlemcen qui est une zone de faible sismicité (zone I); sur une zone montagneuse entre Koudia et Bouhanak, au nord du nouveau pôle universitaire, et de la rocade nord, limité dans son ensemble :

Nord : deux réservoirs d'eau (qui sont au cours de réalisation) et une tour de transmission.
Sud : 200 logements sociaux participatifs universitaire en cours de réalisation.
Est : terrain vague.
Ouest : terrain vague.

I.2.2.Caractéristiques géométriques :

Le projet consiste à étudier le même bâtiment en béton armé avec une hauteur d'étages différente :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

Hauteur du RDC	3,06m
Hauteur des étages courants	3,06m
Hauteur totale du bâtiment	21,42m
Longueur totale du bâtiment	22,30m
Largeur totale du bâtiment	10,30m

Hauteur du RDC	2,72m
Hauteur des étages courants	2,72m
Hauteur totale du bâtiment	19,04m
Longueur totale du bâtiment	22,30m
Largeur totale du bâtiment	10,30m

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2.3. Conception de l'ouvrage :

- **Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Planchers :**

Dans notre cas nous avons utilisé un seul type de plancher :

- Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 16 cm, dalle de compression est de 5 cm.

- **Escaliers:**

Ce sont des éléments non structuraux, composés d'un palier et de paillasse, sert à relier deux niveaux différents d'une construction réalisés en béton armé coulé sur place.

- **Maçonnerie :**

Murs extérieurs : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par l'âme d'air de 5 cm.

Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.

Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.

Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

- **Isolation :**

✓L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.

✓Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

✓L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **L'acrotère :**

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

- **Fondation :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

I.3.Caractéristique mécanique des matériaux :

I.3.1.Le béton :

Le béton est un matériau de construction très utilisé à cause de la facilité de sa fabrication, de sa simple mise en place à l'état frais, de ses propriétés mécaniques et de sa durabilité à l'état durci. On estime actuellement que la production mondiale atteint une moyenne annuelle d'une tonne de béton par habitant. Pendant ces dernières décennies, un grand progrès a été constaté concernant ce matériau, il comprend toujours :

Un liant : le ciment, qui durcit en présence d'eau.

De l'eau : indispensable au durcissement du ciment et à la mise en œuvre du béton.

Des granulats : leur taille allant du sable au gravier, qui constituent le "squelette" du béton.

Et éventuellement l'adjuvant : est un produit incorporé au moment du malaxage du béton à un dosage en inférieur ou égal à 5% en masse du poids de ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et / ou à l'état durci.

I.3.1.1.Résistance du béton :

✓ Résistance du béton à la compression :

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

$f_{c28} \leq 40$ MPA :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

✓ Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

I.3.1.2. Déformations longitudinales du béton :

✓ Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée : } E_{ij} = 32164,19\text{MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée : } E_{vj} = 10818,86\text{MPa.}$$

I.3.1.3. Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson μ par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0,0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\mu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.3.1.4. Contraintes limites :

➤ A l'ELU :

Le diagramme contrainte - déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{sc} = 2 \text{‰}$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

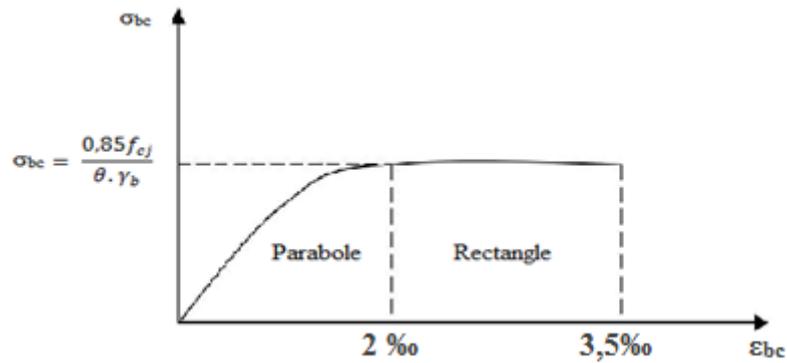


Figure I.1. Diagramme contrainte – déformation de béton.

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

θ : Facteur de durée d'application des charges.

Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges.

θ	Durée d'application
1	> 24h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	< 1h

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 < \epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰} \quad : \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \cdot 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰} \quad : \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

➤ A P'ELS :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

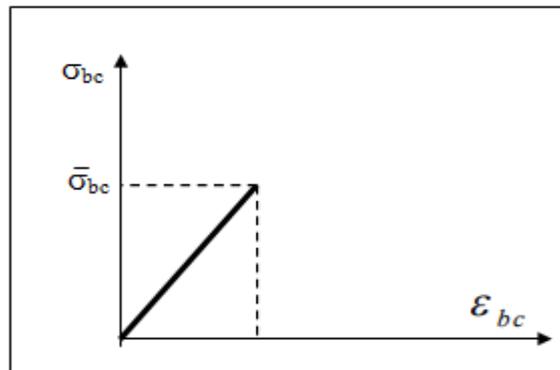


Figure I.2.Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

I.3.2.L'acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; et une bonne adhérence au béton.

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

I.3.2.1.Différent type d'acier :

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

c) Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\varnothing = 6$ mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.2.2. Diagramme contrainte/déformation de calcul des aciers :

❖ ELU :

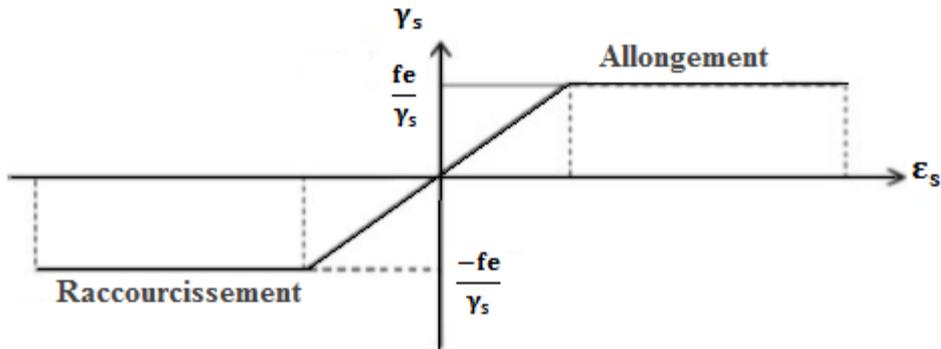


Figure I.3. Diagramme de déformations – contraintes.

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \text{ cas de situation durable} \\ 1 \text{ cas de situation accidentelle} \end{cases}$

❖ ELS :

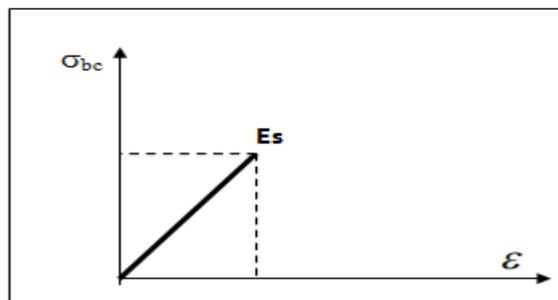


Figure I.4. Diagrammes des contraintes de l'acier à l'ELS.

Dans l'état limite de service, la contrainte σ_{st} sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

-Fissuration non (peu) préjudiciable : σ_{st} pas de limite

-Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta ft 28} \right)$

-Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} fe, 90 \sqrt{\eta ft 28} \right)$

Avec :

η Coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les RL} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \end{cases}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.2.3. Module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal à la valeur suivante : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I.4. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$.
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « feE.400 » H.A
 - Transversales : on a choisi le : « feE.235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500 » H.A ; $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$.

I.5. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

❖ **ELU**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G + 1,5 Q$$

Où : **G** : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \dots \dots \dots (1) \\ G + Q \pm E \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (2) est remplacée par la combinaison suivante: $G + Q \pm 1,2E$

Avec :

E : effort de séisme

❖ **ELS**

La seule combinaison à considérer est : $G + Q$

Chapitre 2 :

Pré-dimensionnement et descente des charges

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.1.pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.1.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et B.A.E.L91, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

➤ Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitué par les portiques et les voiles.

II.1.2.Détermination de l'épaisseur du plancher :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

Le plancher est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et il prend appui sur des poutrelles :

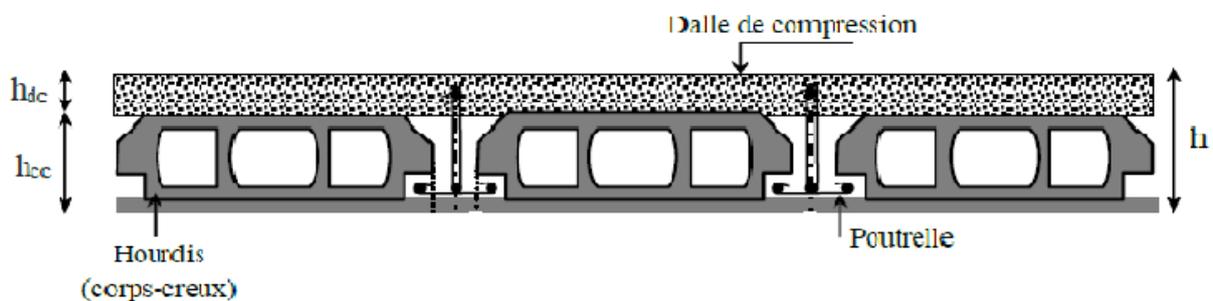


Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

o l'épaisseur du plancher :

On utilise la condition de flèche pour calculer l'épaisseur du plancher h_t :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

L : la portée max d'une poutrelle : $L_{max} = 3,60m$

$$h_t \geq \frac{360}{22,5} = 16cm$$

$h_t = 21 \text{ cm}$

Donc : on a un plancher (16+5) avec : 16 cm ➡ corps creux

5 cm ➡ dalle de compression

o Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments horizontaux en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

h : Hauteur totale de la poutrelle ➔ $h_t = 16+5 = 21 \text{ cm}$

h₀ : Hauteur de la dalle de compression ➔ $h_0 = 5 \text{ cm}$

b₀: Largeur de la nervure ➔ $b_0 = 12 \text{ cm}$

b : Largeur efficace est déterminé comme suit:

$L = 3,60m$

$L_1 = 65 \text{ cm} , b = 2b_1 + b_0 \dots\dots (1)$

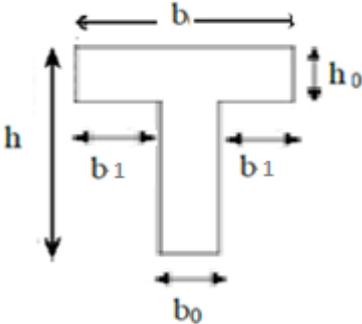


Figure II.2. Dimensions de la poutrelle.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \leq 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = 36 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26,5cm$.

De (1) : $b = 2(26,5) + 12 = 65cm$

$b = 65 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.1.3.Pré dimensionnement des poteaux :

II.1.3.1.Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la flexion composée dont la fonction principale est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations.

II.1.3.2.Le poteau le plus sollicité :

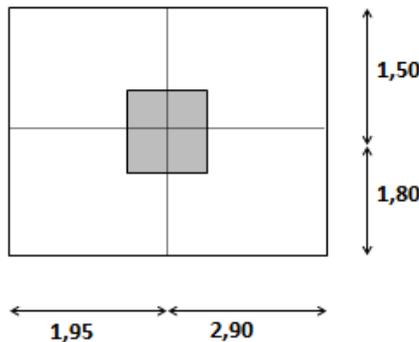


Figure II.3.Section supporté par le Poteau le plus sollicité.

Ce poteau supporte des charges réparties sur une surface égale : **S = 13,095 m²**.

$$N_u = Q.S.n$$

- ✓ **N_u** : effort normal ultime.
- ✓ **Q** : charge moyenne répartie de **1t/m²**.
- ✓ **n** : nombre d'étage : **7étages**.

$$N_u = 1 \times 13,095 \times 7 = \mathbf{91,7 \text{ t} = 0,917 \text{ MN}}$$

➤ **Section réduite (B_r)** : Selon les règles du **B.A.E.L 91** :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}\right)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \rightarrow \beta = 1,2 \\ f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \Theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} \quad \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \\ \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}\right)} = 0,059 \text{ m}^2$$

Donc on prend $B_r = 0,07 \text{ m}^2$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) > 0,07 \text{ m}^2$$

$$B_r \geq (a-0,02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a \geq 0,28$$

$$a = b = 45 \text{ cm}$$

II.1.3.3. Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

✓ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$

✓ $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 \quad \left\{ \begin{array}{l} 2,72/20 = 0,136\text{m} \quad \rightarrow \text{Vérifiée} \\ 3,06/20 = 0,153\text{m} \quad \rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right.$

✓ $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$

II.1.3.4. Vérification du poteau au flambement :

❖ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = a \cdot b^3 / 12 = 45^4 / 12 = 341718,75 \text{ cm}^4$$

❖ Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{341718,75 / (45 \times 45)} = 12,99 \text{ cm}$$

❖ Longueur du flambement :

$$L_f = 0,7l_0$$

l_0 : Hauteur d'étage :

1^{er} bâtiment: $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$

2^{ème} bâtiment: $l_0 = 2,72 \text{ m} \rightarrow L_f = 1,904 \text{ m}$

❖ Elancement mécanique $\lambda(x,y)$:

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x$$

$l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda_x = \frac{2,142}{12,99 \times 10^{-2}} = 16,49 < 50 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$

$l_0 = 2,72 \text{ m} \rightarrow \lambda_x = \frac{1,904}{12,99 \times 10^{-2}} = 14,66 < 50 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

Tableau II.1 : Tableau de calcul des sections des poteaux (bâtiment He = 3,06m).

Niveau	N_u (MN)	B_r (m)	L_0 (m)	a (cm)	b (cm)	L_f (m)	$\lambda_x = \lambda_y$
RDC	0,91665	0,059	2,85	45	45	2,142	16,49
Etage 1	0,7857	0,050	2,85	45	45	2,142	16,49
Etage 2	0,65475	0,04244274	2,85	40	40	2,142	18,55
Etage 3	0,5238	0,03395419	2,85	40	40	2,142	18,55
Etage 4	0,39285	0,02546564	2,85	35	35	2,142	21,20
Etage 5	0,2619	0,0169771	2,85	35	35	2,142	21,20
Terrasse	0,13095	0,00848855	2,85	35	35	2,142	21,20

Tableau II.2 : Tableau de calcul des sections des poteaux (bâtiment He = 2,72m).

Niveau	N_u (MN)	B_r (m)	L_0 (m)	a (cm)	b (cm)	L_f (m)	$\lambda_x = \lambda_y$
RDC	0,91665	0,05941984	2,51	45	45	1,904	14,66
Etage 1	0,7857	0,05093129	2,51	45	45	1,904	14,66
Etage 2	0,65475	0,04244274	2,51	40	40	1,904	16,49
Etage 3	0,5238	0,03395419	2,51	40	40	1,904	16,49
Etage 4	0,39285	0,02546564	2,51	35	35	1,904	18,84
Etage 5	0,2619	0,0169771	2,51	35	35	1,904	18,84
Terrasse	0,13095	0,00848855	2,51	35	35	1,904	18,84

II.1.4.Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée, on a deux types de poutres :

Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

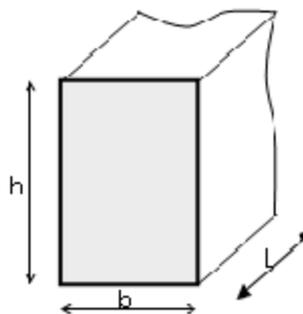


Figure II.4.Dimensions de la poutre.

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

❖ **Les poutres principales :**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

L : la plus grande distance entre les axes des poteaux. On a $L = 5,80\text{m}$

h : hauteur de la poutre.

$$\frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10}$$

$38,66 \leq h \leq 58$ alors on prend :

$$\mathbf{h = 50\ cm}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

On prend:

$$\mathbf{b = 35\ cm}$$

D'après RPA99 (version 2003) :

$$b \geq 25\ \text{cm} \quad \rightarrow 35\ \text{cm} > 25\ \text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30\ \text{cm} \quad \rightarrow 50\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

❖ **Les poutres secondaires :**

On a $L = 3,60\ \text{m}$ donc
$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10}$$

$24 \leq h \leq 36$ alors, on prend :

$$\mathbf{h = 35\ cm}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 6 \leq b \leq 15$$

On prend:

$$\mathbf{b = 35\ cm}$$

D'après RPA99 (version 2003) :

$$b \geq 25\ \text{cm} \quad \rightarrow 35\ \text{cm} > 25\ \text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h \geq 30\ \text{cm} \quad \rightarrow 35\ \text{cm} > 30\ \text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.1.5.Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau II.3 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
RDC	(45x45)	(35x50)	(35x35)
Etage 1	(45x45)	(35x50)	(35x35)
Etage 2	(40x40)	(35x50)	(35x35)
Etage 4	(40x40)	(35x50)	(35x35)
Etage 4	(35x35)	(35x50)	(35x35)
Etage 5	(35x35)	(35x50)	(35x35)
Terrasse	(35x35)	(35x50)	(35x35)

II.1.6.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, ils servent, d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et d’autre part à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu’ils transmettent aux fondations.

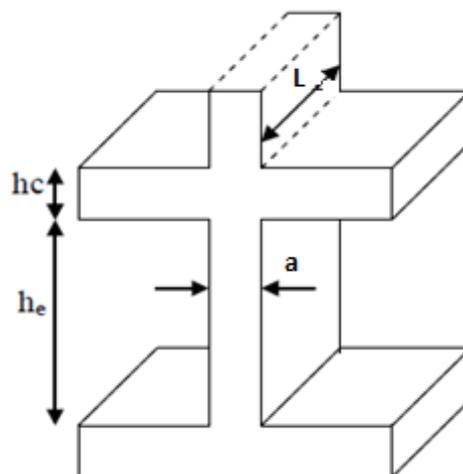


Figure II.5.Coupe transversale d'un voile.

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

Leur pré dimensionnement se fera conformément d'après le RPA99 (version2003)

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

h_e : hauteur d'étage

- **Pour 1^{er} bâtiment H_e = 3,06m:**

$$a \geq \frac{3,06}{20} = 0,156\text{m}$$

- **Pour 2^{eme} bâtiment H_e = 2,72m:**

$$a \geq \frac{2,72}{20} = 0,136\text{m}$$

On adopte dans les deux bâtiments :

$$a = 20 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.2.Descente de charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : la charge permanente qui représente le poids propre.
- **Q** : la charge d’exploitation ou la surcharge.

II.2.1.Plancher terrasse inaccessible :

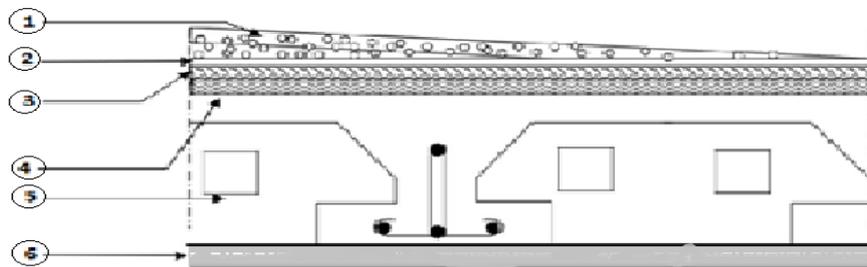


Figure II.6.Terrasse inaccessible.

Tableau II.4 : Descente des charges (terrasse inaccessible).

N	Désignation	E _p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	0,04	17	0,68
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente	0,10	22	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5	Plancher corps creux (16+5)	-	-	3,10
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				6,46 KN/m²
Charge d’exploitation Q				1KN/m²

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.2.2.Plancher étage courant, RDC :

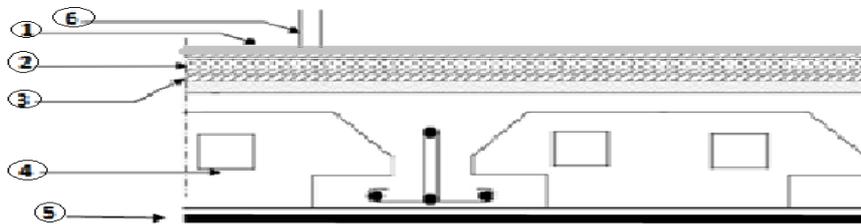


Figure II.7.Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.5 : Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).

N	Désignation	E_p (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage : cérame mince	-	-	0,60
2	Mortier de pose (ciment)	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose (sable fin)	0,02	17,5	0,35
4	Plancher à corps creux (16+5)	0,21	-	3,10
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieurs	0,1	10	1
Charge permanente G				5,65 KN/m^2
Charge d'exploitation Q				1,5 KN/m^2

II.2.3.Murs extérieurs (double paroi) :

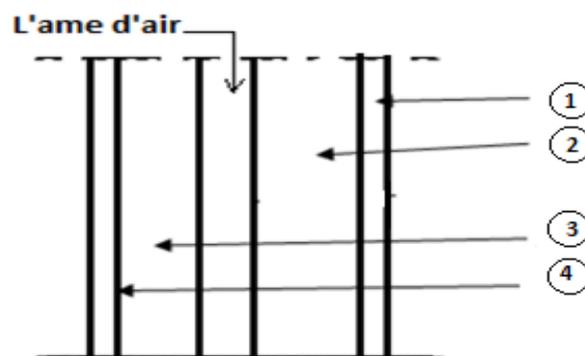


Figure II.8.Coupe transversale du mur extérieur.

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

Tableau II.6 : Descente des charges des murs extérieurs.

N	Désignation	E_p (m)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Enduit en mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	10	1,30
3	Brique creuse	0,10	9	0,9
4	Enduit intérieur en ciment	0,02	10	0,2
Charge permanente G				2,76 KN/m^2

II.2.4.Murs intérieurs (simple paroi) :

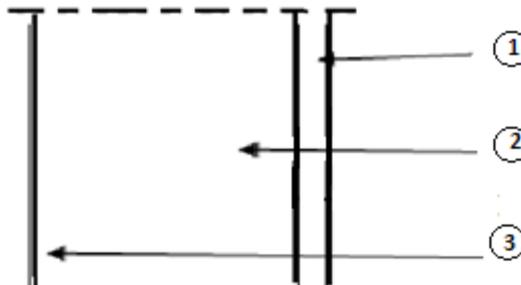


Figure II.9.Coupe transversale des murs intérieurs.

Tableau II.7 : Descente des charges des murs intérieurs.

N	Désignation	E_p (m)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en mortier de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				1,46 KN/m^2

Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente de charge

II.2.5.Balcon :

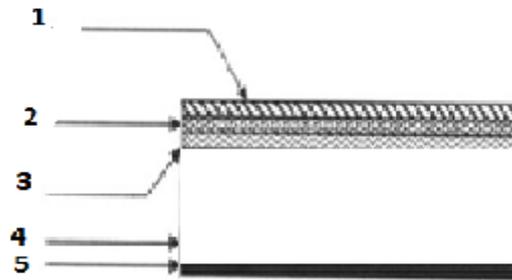


Figure II.10.Balcon.

Tableau II.8 : Descente des charges (Balcon).

N	Désignation	E_p (m)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage (cérâme mince)	-	-	0,60
2	Mortier de pose (ciment)	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,5	0,35
4	Dalle en Béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G				5,30 KN/m^2
Charge d'exploitation Q				3,50 KN/m^2

Chapitre 3 :

Etude des planchers

Chapitre III: Etude des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double Fonction :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, ils servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux .ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ($16+5 = 21\text{cm}$).

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

III.2.Etude des poutrelles :

III.2.1.Méthode de calcul :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

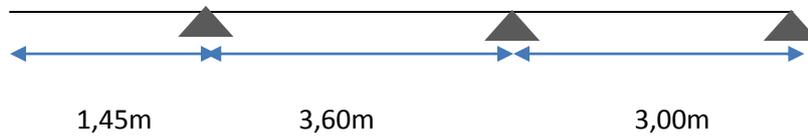
La méthode de calcul utilisée dans notre cas est celle des trois moments car les conditions des deux autres méthodes ne sont pas vérifiées.

Les moments et les efforts tranchants sont aussi obtenus en utilisant le logiciel SAP2000

Chapitre III: Etude des planchers

III.2.2.Les types des poutrelles :

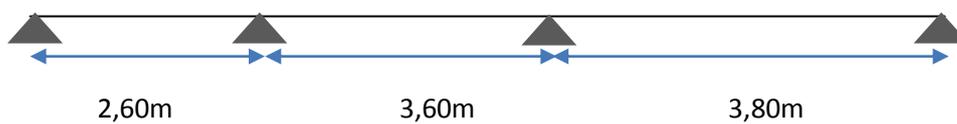
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



III.2.3.Les charges des poutrelles :

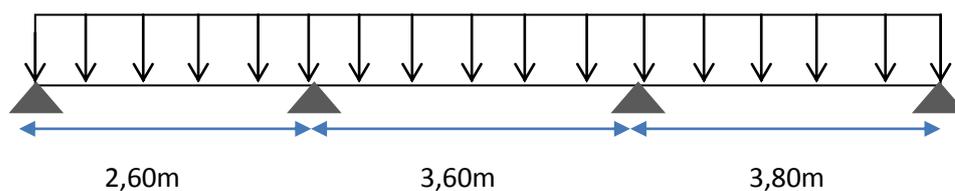
Tableau III.1 : Charges supportées par Les poutrelles.

NIVEAU	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5 Q) × b	ELS (KN/ml) (G+Q) × b
<i>Terrasse</i>	6,46	1	0,65	6,643	4,849
<i>RDC+ étage courant</i>	5,65	1,50	0,65	6,420	4,647

III.2.4.Moments fléchissants et efforts tranchants:

III.2.4.1.Méthode des trois moments :

Le cas étudié est le 3^{ème} type, de l'étage courant



Chapitre III: Etude des planchers

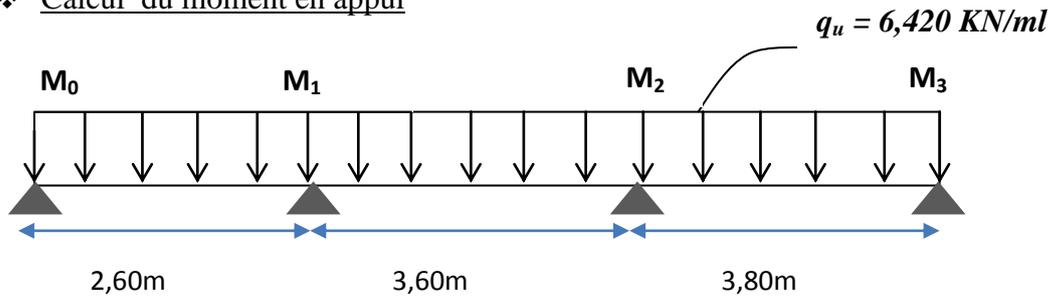
• **ELU :**

$$q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$$

$$q_u = 0,65 \times (1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 1,5)$$

$$q_u = 6,420 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul du moment en appui



Travée (0-1-2):

Supposant : $M_0 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_0 \times M_0 + 2 \times (l_0 + l_1) \times M_1 + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$A_1 = (R_{1g} + R_{1d})$$

$$2,6 \times (0) + 2 \times (2,6 + 3,6) \times M_1 + 3,6 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6 A_1 = 0$$

Travée (1-2-3):

Supposant: $M_3 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_1 M_1 + 2 \times (l_1 + l_2) \times M_2 + l_2 M_3 = 0$$

$$3,6 \times M_1 + 14,8 \times M_2 + 0 = 0$$

$$A_2 = (R_{2g} + R_{2d})$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ 3,6 \times M_1 + 14,8 \times M_2 + 6 A_2 = 0 \end{cases}$$

Détermination des rotations A_1 et A_2 :

$$A_1 = (R_{1g} + R_{1d})$$

Chapitre III: Etude des planchers

Travée (0-1):

$$H = ql^2/8 = 6,42 \times (2,6^2/8) = 5,424 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times l_0 \times H$$

$$F = 2/3 \times 5,424 \times 2,6$$

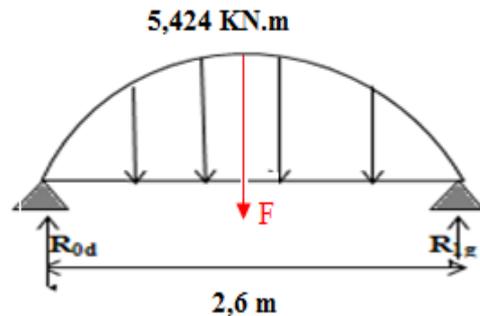
$$F = 9,4016 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times 2,6 + 9,4016 \times 2,6/2 = 0$$

$$\mathbf{R_{1g} = 4,7004}$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow R_{0d} \times 2,6 - 9,4016 \times 2,6/2 = 0$$

$$\mathbf{R_{0d} = R_{1g} = 4,7004}$$



Vérification:

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{0d} + R_{1g} - F = 0$$

$$4,7004 + 4,7004 - 9,4016 = 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

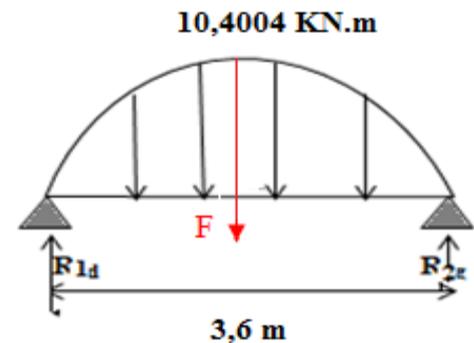
Travée (1-2):

$$H = ql^2/8 = 6,42 \times 3,6^2/8 = 10,4004 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times 10,4004 \times 3,6 = 24,9609 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow -R_{2g} \times 3,6 + 24,9609 \times 3,6/2 = 0$$

$$\mathbf{R_{2g} = R_{1d} = 12,48}$$



Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{2g} + R_{1d} - F = 0$$

$$12,48 + 12,48 - 24,96 = 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Travée (2-3) :

$$H = ql^2/8 = 6,42 \times (3,8^2/8) = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times 11,58 \times 3,8$$

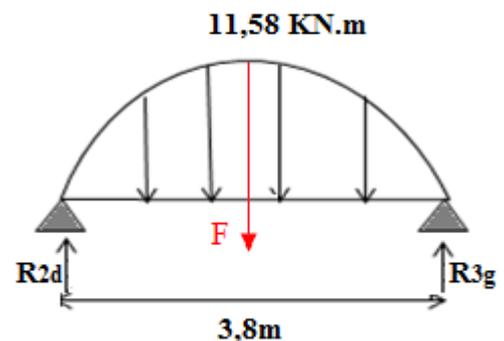
$$F = 29,336 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow -R_{3g} \times 3,8 + 29,336 \times 3,8/2 = 0$$

$$\mathbf{R_{3g} = 14,668}$$

$$\Sigma M_{(3)} = 0 \Rightarrow R_{2d} \times 3,8 - 29,336 \times 3,8/2 = 0$$

$$\mathbf{R_{2d} = R_{3g} = 14,668}$$



Chapitre III: Etude des planchers

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{3g} + R_{2d} - F = 0$$

$$14,668 + 14,668 - 29,336 = 0$$

Condition vérifiée

Donc :

$$A_1 = 4,7004 + 12,48 = 17,1804$$

$$A_2 = 12,48 + 14,668 = 27,148$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6A_1 = 0 \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6(17,1804) = 0 \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 + 6(27,148) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 = -103,08 \dots \textcircled{1} \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 = -162,88 \dots \textcircled{2} \end{cases}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow M_1 = (-103,08 - 3,6 M_2) / 12,4$$

$$\textcircled{1} \text{ Dans } \textcircled{2} \Rightarrow 3,6 \times ((-103,08 - 3,6 M_2) / 12,4) + 14,8 M_2 = -162,88$$

$$M_2 = -9,66 \text{ KN.m}$$

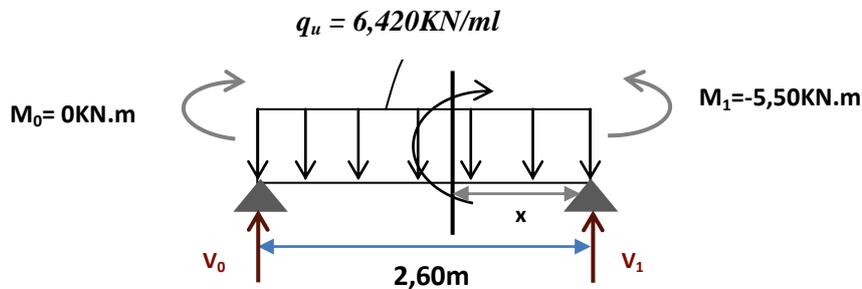
$$M_1 = (-121,26 - 3,6 \times (-9,66)) / 12,4$$

$$M_1 = -5,50 \text{ KN.m}$$

Donc:
$$\begin{cases} M_1 = -5,50 \text{ KN.m} \\ M_2 = -9,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

Travée (0-1) :



Chapitre III: Etude des planchers

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \rightarrow V_1 \times (2,6) - 6,42 \times 2,6^2/2 + M_1 = 0$$

$$V_1 = 10,46 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \rightarrow -V_0 \times 2,6 + 6,42 \times 2,6^2/2 + M_1 = 0$$

$$V_0 = 6,230 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 6,230 + 10,46 - 2,6 \times 6,42 = 0$$

Condition vérifiée

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$

$$M(x) = 10,46 * x - 6,42 * x^2/2 - 5,50$$

$$\begin{cases} M(0) = -5,50 \text{ KN.m} \\ M(2,6) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 10,46 - 6,42 * x$$

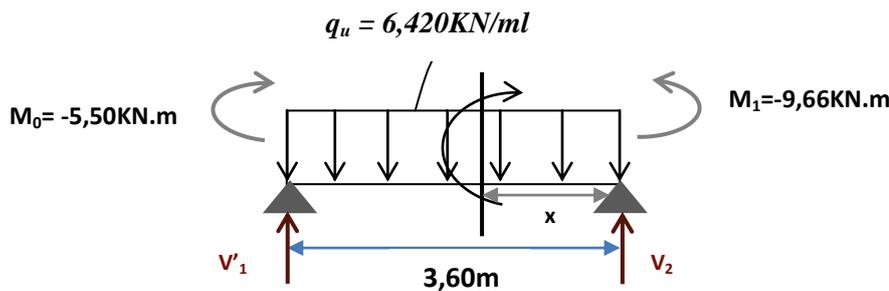
$$10,46 - 6,42 * x = 0 \rightarrow X = 1,62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3,022 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 10,46 - 6,420 * x$$

$$\begin{cases} T(0) = 10,46 \text{ KN} \\ T(2,6) = -6,232 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (1-2) :



$$\Sigma M_{(1)} = 0 \rightarrow V_2 \times 3,6 - 6,42 \times 3,6^2/2 + M_2 - M_1 = 0$$

$$V_2 = 12,71 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \rightarrow -V_1 \times 3,6 + 6,42 \times 3,6^2/2 - M_1 + M_2 = 0$$

$$V_1 = 10,40 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 10,40 + 12,71 - 6,420 \times 3,6 = 0$$

Condition vérifiée

Chapitre III: Etude des planchers

Section (2-2) : $0 \leq x \leq 3,6m$

$$M(x) = 12,71 * x - 6,42 * x^2 / 2 - 9,66$$

$$\begin{cases} M(0) = -9,66 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = -5,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = - 6,420 * x + 12,71$$

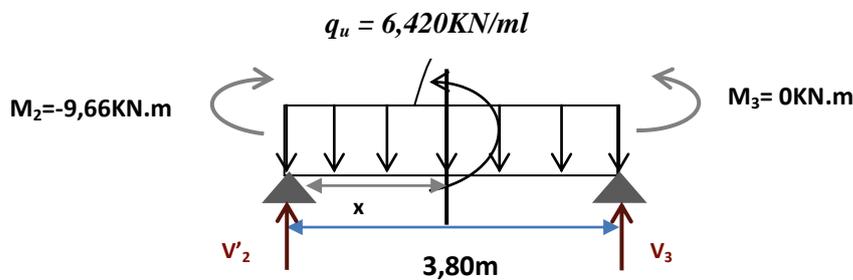
$$- 6,420 * x + 12,71 = 0 \rightarrow X = 1,97 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2,92 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -6,42 * x + 12,71$$

$$\begin{cases} T(0) = 12,71 \text{ KN} \\ T(3,6) = -10,40 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (2-3) :



$$\Sigma M_{(2)} = 0 \rightarrow V_3 \times 3,8 - 6,42 \times 3,8^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$V_3 = 14,74 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(3)} = 0 \rightarrow -V_2 \times 3,8 + 6,420 \times 3,8^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$V'_2 = 9,65 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 9,65 + 14,74 - 6,420 * 3,8 = 0$$

Condition vérifiée

Section (3-3): $0 \leq x \leq 3,8m$

$$M(x) = 9,65 * x - 6,420 * x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,8) = -9,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 9,65 - 6,42 x$$

$$9,65 - 6,42 x = 0 \rightarrow X = 1,5 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7,25 \text{ KN.m}$$

Chapitre III: Etude des planchers

$$T(x) = 9,65 - 6,420 x$$

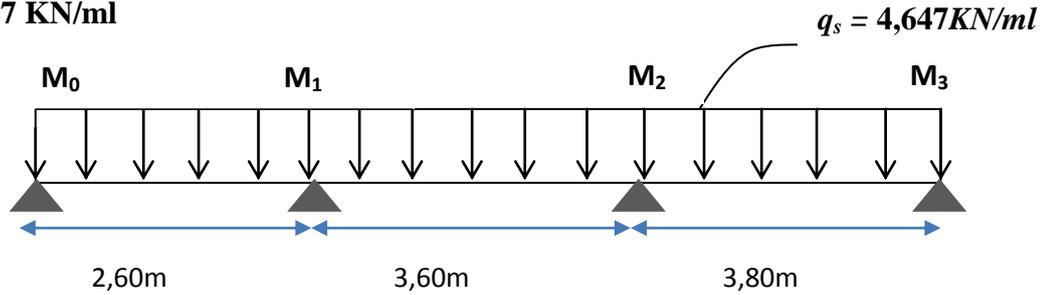
$$\begin{cases} T(0) = 9,65 \text{ KN} \\ T(3,8) = -14,74 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS:

$$q_s = b \times (G + Q)$$

$$q_s = 0,65 \times (5,65 + 1,5)$$

$$q_s = 4,647 \text{ KN/ml}$$



Travée (0-1-2):

Supposant : $M_0 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_0 \times M_0 + 2 \times (l_0 + l_1) \times M_1 + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$A_1 = (R_{1g} + R_{1d})$$

$$2,6 \times (0) + 2 \times (2,6 + 3,6) \times M_1 + 3,6 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6 A_1 = 0$$

Travée (1-2-3):

Supposant : $M_3 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_1 M_1 + 2 \times (l_1 + l_2) \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$3,6 \times M_1 + 14,8 \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$A_2 = (R_{2g} + R_{2d})$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ 3,6 \times M_1 + 14,8 \times M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases}$$

Détermination des rotations A_1 et A_2 :

$$A_1 = (R_{1g} + R_{1d})$$

Chapitre III: Etude des planchers

Travée (0-1):

$$H = ql^2/8 = 4,647 \times (2,6^2/8) = 3,926 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times l_o \times H$$

$$F = 2/3 \times 3,926 \times 2,6$$

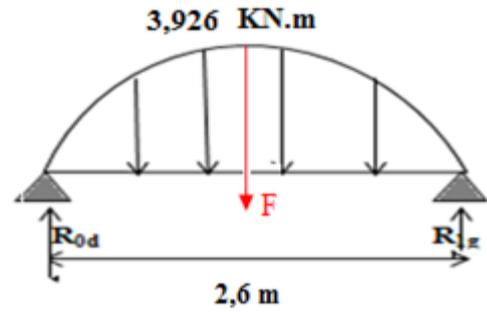
$$F = 6,805 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times 2,6 + 6,805 \times 2,6/2 = 0$$

$$R_{1g} = 3,4025$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow R_{0d} \times 2,6 - 6,805 \times 2,6/2 = 0$$

$$R_{0d} = R_{1g} = 3,4025$$



Vérification:

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{0d} + R_{1g} - F = 0$$

$$3,4025 + 3,4025 - 6,805 = 0$$

Condition vérifiée

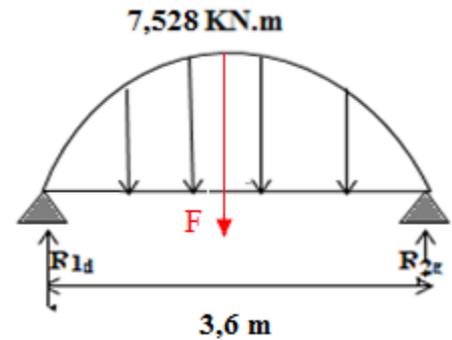
Travée (1-2):

$$H = ql^2/8 = 4,647 \times 3,6^2/8 = 7,528 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times 7,528 \times 3,6 = 18,067 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow -R_{2g} \times 3,6 + 18,067 \times 3,6/2 = 0$$

$$R_{2g} = R_{1d} = 9,033$$



Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{2g} + R_{1d} - F = 0$$

$$9,033 + 9,033 - 18,067 = 0$$

Condition vérifiée

Travée (2-3) :

$$H = ql^2/8 = 4,647 \times (3,8^2/8) = 8,387 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times 8,387 \times 3,8$$

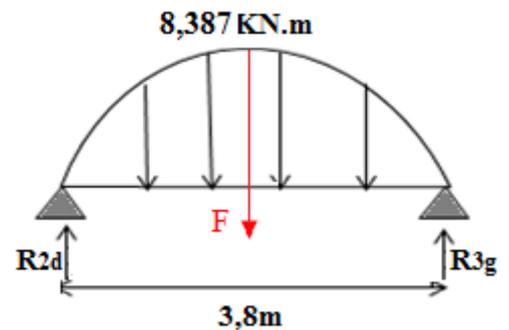
$$F = 21,247 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow -R_{3g} \times 3,8 + 21,247 \times 3,8/2 = 0$$

$$R_{3g} = 10,623$$

$$\Sigma M_{(3)} = 0 \Rightarrow R_{2d} \times 3,8 - 21,247 \times 3,8/2 = 0$$

$$R_{2d} = R_{3g} = 10,623$$



Chapitre III: Etude des planchers

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{3g} + R_{2d} - F = 0$$

$$10,623 + 10,623 - 21,247 = 0$$

Condition vérifiée

Donc :

$$A_1 = 3,4025 + 9,033 = 12,435$$

$$A_2 = 9,033 + 10,623 = 19,658$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6A_1 = 0 \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 + 6(12,435) = 0 \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 + 6(19,658) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 12,4 M_1 + 3,6 M_2 = -74,61 \dots \textcircled{1} \\ 3,6 M_1 + 14,8 M_2 = -117,948 \dots \textcircled{2} \end{cases}$$

$$\textcircled{1} \Rightarrow M_1 = (-74,61 - 3,6 M_2) / 12,4$$

$$\textcircled{1} \text{ Dans } \textcircled{2} \Rightarrow 3,6 \times ((-74,61 - 3,6 M_2) / 12,4) + 14,8 M_2 = -117,948$$

$$M_2 = -6,99 \text{KN.m}$$

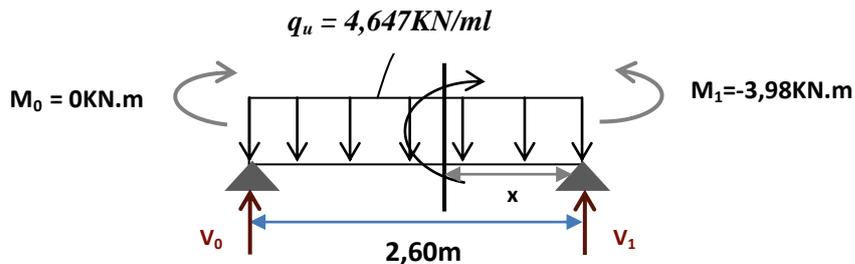
$$M_1 = (-74,613 - 3,6 \times (-6,99)) / 12,4$$

$$M_1 = -3,98 \text{KN.m}$$

Donc:
$$\begin{cases} M_1 = -3,98 \text{KN.m} \\ M_2 = -6,99 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

Travée (0-1) :



Chapitre III: Etude des planchers

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \rightarrow V_1 \times (2,6) - 4,647 \times 2,6^2/2 + M_1 = 0$$

$$V_1 = 7,57 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \rightarrow -V_0 \times 2,6 + 4,647 \times 2,6^2/2 + M_1 = 0$$

$$V_0 = 4,51 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 7,57 + 4,51 - 2,6 \times 4,647 = 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 2,6 \text{ m}$

$$M(x) = 7,57 * x - 4,647 * x^2/2 - 3,98 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -3,98 \text{ KN.m} \\ M(2,6) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

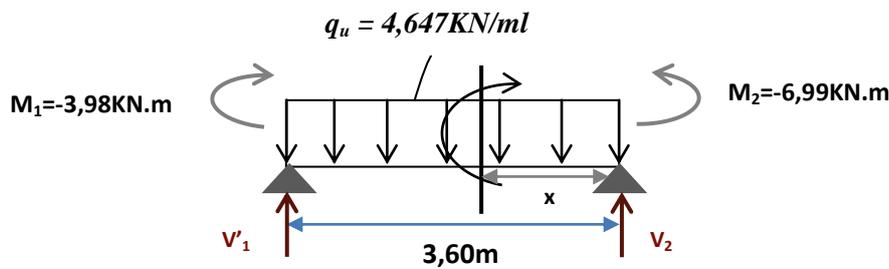
$$M'(x) = 7,57 - 4,647 * x$$

$$7,57 - 4,647 * x = 0 \implies X = 1,62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 7,57 - 4,647 * x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 7,57 \text{ KN} \\ T(2,6) = -4,51 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (1-2) :



$$\Sigma M_{(1)} = 0 \rightarrow V_2 \times 3,6 - 4,647 \times 3,6^2/2 + M_2 - M_1 = 0$$

$$V_2 = 9,20 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \rightarrow -V_1 \times 3,6 + 4,647 \times 3,6^2/2 - M_1 + M_2 = 0$$

$$V_1 = 7,52 \text{ KN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 7,52 + 9,20 - 4,647 \times 3,6 = 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III: Etude des planchers

Section (2-2) : $0 \leq x \leq 3,6m$

$$M(x) = 9,20 * x - 4,647 * x^2 / 2 - 6,99$$

$$\begin{cases} M(0) = -6,99 \text{ KN.m} \\ M(3,6) = -3,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = - 4,647 * x + 9,20$$

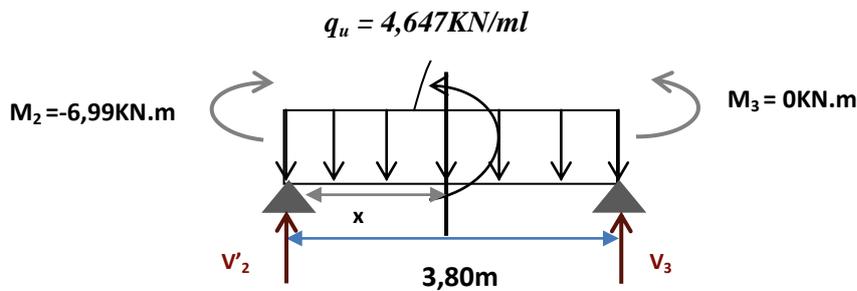
$$- 4,647 * x + 9,20 = 0 \implies \mathbf{X = 1,97 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_{max} = 2,11 \text{ KN.m}}$$

$$T(x) = -4,647 * x + 9,20$$

$$\begin{cases} T(0) = 9,20 \text{ KN} \\ T(3,6) = -7,52 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (2-3) :



$$\Sigma M_{(2)} = 0 \rightarrow V_3 \times 3,8 - 4,647 \times 3,8^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$\mathbf{V_3 = 10,66 \text{ KN}}$$

$$\Sigma M_{(3)} = 0 \rightarrow -V_2 \times 3,8 + 4,647 \times 3,8^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$\mathbf{V_2 = 6,98 \text{ KN}}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \implies 6,98 + 10,66 - 4,647 * 3,8 = 0$$

Condition vérifiée

Section (3-3) : $0 \leq x \leq 3,8m$

$$M(x) = 6,98 * x - 4,647 * x^2 / 2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,8) = - 7,02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M'(x) = 6,98 - 4,647 x$$

$$6,98 - 4,647 x = 0 \implies \mathbf{X = 1,50 \text{ m}}$$

$$\mathbf{M_{max} = 5,25 \text{ KN.m}}$$

Chapitre III: Etude des planchers

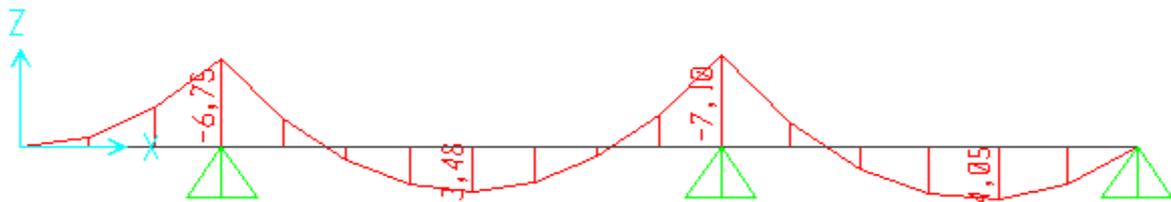
$$T(x) = 6,98 - 4,647 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6,98 \text{ KN} \\ T(3,8) = -10,67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.2.4.2. Moments fléchissants et efforts tranchants obtenues par le sap2000 :

Moments fléchissants :

- Etage courant :

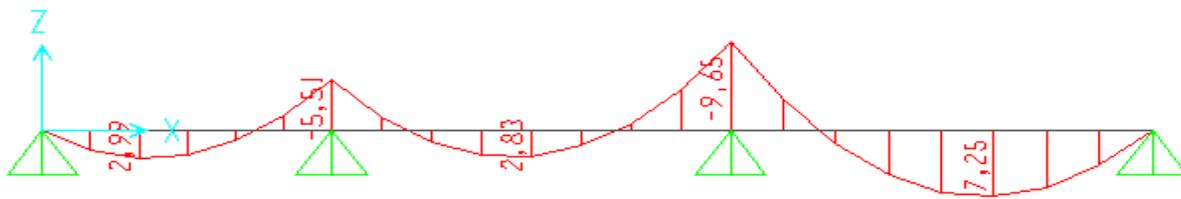
ELU:



Type -1-



Type -2-

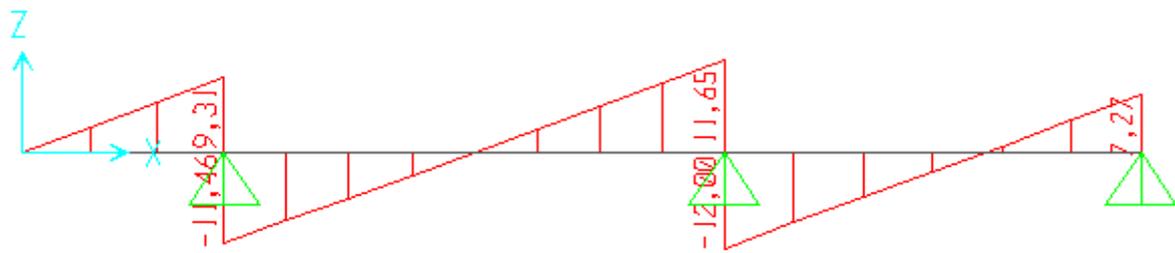


Type -3-

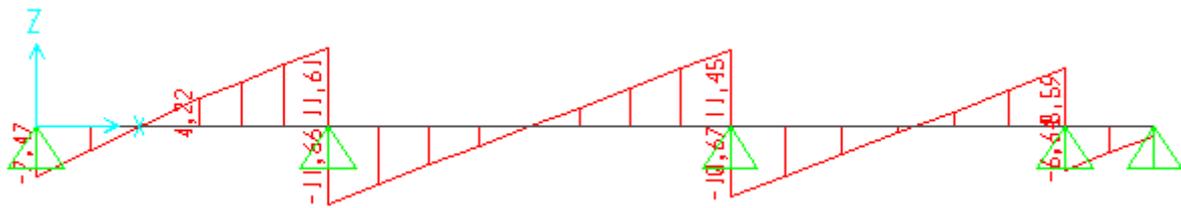
Figure III.1. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

Chapitre III: Etude des planchers

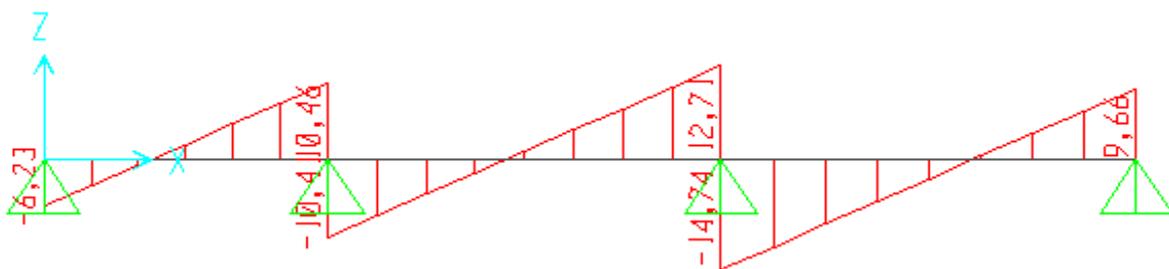
Efforts tranchants :



Type -1-



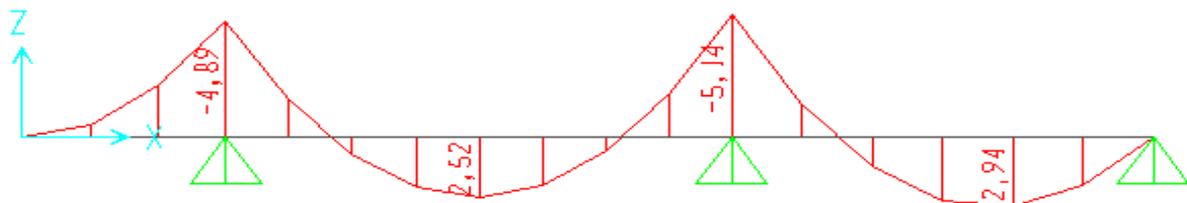
Type -2-



Type -3-

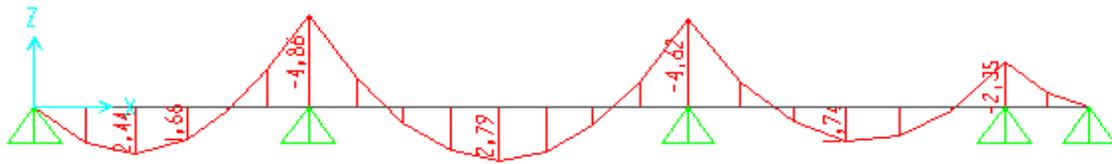
Figure III.2. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

ELS :

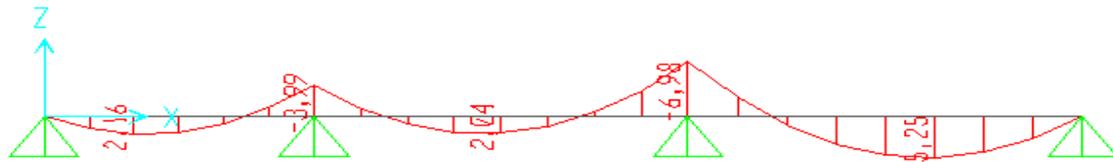


Type -1-

Chapitre III: Etude des planchers



Type -2-

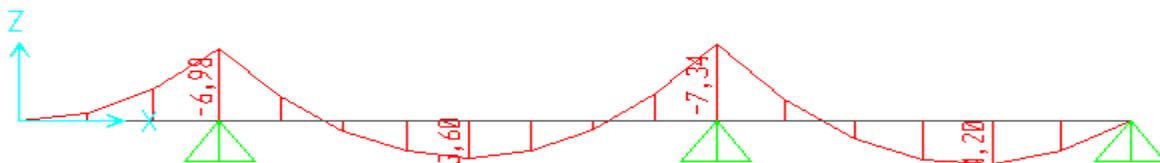


Type -3-

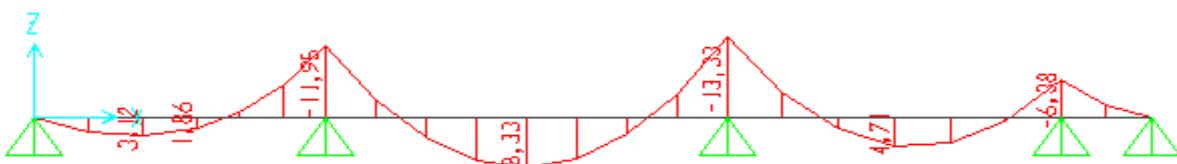
Figure III.3. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000

- **Terrasse inaccessible :**

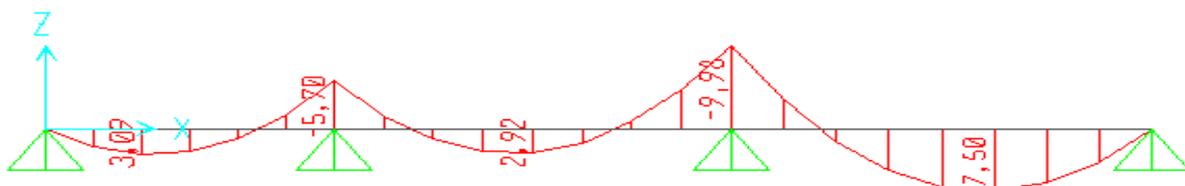
ELU:



Type -1-



Type -2-

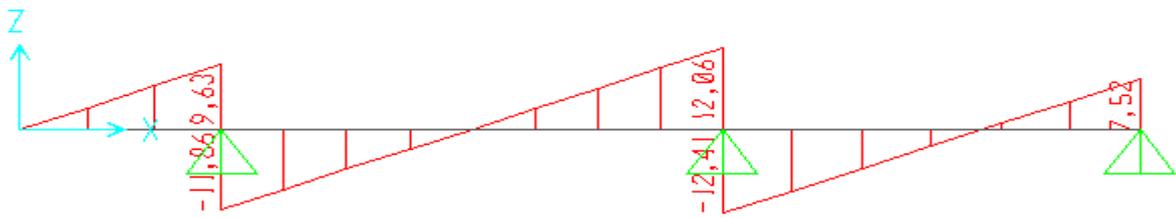


Type -3-

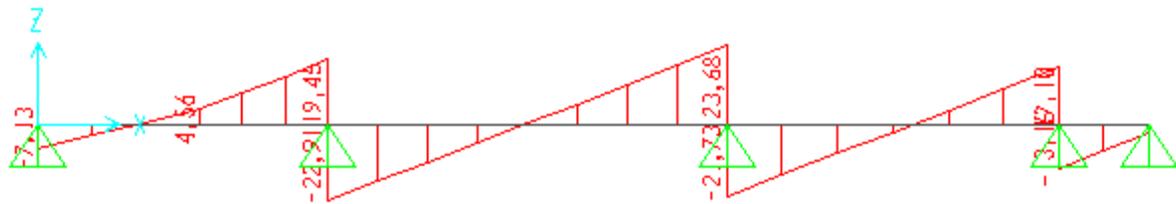
Figure III.4. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000

Chapitre III: Etude des planchers

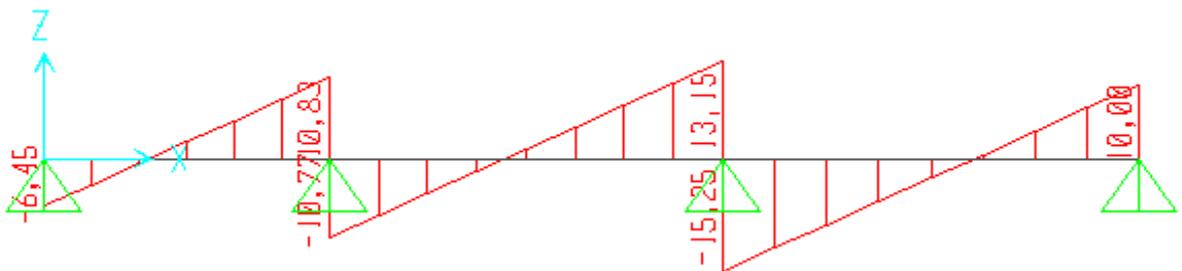
Efforts tranchants :



Type -1-



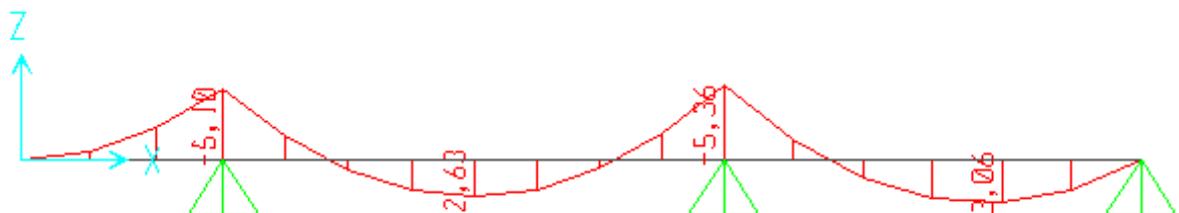
Type -2-



Type -3-

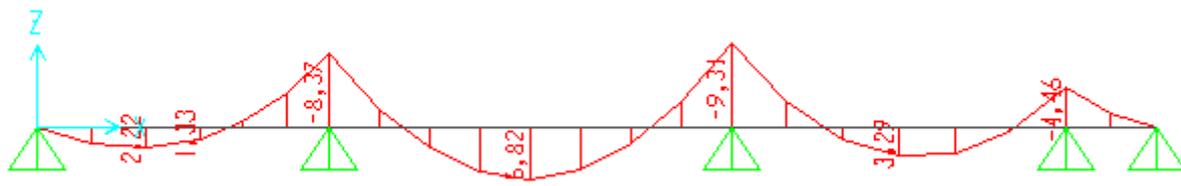
Figure III.5. Efforts tranchants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

ELS :

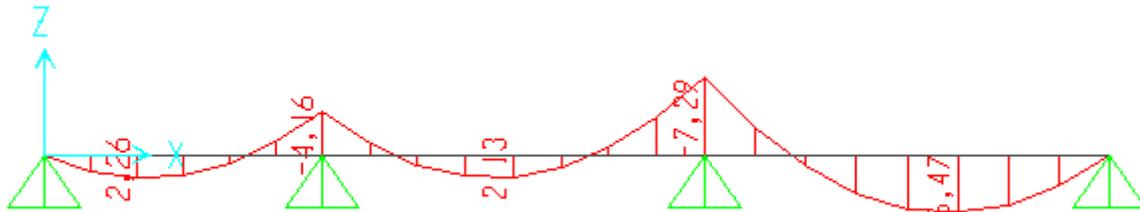


Type -1-

Chapitre III: Etude des planchers



Type -2-



Type -3-

Figure III.6. Moment fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

Représentation des résultats de calcul:

Tableau III.2 : Les efforts internes de RDC + étage courant.

TYPE	M APPUIS (KN.m)		M TRAVEE (KN.m)		T (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
Poutrelle 1	7,10	5,14	4,05	2,94	12,00
Poutrelle 2	6,75	4,86	3,84	2,79	11,66
Poutrelle 3	9,65	6,98	7,25	5,25	14,74

Chapitre III: Etude des planchers

Tableau III.3 : Les efforts internes de la terrasse inaccessible.

TYPE	M APPUIS (KN.m)		M TRAVEE (KN.m)		T (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
Poutrelle 1	7,34	5,36	4,20	3,06	12,41
Poutrelle 2	13,33	9,31	8,33	5,82	23,68
Poutrelle 3	9,98	7,29	7,50	5,47	15,23

III.2.5.Ferraillage des poutrelles : (flexion simple)

Le cas étudié est le cas le plus défavorable de l'étage courant (type 3)

- Ferraillage longitudinal :

- En Travée

ELU :

$$M_{max} = 7,25 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,16 \times (0,189 - 0,025) = 0,0754 \text{ MN.m}$$

$$M_{u \max} < M_t$$

L'axe neutre est à l'intérieur de la table, donc le calcul du ferraillage se fait comme une section rectangulaire (b*h)

$$\mu = \frac{M \max}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,00725}{(0,65) \cdot (0,189)^2 \cdot (14,16)} = 0,022$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Chapitre III: Etude des planchers

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,027 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,187m \end{cases}$$

$$\alpha = 0,027$$

$$z = 0,187m$$

$$\sigma_{st} = f_e/y_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,00725}{348(0,187)}$$

$$A_{st} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,365 ; 1,483) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,483 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

ELS:

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,25}{5,25} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,027 \leq 0,44 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre III: Etude des planchers

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

→ Vérifiée

σ_{st} = pas de limite de fissuration peu préjudiciable

→ Vérifiée

Donc : le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

➤ **En Appui :**

$$M_{\max} = 9,65 \text{ KN.m}$$

On fait le calcul pour la section rectangulaire (12x 21) cm².

$$b_0 = 0,12 \text{ m} ; d = 0,189 \text{ m} ; h = 0,21 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{0,00965}{(0,12) \cdot (0,189)^2 \cdot (14,16)} = 0,158$$

$$\mu = 0,158 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,216 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,172 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,216$$

$$z = 0,172 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,00965}{348(0,172)}$$

$$A_{st} = 1,61 \text{ cm}^2$$

A_{st} choisie = 2T12 = 2,26 cm²

Chapitre III: Etude des planchers

❖ **ELS :**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,65}{6,98} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,216 \leq 0,44 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \text{pas de limite de fissuration peu préjudiciable} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc : le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14,74 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189}$$

$$\tau_u = 0,649 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \text{ (BAEL91 page 83; A6.1;3)}$$

$$\text{Avec : } M_u = 9,65 \text{ KN.m ; } V_u = 14,74 \text{ KN}$$

$$-0,041 \leq 0 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{3,60}{500} = 0,0072 \text{ m}^{-1}$$

Chapitre III: Etude des planchers

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2 = 5,18 \times 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \Rightarrow \varphi = 0,0069$$

$$\lambda_i = 5,95$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{St} + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0,68$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fi} = 1,12 \times 10^{-4} . m^4$$

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = 0,00188 m^{-1}$$

0,00188 ≤ 0,0072 → **Vérifiée**

• **Ferrailage transversal :**

$$\varnothing t \leq \text{Min} (\varnothing_l ; h/35 ; b_0/10) = \text{min} (1,2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\varnothing t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On prend $\varnothing t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,57 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\varnothing_l ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (2l/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 5,25\text{cm}$$

On prend $St = 5 \text{ cm}$ (min RPA)

Chapitre III: Etude des planchers

Zone courante :

$$St' \leq h/2 = 21/2$$

$$St' \leq 10,5\text{cm}$$

On prend : $St' = 10 \text{ cm}$

• **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{tj}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

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

On prend $L_s = 42,32 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$R = 5,5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots$ (Règle CBA)

$$L_2 = 42,32 - 1,87 \times (10 \times 12) - 2,19 \times (5,5 \times 12)$$

$$\mathbf{L_2 = 54,26 \text{ mm}}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 54,26 + 5,5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$\mathbf{L = 126,26 \text{ mm}}$$

On prend $\mathbf{L = 13 \text{ cm}}$

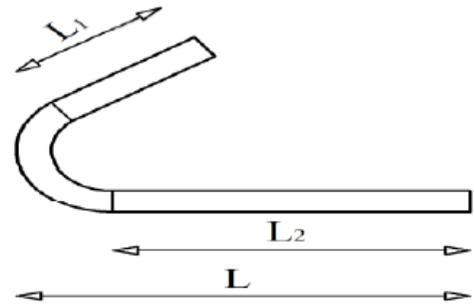


Figure III.7.L'ancrage des armatures

Chapitre III: Etude des planchers

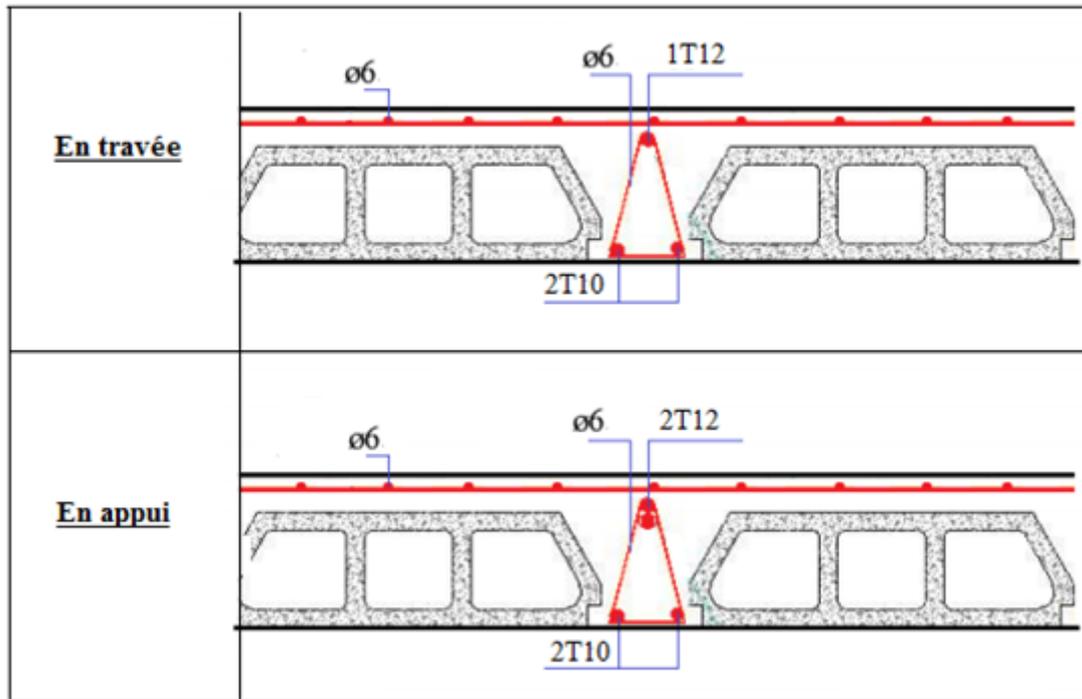


Figure III.8. Armatures longitudinales en appui et en travée

Tableau III.4 : Tableau du ferrailage des poutrelles.

Niveau	Type de poutrelles	A _{st} Calculé (cm ²)		Armatures Longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courante
RDC + étages courants	Type 1	0,836	1,470	2T10	2T12	Ø6	5	10
	Type 2	0,912	1,397	2T10	2T12			
	Type 3	1,110	1,610	2T10	2T12			
Terrasse inaccessible	Type 1	0,808	1,530	2T10	2T12	Ø6	5	10
	Type 2	1,280	2,320	2T12	2T14			
	Type 3	1,440	2,219	2T12	2T12			

Chapitre 4 :

Étude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

IV.2.Étude des escaliers :

L'escalier est un ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marche ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs. Notre projet consiste à étudier deux fois le même bâtiment, et pour cela on fait l'étude d'escalier dans les deux cas.

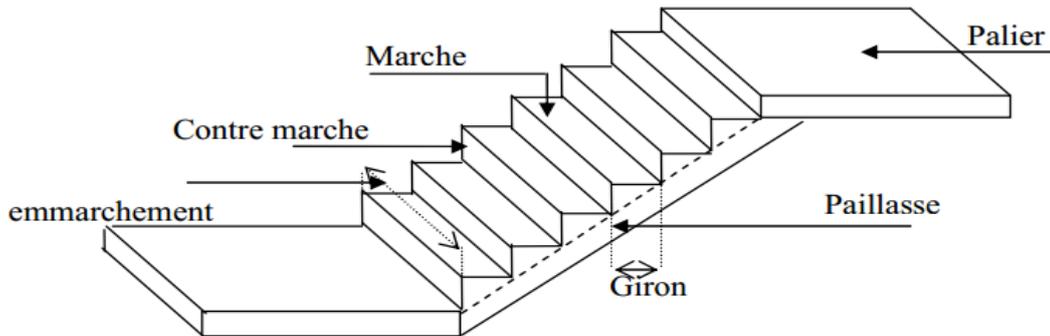


Figure IV.1.schéma d'escalier.

IV.2.1.Bâtiment He = 3,06m :

IV.2.1.1.Dimensionnement des escaliers :

g : largeur de la marche.

h': hauteur de la marche :

$16\text{cm} \leq h' \leq 18\text{cm} \rightarrow h' = 17\text{cm}$

On utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq g + 2h' \leq 66\text{cm}$

$\rightarrow 23\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$

On prend : **g = 30 cm**

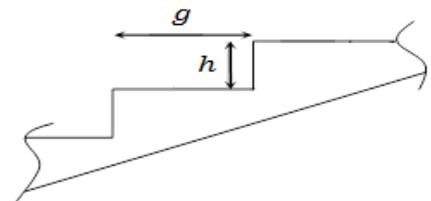


Figure IV.2.Coupe dans les escaliers.

IV.2.1.2.Nombre de marches et contre marches :

$n = \frac{He}{h'} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches

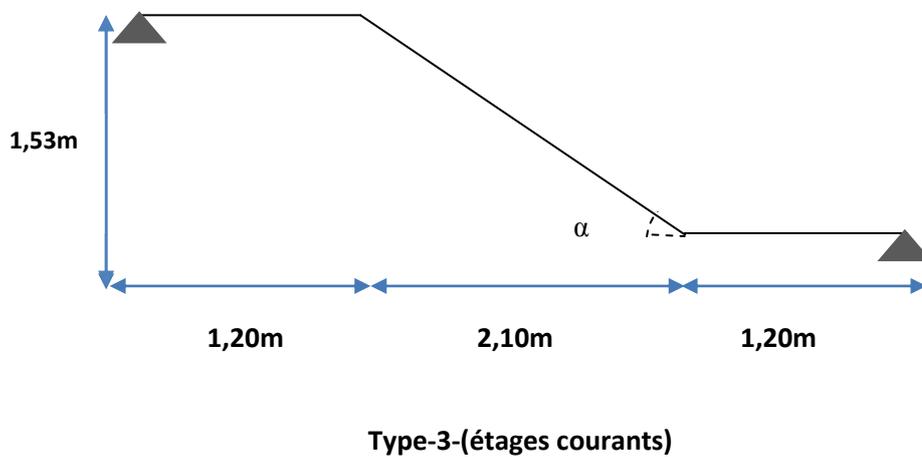
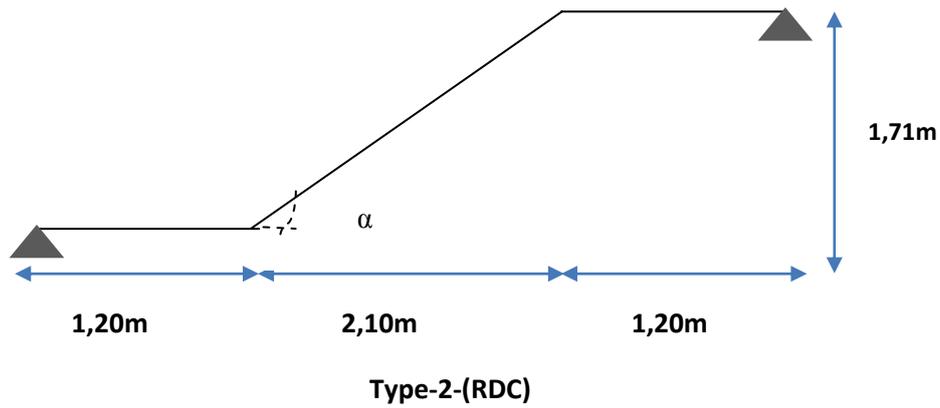
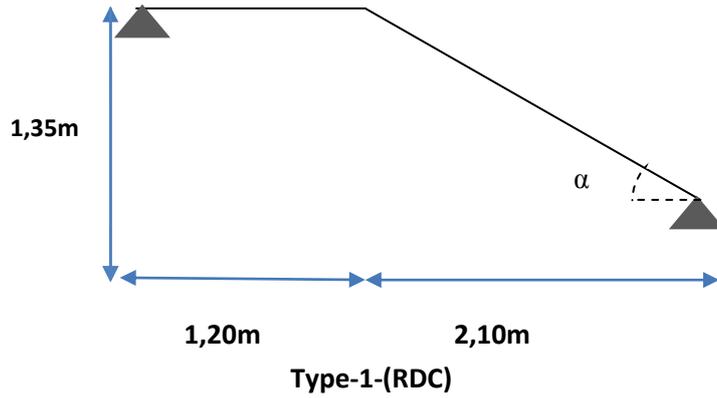
Nombre de marches **n' = n-1 = 17 marches**

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.2.1.3. Longueur de la ligne de foulée :

$L = g \times n' = 210 \text{ cm}$

IV.2.1.4. L'inclinaison des paillasses :



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\alpha_1 = \arctg\left(\frac{135}{210}\right) = 32,73^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctg\left(\frac{171}{210}\right) = 39,15^\circ$$

$$\alpha_3 = \arctg\left(\frac{153}{210}\right) = 36,08^\circ$$

IV.2.1.5.L'épaisseur de palier (e_p) :

Avec L_p : Longueur de palier : $L_p = 120\text{cm}$

$$\frac{L_p}{20} \leq e_v \leq \frac{L_p}{15}$$

$$\frac{120}{20} \leq e_v \leq \frac{120}{15} \rightarrow 6 \leq e_v \leq 8$$

On prend :

$$e = 12 \text{ cm}$$

IV.2.1.6.L'épaisseur de la paillasse (e_v) :

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha}$$

L_T : est la longueur réelle de la volée $\rightarrow L_T = 210\text{cm}$

Type 1: $\alpha_1 = 32,73^\circ$

$$8,32 \leq e_1 \leq 12,48$$

Type 2: $\alpha_2 = 39,15^\circ$

$$9,03 \leq e_2 \leq 13,54$$

Type 3: $\alpha_3 = 36,08^\circ$

$$8,66 \leq e_3 \leq 12,99$$

On généralise et on prend

$$e = 12 \text{ cm}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.2.1.7.Descente des charges sollicitant l’escalier : (Type1)

✓ Palier :

Tableau IV.1 : Evaluation des charges du palier (Bâtiment He =3,06m).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Poids du palier	0,12	25	3
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
5	Sable fin	0,02	18	0,36
Charge permanente G				4,36 KN/m ²
Charge d’exploitation Q				2,50 KN/m ²

✓ Paillasse:

Tableau IV.2 : Evaluation des charges de la volée (Bâtiment He =3,06m).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
2	Carrelage vertical	0,02	(20×0,17)/0,3	0,23
3	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
4	Mortier de pose vertical	0,02	(20×0,17)/0,3	0,23
5	Marche en BA	0,17/2	25	2,125
6	Paillasse en BA	0,12	25/cos(32,73)	3,57
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
8	Sable fin	0,02	18	0,36
9	Garde-corps	-	-	0,30
Charge permanente G				7,815KN/m ²
Charge d’exploitation Q				2,50 KN/m ²

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.3 : Différentes charges et surcharges des types d'escaliers.

Type	α (°)	$G_{\text{paillasse}}$ (KN/m ²)	G_{palier} (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	32,73°	7,815	4,36	2,5
2	39,15°	8,115	4,36	2,5
3	36,08°	7,957	4,36	2,5

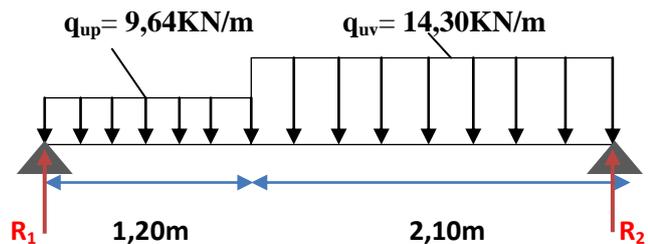
IV.2.1.8. Détermination des moments fléchissant et des réactions :

On va étudier le type 1 :

ELU :

$$q_{\text{up}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,36 + 1,5 \times 2,50 = 9,64 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{uv}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,815 + 1,5 \times 2,50 = 14,30 \text{ KN/m}$$



$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_2(2,1+1,2) - 14,30(2,1) \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,2\right) - 9,64 \times \left(\frac{1,20^2}{2}\right) = 0$$

$$3,3R_2 - 67,568 - 6,94 = 0$$

$$R_2 = 22,58 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_2(2,1+1,2) - 9,64(1,2) \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,1\right) - 14,30 \times \left(\frac{2,10^2}{2}\right) = 0$$

$$3,3 R_1 - 31,23 - 31,53 = 0$$

$$R_1 = 19,02 \text{ KN}$$

Section: $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = 22,58 x - 14,30 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M(2,1) = 15,89 \text{ KN.m}$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_{\text{max}} = 17,82 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS :

$q_{sp} = G+Q = 4,36+2,50 = 6,86\text{KN/m}$

$q_{sv} = 1,35G+1,5Q = 7,815+2,50 = 10,315\text{KN/m}$

$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_2 (2,1+1,2) - 10,315 (2,1) \times (\frac{2,1}{2}+1,2) - 6,86 \times (\frac{1,20^2}{2}) = 0$

$R_2 = 16,26\text{KN}$

$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_1 (2,1+1,2) - 6,86 (1,2) \times (\frac{1,2}{2} + 2,1) - 10,315 \times (\frac{2,10^2}{2}) = 0$

$R_1 = 13,63 \text{ KN}$

Section: $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = 16,26 x - 10,315 \times \frac{x^2}{2}$

$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$\rightarrow M(2,1) = 11,40 \text{ KN.m}$

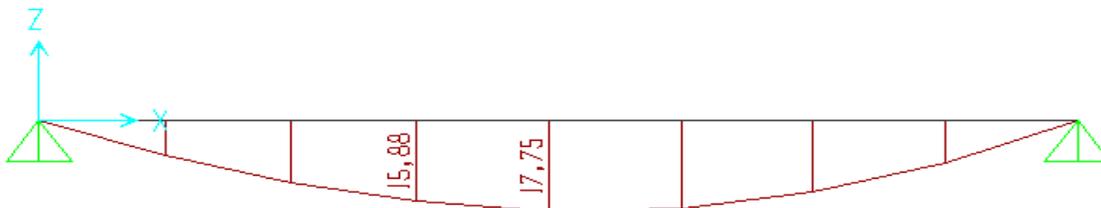
$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1,58\text{m}$

Donc: $M_{\max} = 12,81\text{KN.m}$

Le logiciel SAP2000 nous a permis de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants de tous les types :

- **ELU :**

Moments fléchissants :

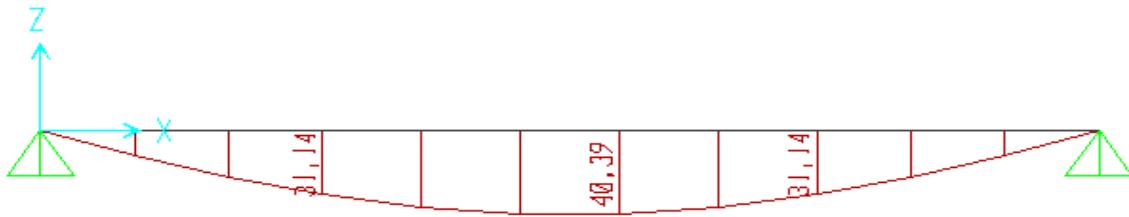


Type-1-



Type-2-

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires



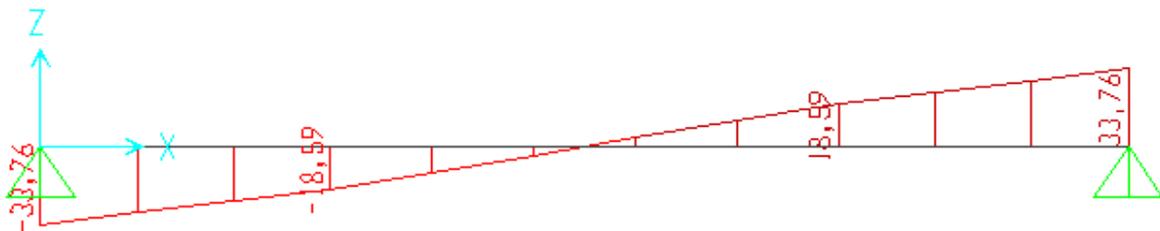
Type-3-

Figure IV.3.Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

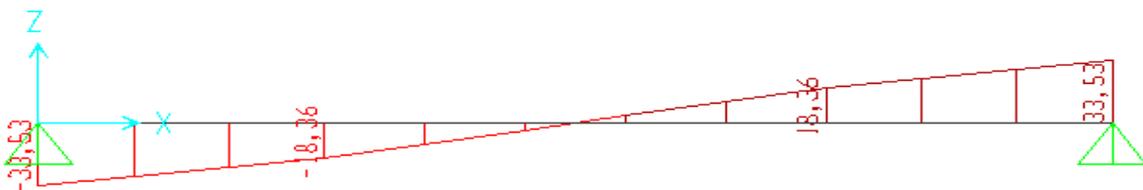
Efforts tranchants:



Type-1-



Type-2-



Type-3-

Figure IV.4.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

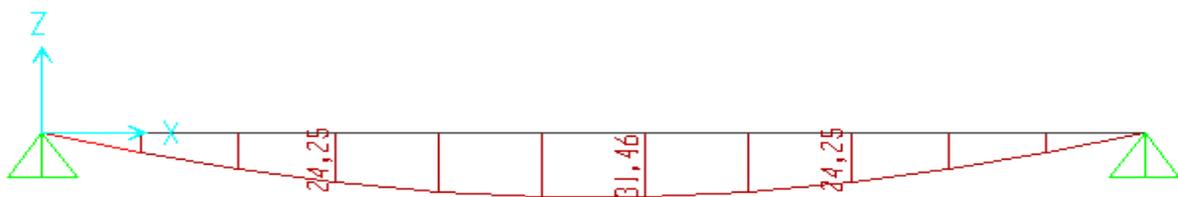
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **ELS :**

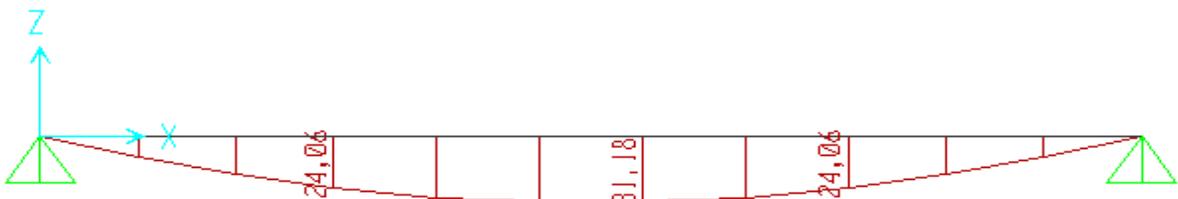
Moments fléchissants :



Type-1-



Type-2-



Type-3-

Figure IV.5. Moments fléchissants des différents types d'escaliers à l'ELS obtenus par SAP2000

Efforts tranchants :



Type-1-

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

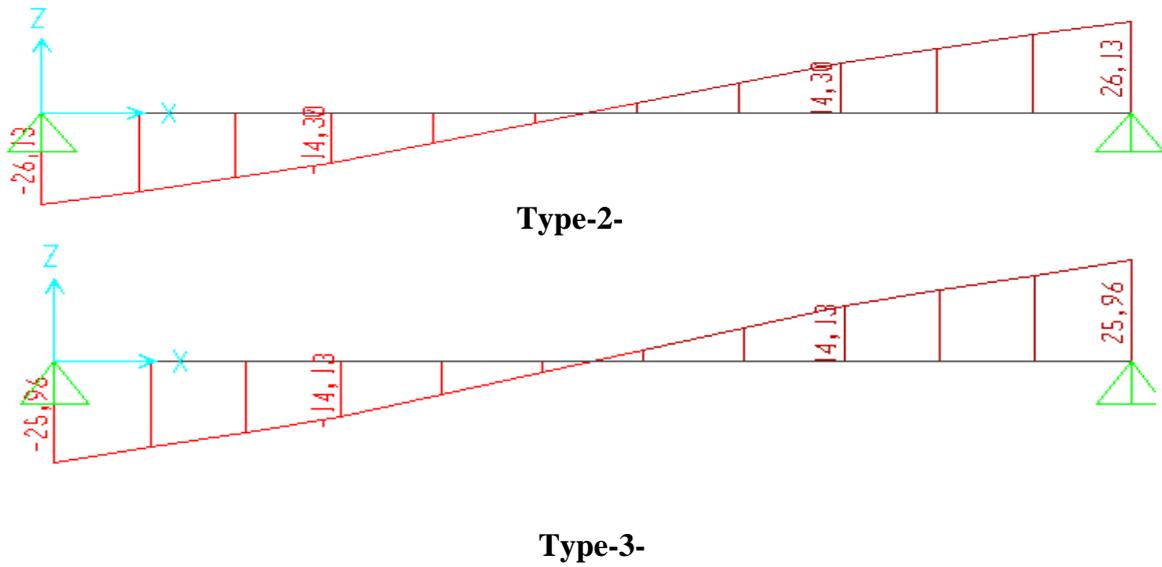
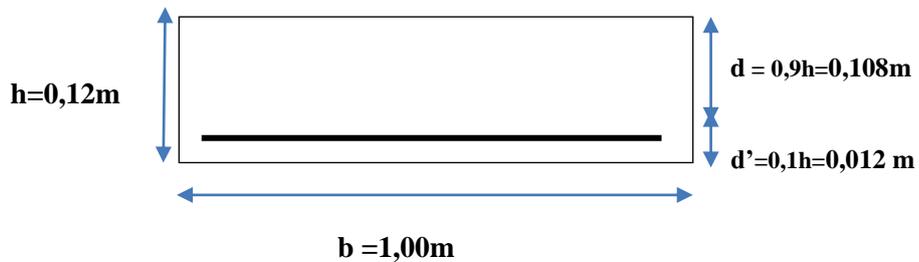


Figure IV.6.Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000.

Tableau IV.4 : Les efforts internes des escaliers (Bâtiment He = 3,06m).

Type	ELU		ELS	
	M _{max}	T _{max}	M _{max}	T _{max}
1	17,75	22,58	12,77	16,27
2	40,78	33,76	31,46	26,13
3	40,39	33,53	31,18	25,96

IV.2.1.9.Calcul du ferrailage: (type -1-)



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

➤ En travée :

ELU

$$M_{ut} = 17,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 15,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01508}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,09 < 0,392 \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas}$$

nécessaires (section simples armatures)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,09)}) = 0,11$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,11) = 0,10$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01508}{0,10 \times 347,82} \quad (\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa})$$

$$A_{st} = 4,34 \text{ cm}^2$$

A_{st} choisie = 6T12 = 6,79 cm²

• Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$6,79 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

A_r choisie = 4T8 = 2,01 cm²

ELS

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,79(10,8-x) = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 479,96$$

$$\rightarrow X = 3,78\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(3,78)^3}{3} + 15 \times 6,79 (10,8 - 3,78)^2$$

$$I = 6819,547 \text{ cm}^4$$

- **Verification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = \frac{(0,85 \times 0,01277) \times 0,0378}{6819,547 \times 10^{-8}} = 6,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{(0,85 \times 0,01277)(10,8 - 3,78) 10^{-2}}{6819,547 \times 10^{-8}} = 167,60 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

ELU:

$$M_{ut} = 17,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5 M_{\max} = 8,875 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{0,008875}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,053 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,053)}) = 0,068$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,100$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,00882}{0,11 \times 347,82} \quad (\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa})$$

$$A_{st} = 2,53 \text{cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

- Armature de repartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,84 \text{cm}^2$$

$$A_r \text{ choisie} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa})$$

$$4,71 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{cm}^2 \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 4,71 \times (10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 70,65x - 763,02 = 0$$

$$\Delta = 157593,12$$

$$\sqrt{\Delta} = 396,98$$

$$\rightarrow X = 3,26 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,26)^3}{3} + 15 \times 4,71 (10,8 - 3,26)^2$$

$$I = 5171,43 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Verification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,006385 \times 0,0326}{5171,43 \times 10^{-8}} = 4,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,006385(10,8-3,26)10^{-2}}{5171,43 \times 10^{-8}} = 140 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,02258}{1 \times 0,108} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

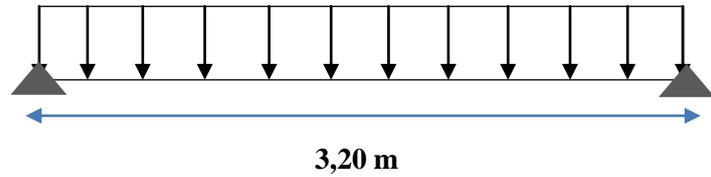
A_r choisie = 4T8 = 2,01 cm²

Tableau IV.5 : Ferrailage des escaliers (Bâtiment He = 3,06m).

TYPE	Armatures long (cm ²)				Armature de répartition			
	Travée		Appuis		Travée		Appuis	
	A _{st} Calculé	Fer choisi	A _{st} Calculé	Fer choisi	A _{st} calculé	Fer choisi	A _{st} Calculé	Fer choisi
1	4,36	6T12	2,33	6T10	1,155	4T8	0,85	4T8
2	10,48	6T16	5,81	6T12	2,62	4T10	1,45	2T10
3	10,36	6T16	5,75	6T12	2,59	4T10	1,44	2T10

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.2.1.10. Etude de la poutre palière :



✓ Dimensionnement :

D'après le BAEL91 modifié :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : Distance entre l'axe de poteaux

h : Hauteur de la poutre

On a: L = 3,20m

$$\Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \leq h \leq 32$$

On prend: h = 30cm

$$9 \leq b \leq 21$$

On prend : b = 30cm

• Vérification selon RPA99V2003 :

✓ B > 20cmCV

✓ h > 30cmCV

✓ $\frac{h}{b} < 4$ CV

La poutre palière (30 × 30) cm²

✓ Descente de charge :

Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,76 \times 1,53 = 4,22 \text{KN/m}$

$$\mathbf{G = 6,47 \text{KN/m}}$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + Q + \frac{2T_u}{l}$$

Avec : $T_{u \text{ max}} = 22,58 \text{KN}$

$$Q = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$q_u = 1,35 \times 6,47 + \frac{2 \times 22,58}{3,20} = 22,85 \text{KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 29,25 \text{KN.m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q + \frac{2T_s}{l}$$

Avec : $T_s = 16,26 \text{KN}$

$$Q = 0$$

$$q_s = 6,47 + \frac{2 \times 16,26}{3,20} = 16,63 \text{KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 21,29 \text{KN.m}$$

Ferraillage :

❖ **En travée :**

ELU :

$$M_{ut} = 29,25 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 24,86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,02486}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \cdot 14,17} = 0,08 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,08)}) = 0,104$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,02486}{0,26 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 2,75 \text{cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 3T14 = 4,62 \text{cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa})$$

$$4,62 \text{cm}^2 \geq 0,97 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 4,62 (27-x) = 0$$

$$15x^2 + 69,3x - 1871,1 = 0$$

$$\Delta = 117068,49$$

$$\sqrt{\Delta} = 342,15$$

$$\rightarrow X = 9,095 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{30 \times (9,095)^3}{3} + 15 \times 4,62 (27 - 9,095)^2$$

$$I = 29740,11 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,01809 \times (9,095) 10^{-2}}{29740,11 \times 10^{-8}} = 5,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,01809 \times (27 - 9,095) 10^{-2}}{29740,11 \times 10^{-8}} = 163,36 \text{ MPa}$$

• Calcul des contraintes admissibles:

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ En appuis :

$$M_{ut} = 29,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5 M_{max} = 14,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01463}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17} = 0,047 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,047)}) = 0,06$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01463}{0,26 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,61 \text{ m}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

ELS

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 3,39 (27-x) = 0$$

$$15x^2 + 50,85x - 1372,95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 291,48$$

$$\rightarrow X = 8,021 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d-x)^2$$

$$I = \frac{30 \times (8,021)^3}{3} + 15 \times 3,39 (27 - 8,021)^2$$

$$I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,01064 \times (8,021) 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}} = 3,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s (d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,01064 \times (27 - 8,021) 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}} = 129,023 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Calcul des contraintes admissibles:**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{n f_{t28}}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \phi_{\min}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,85; 1,2; 3 \text{cm})$$

$\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après RPA99V2003

Zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{cm}\right)$$

$$St \leq \min(8,75; 14,4; 30 \text{cm})$$

On prend: **S_t = 7cm**

Zone courante:

$$St' \leq \frac{h}{2} \rightarrow St' \leq \frac{30}{2}$$

On prend: **S_t' = 10cm**

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.2.2.Bâtiment He = 2,72m:

IV.2.2.1.Dimensionnement des escaliers :

g : largeur de la marche.

h' : hauteur de la marche

h' = 17cm

g = 30cm

IV.2.2.2.Nombre de marches et contre marches:

$$N = \frac{He}{h'} = \frac{272}{17} = 16 \text{ contre marches}$$

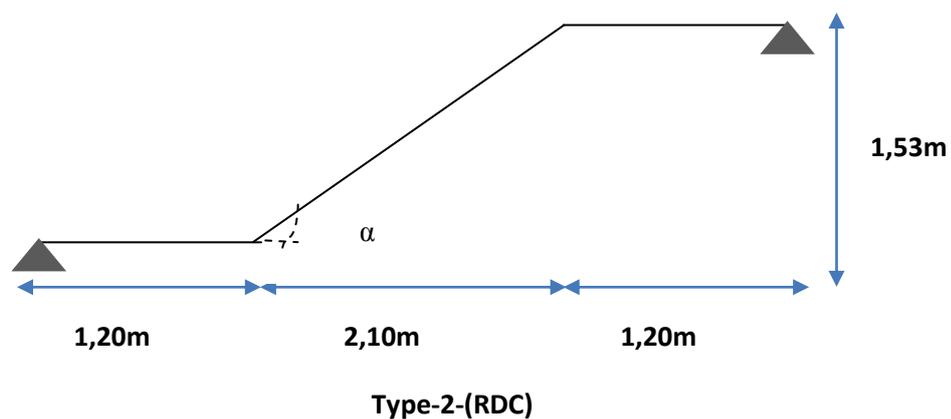
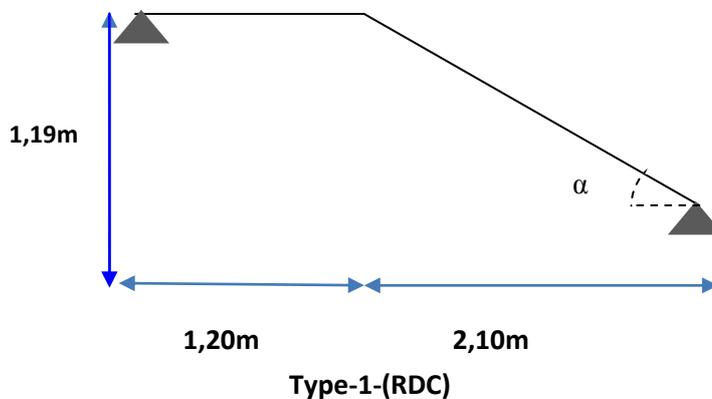
Nombre de marches :

$$n' = n - 1 = 15 \text{ marches}$$

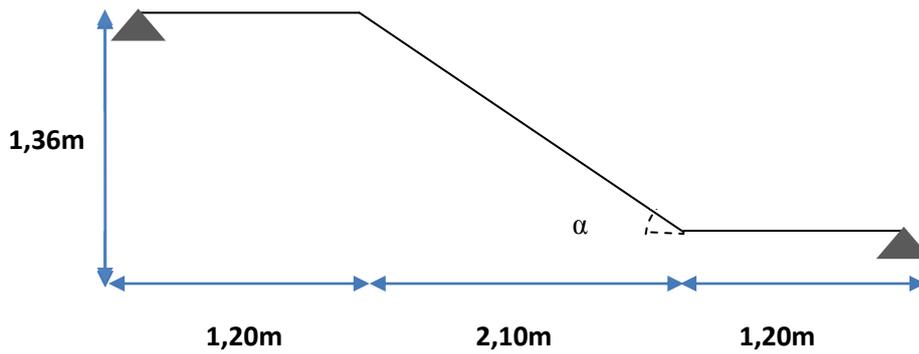
IV.2.2.3.Longueur de la ligne de foulée:

$$L = 210\text{cm}$$

IV.2.2.4.L'inclinaison des paillasses:



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires



Type-3-(étages courants)

$$\alpha_1 = \arctg\left(\frac{119}{210}\right) = 29,53^\circ$$

$$\alpha_2 = \arctg\left(\frac{153}{210}\right) = 36,08^\circ$$

$$\alpha_3 = \arctg\left(\frac{136}{210}\right) = 32,93^\circ$$

IV.2.2.5.L'épaisseur de palier (e_p):

Avec :

L_p : Longueur de palier $\rightarrow L_p = 120\text{cm}$

$e_p = 12 \text{ cm}$

IV.2.2.6.L'épaisseur de la paillasse (e_v):

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha}$$

L_T : est la longueur réelle de la volée $\rightarrow L_T = 210\text{cm}$

Type 1 : $\alpha_1 = 29,53^\circ$

$$8,045 \leq e_1 \leq 12,07$$

Type 2: $\alpha_2 = 36,08^\circ$

$$8,66 \leq e_2 \leq 12,99$$

Type 3: $\alpha_3 = 32,93^\circ$

$$8,33 \leq e_3 \leq 12,51$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

On généralise et on prend :

$$e_p = 12 \text{ cm}$$

IV.2.2.7.Descente des charges sollicitant l’escalier : (Type1)

✓ Palier :

On choisit même descente des charges de 1^{er} bâtiment :

$$G = 4,36\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,50\text{KN/m}^2$$

✓ Paillasse:

Tableau IV.6 : Evaluation des charges de la volée (Bâtiment He =2,72m).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
2	carrelage vertical	0,02	(20×0,17)/0,3	0,23
3	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
4	Mortier de pose vertical	0,02	(20×0,17)/0,3	0,23
5	Marche en BA	0,17/2	25	2,125
6	Paillasse en BA	0,12	25/cos(29,53)	3,45
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
8	Sable fin	0,02	18	0,36
9	Garde-corps	-	-	0,30
Charge permanente G				7,69KN/m ²
Charge d’exploitation Q				2,50 KN/m ²

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.7 : Différentes charges et surcharges des types d'escaliers.

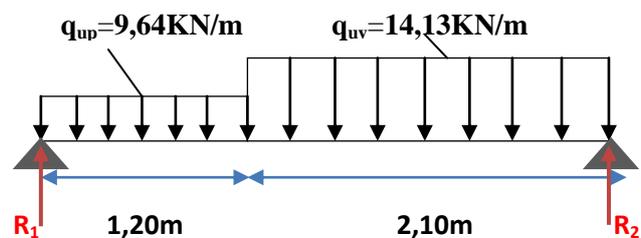
Type	$\alpha(^{\circ})$	$G_{paillasse}$ (KN/m ²)	G_{palier} (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	29,53°	7,690	4,36	2,5
2	36,08°	7,957	4,36	2,5
3	32,93°	7,819	4,36	2,5

IV.2.2.8. Détermination des moments fléchissant et des réactions :

ELU :

$$q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,36 + 1,5 \times 2,50 = 9,64 \text{ KN/m}$$

$$q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,69 + 1,5 \times 2,50 = 14,13 \text{ KN/m}$$



$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2(2,1+1,2) - 14,13(2,1) \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,2\right) - 9,64 \times \left(\frac{1,20^2}{2}\right) = 0$$

$$3,3R_2 - 66,76 - 6,94 = 0$$

$$R_2 = 22,33 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow R_2(2,1+1,2) - 9,64(1,2) \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,1\right) - 14,13 \times \left(\frac{2,10^2}{2}\right) = 0$$

$$R_1 = 18,90 \text{ KN}$$

Section: $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = 22,33x - 14,13 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M(2,1) = 15,73 \text{ KN.m}$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1,58\text{m}$$

Donc: $M_{max} = 17,64 \text{ KN.m}$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS :

$$q_{up} = G+Q = 4,36+2,50 = 6,86\text{KN/m}$$

$$q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 7,69+2,50 = 10,19\text{KN/m}$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow R_2 (2,1+1,2) - 10,19(2,1) \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,2\right) - 96,86 \times \left(\frac{1,2^2}{2}\right) = 0$$

$$R_2 = 16,08\text{KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow R_1 (2,1+1,2) - 6,86 (1,2) \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,1\right) - 10,19 \times \left(\frac{2,1^2}{2}\right) = 0$$

$$R_1 = 13,54 \text{ KN}$$

Section: $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q \times \frac{x^2}{2} = 16,08 x - 10,19 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M(2,1) = 11,30 \text{ KN.m}$$

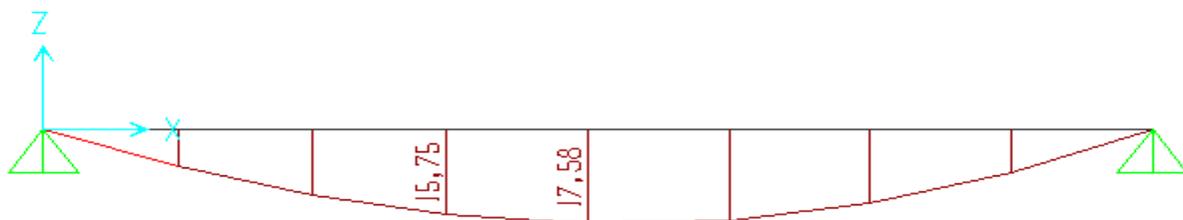
$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1,58\text{m}$$

Donc: $M_{max} = 12,65\text{KN.m}$

Le logiciel SAP2000 nous a permis de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants de tous les types :

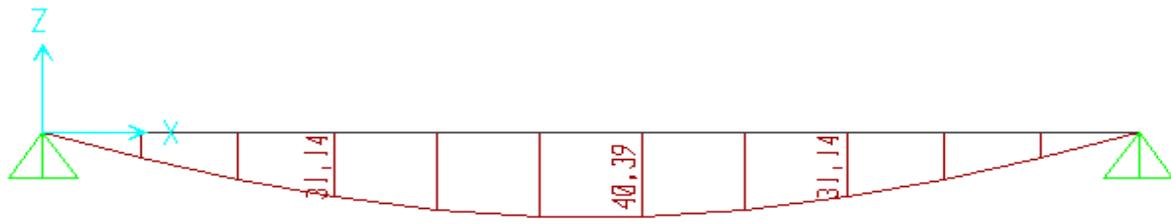
- **ELU :**

Moments fléchissants :

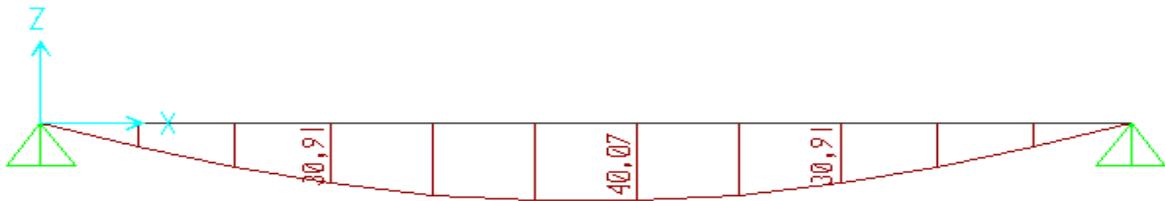


Type-1-

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires



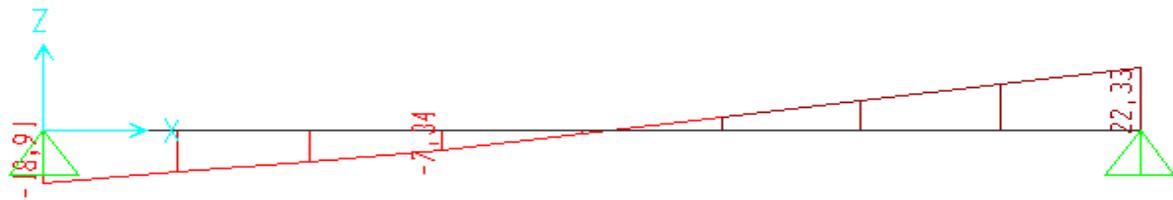
Type-2-



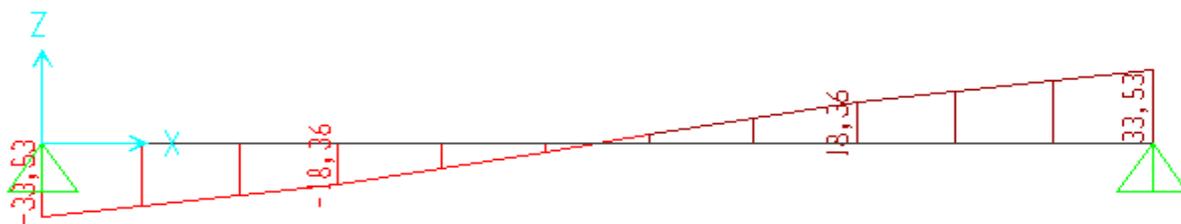
Type-3-

Figure IV.7. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELU obtenus par SAP2000

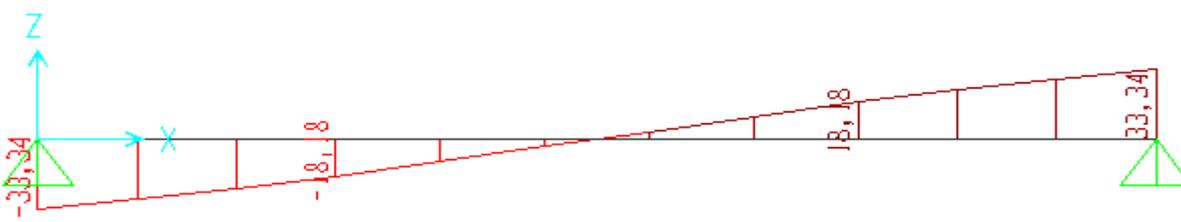
Efforts tranchants:



Type-1-



Type-2-



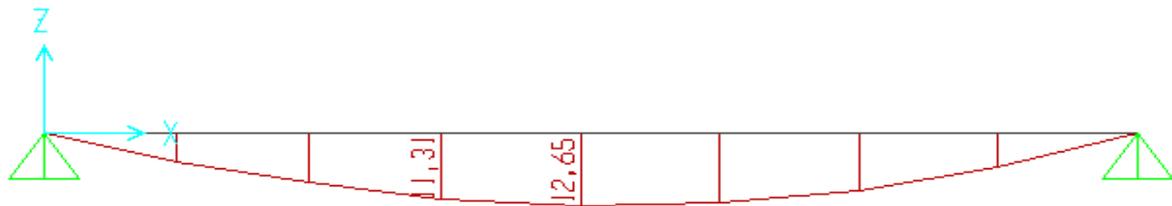
Type-3-

Figure IV.8. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

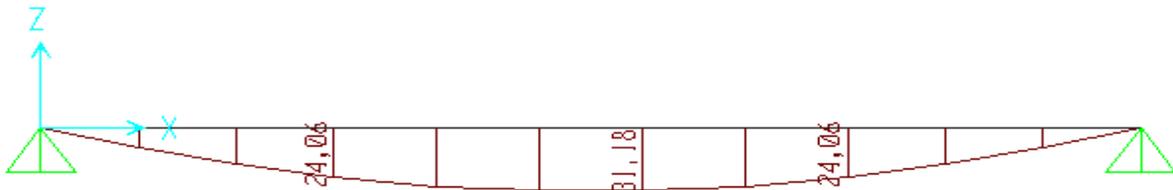
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

○ ELS :

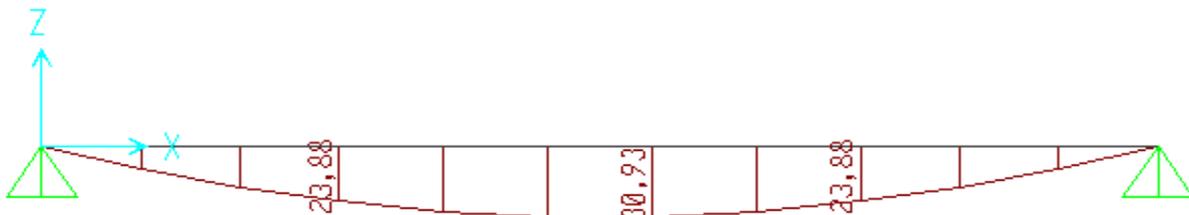
Moments fléchissants :



Type-1-



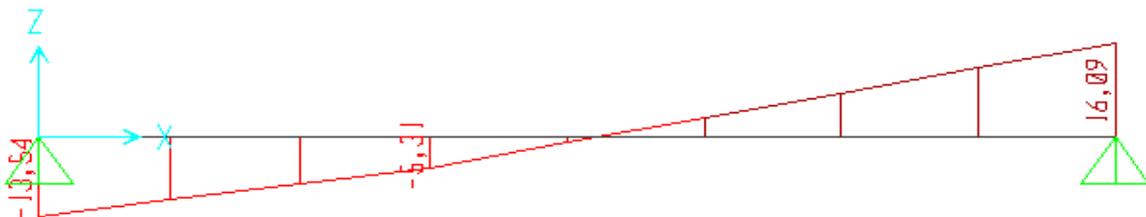
Type-2-



Type-3-

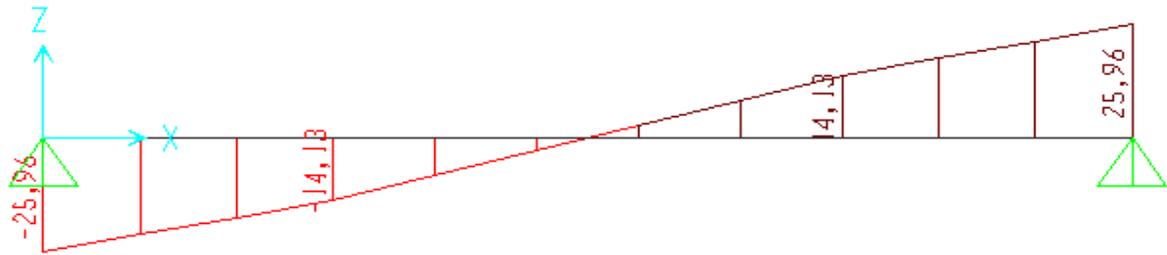
Figure IV.9. Moments fléchissants des différents types de poutrelles à l'ELS obtenus par SAP2000

Efforts tranchants:

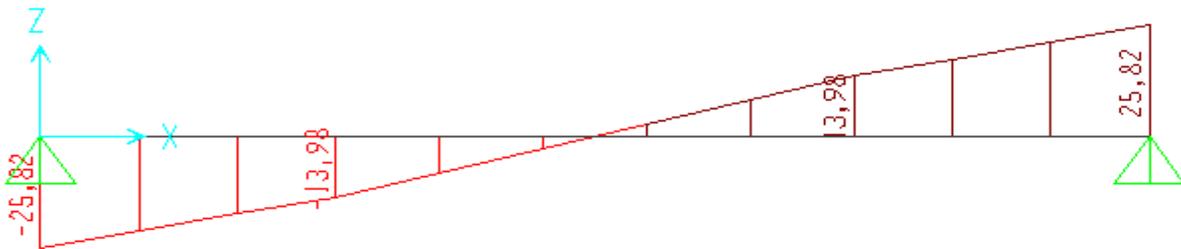


Type-1-

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires



Type2



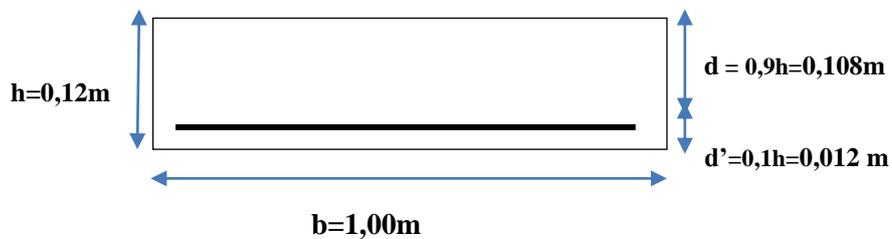
Type-3-

Figure IV.10. Efforts tranchants des différents types d'escaliers à l'ELU obtenus par SAP2000

Tableau IV.8 : Les efforts internes des escaliers (Bâtiment He = 2,72m).

Type	ELU		ELS	
	M _{max}	T _{max}	M _{max}	T _{max}
1	17,58	22,33	12,65	16,09
2	40,39	33,53	31,18	25,96
3	40,07	33,34	30,93	25,82

IV.2.2.9. Calcul du ferrailage:



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

➤ En travée :

ELU

$$M_{ut} = 17,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 14,94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01494}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,09 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,09)}) = 0,11$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,11) = 0,103$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01499}{0,103 \times 347,82} \quad (\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa})$$

$$A_{st} = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

• Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$6,79 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

ELC

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,79(10,8-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1099,98 = 0$$

$$\rightarrow X = 3,78 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{100(3,78)^3}{3} + 15 \times 6,79(10,8 - 3,78)^2$$

$$I = 6819,547 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,01075 \times 0,0378}{6819,547 \times 10^{-8}} = 5,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,01078(10,8-3,78)10^{-2}}{6819,547 \times 10^{-8}} = 166,45 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles:**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

✚ **ELU:**

$$M_{ut} = 17,58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5 M_{\max} = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,0088}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,053 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,053)}) = 0,068$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,105$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,00882}{0,105 \times 347,82} \quad \left(\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} \right)$$

$$A_{st} = 2,40 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \text{ choisie} = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

- **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS :

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 4,71 \times (10,8 - x) = 0$$

$$50x^2 + 70,65x - 763,02 = 0$$

$$\rightarrow X = 3,26 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{100(3,26)^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (10,8 - 3,26)^2$$

$$I = 5171,43 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,00633 \times 0,0326}{5171,43 \times 10^{-8}} = 3,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,00633(10,8-3,26)10^{-2}}{5171,43 \times 10^{-8}} = 183,43 \text{ MPa}$$

• Calcul des contraintes admissibles:

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0,0223}{1 \times 0,108} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,84\text{cm}^2$$

A_r choisie = 4T8 = 2,01 cm²

Tableau IV.9 : Ferrailage des escaliers (Bâtiment He = 2,72m).

TYPE	Armatures long (cm ²)				Armature de répartition			
	Travée		Appuis		Travée		appuis	
	A _{st} calculé	Fer choisi	A _{st} Calculé	Fer choisi	A _{st} calculé	Fer choisi	A _{st} calculé	Fer choisi
1	4,34	6T12	2,53	6T10	1,69	4T8	0,85	4T8
2	10,36	8T14	5,75	4T14	3,08	4T10	1,54	3T10
3	10,26	8T14	5,69	4T14	3,08	4T10	1,54	3T10

IV.2.2.10. Etude de la poutre palière :

- ✓ Dimensionnement :

La section de la poutre palière (30× 30) cm²

- ✓ Descente de charge :

Poids propre de la poutre : 0,3×0,3×25 = 2,25KN/m

Poids du mur situé sur la poutre : 2,76×1,36 = 3,75 KN/m

$$G = 6,00 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + Q + \frac{2T_u}{l}$$

Avec : $T_{u \text{ max}} = 22,33 \text{ KN}$

$G = 6,00 \text{ KN/m}$

$Q = 0 \text{ KN/m}$

$$q_u = 1,35 \times 6,00 + \frac{2 \times 22,33}{3,20} = 22,056 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 28,23 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS :

$$q_s = G + Q + \frac{2T_s}{l}$$

Avec : $T_s = 16,09 \text{KN}$

$$q_s = 6,00 + \frac{2 \times 16,09}{3,20} = 16,056 \text{KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 20,551 \text{KN.m}$$

✓ Ferrailage :

- En travée :

ELU:

$$M_{ut} = 28,23 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 23,99 \text{KN.m}$$

$$M = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,02399}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \cdot 14,17} = 0,077 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,077)}) = 0,100$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,26$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,02399}{0,26 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 2,65 \text{cm}^2$$

A_{st} choisie = 3T14 = 4,62 cm²

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \times d \times 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; f_e = 400 \text{MPa})$$

$$4,62 \text{cm}^2 \geq 0,97 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS:

$$\frac{bx^2}{2} - n.A_{st}(d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 4,62 (27-x) = 0$$

$$15x^2 + 69,3x - 1871,1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 342,15$$

$$\rightarrow X = 9,095 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n.A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{30(9,095)^3}{3} + 15 \times 4,62 (27-9,095)^2$$

$$I = 29740,11 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,01745 \times (9,095) 10^{-2}}{29740,11 \times 10^{-8}} = 5,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,01745 \times (27-9,095) 10^{-2}}{29740,11 \times 10^{-8}} = 157,58 \text{ MPa}$$

• Calcul des contraintes admissibles:

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• En appuis :

$$M_{ut} = 28,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,5 M_{\max} = 14,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01411}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14,17} = 0,046 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,046)}) = 0,058$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,263$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01411}{0,263 \times 347,82}$$

$$A_{st} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \cdot d \cdot 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 0,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **ELS**

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 3,39 (27-x) = 0$$

$$15x^2 + 50,85x - 1372,95 = 0$$

$$\Delta = 84962,72$$

$$\sqrt{\Delta} = 291,48$$

$$\rightarrow X = 8,021 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{30(8,021)^3}{3} + 15 \times 3,39 (27-8,021)^2$$

$$I = 23476,72 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,01027 \times (8,021) 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}} = 3,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s(d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,01027 \times (27-8,021) 10^{-2}}{23476,72 \times 10^{-8}} = 124,53 \text{ MPa}$$

- **Calcul des contraintes admissibles:**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \phi_{\min}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,85; 1,2; 3)$$

$\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après RPA99V2003

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4; 30\text{cm})$$

On prend: **S_t = 7cm**

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{30}{2}$$

On prend: **S_t = 10cm**

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.3.Etude de l'acrotère:

IV.3.1.Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé, de protection qui se trouve au supérieur du bâtiment, non structural assimilé à une console encastrée à sa base au plancher terrasse.

IV.3.2.Evaluation des charges :

S : surface latérale de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15 / 2) = 0,0727 \text{m}^2$$

La masse volumique de béton $\gamma_b = 2500 \text{ Kg / m}^3$.

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0,0727 = 1,8175 \text{KN/ml} .$$

$$Q = 1 \text{KN/ml} .$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

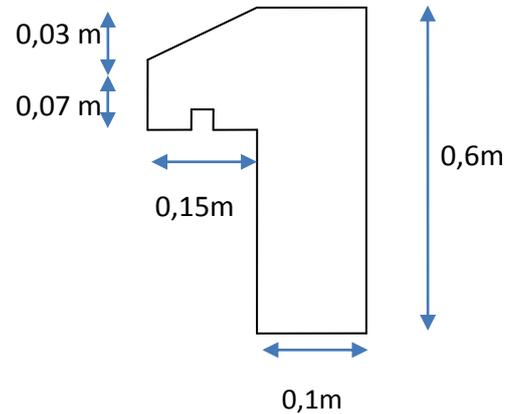


Figure IV.11. Dimensions de l'acrotère.

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone $\rightarrow A = 0,1$

$\rightarrow C_p = 0,8$

W_p : poids propre $\rightarrow W_p = 1,8175 \text{KN/ml}$

Donc : $F_p = 0,58 \text{KN/ml}$

$F_p < Q \rightarrow$ Il faut calculer l'acrotère à l'ELU et l'ELS

IV.3.3.Evaluation des sollicitations :

$$\text{ELU : } \begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times (1,8175) = 2,45 \text{KN/ml} \\ M_u = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{KN.m/ml} \\ V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{KN/ml} \end{cases}$$

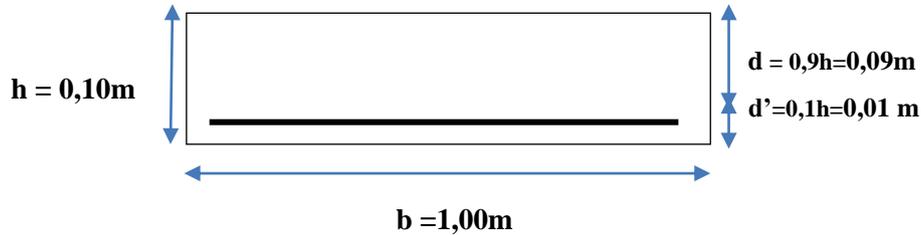
$$\text{ELS: } \begin{cases} N_s = G = 1,8175 \text{KN/ml} \\ M_s = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{KN.m/ml} \\ V_s = Q = 1 \text{KN/ml} \end{cases}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.3.4.Calcul du ferrailage :

L'acrotère soumise à la flexion composée, on a :

$$b = 1 \text{ m} ; h = 0,1 \text{ m} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,82\text{MPa}$$



ELU :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,45} = 0,36\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m}$$

$e > \frac{h}{6} \rightarrow$ Section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur de noyau central.

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 36 + \left(\frac{10}{2} - 1\right) = 40\text{cm}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,45 \times 0,40 = 0,98\text{KN/m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 8,538 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0,01$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,98 \times 10^{-3}}{0,09} - 2,45 \times 10^{-3} \right] = 0,242\text{cm}^2$$

Nous avons une faible section

$\rightarrow A_{st}$ est pris selon la condition de non fragilité

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b.d \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 1,08 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{\min} = 4T8 = 2,01 \text{cm}^2$$

A_{st} choisie = 4T8 = 2,01 cm²

ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,8175} = 0,33 \text{m}$$

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6.n.A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \times \left(33 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(33 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$P = -2285 \text{cm}^2 = -0,2285 \text{m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6.n.A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(33 - \frac{10}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(33 - \frac{10}{2} + 9 \right)^2$$

$$q = 41427 \text{cm}^3 = 0,041427 \text{m}^3$$

- **Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-p.e_1 - q} \dots\dots(1)$$

On fixe la première valeur de $e_1 = 0,33 \text{m}$ et on remplace dans la formule (1)

Après calcul on trouve que la valeur de e_1 est stabilisée a $e_1 = 0,305 \text{m}$

$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 0,05 - (0,33 - 0,305)$$

x = 0,025 m

- **Moment statique :**

$$S = \frac{b.x^2}{2} - n.A_{st}(d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,025^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \left((0,9 \times 0,1) - 0,025 \right)$$

$$S = 1,165 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S} = \frac{1,8175 \times 10^{-3} \times 0,025}{1,165 \times 10^{-4}} = 0,39 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times (d-x)}{S} = \frac{1,8175 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,025)}{1,165 \times 10^{-4}} = 1,014 \text{MPa}$$

- Calcul des contraintes admissibles:

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = A/4 = 0,503 \text{ cm}^2$$

A_r choisie = 4T8 = 2,01 cm²

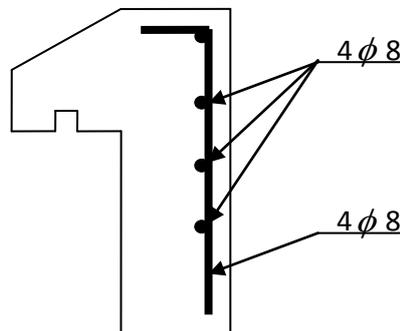


Figure IV.12. Ferrailage de l'acrotère

Chapitre 5 :

Etude dynamique

Chapitre V : Etude dynamique

V.1.Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99) version 2003.

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3.Modélisation de la structure :

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.version2014), ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines données liées à la structure, (La géométrie, les matériaux utilisés, les dimensions des éléments, le chargement, les combinaisons de calcul).

V.3.1.Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme Suit:

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds.

Chapitre V : Etude dynamique

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1)
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDLbloqués).

V.3.2.Modélisation de masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir $25\text{KN}/\text{m}^3$
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

V.4.Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- ✚ La méthode équivalente statique.
- ✚ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✚ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4.1.Méthode statique équivalente :

V.4.1.1.Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique, le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies.

Chapitre V : Etude dynamique

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode doit être associée à l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.4.1.2. Calcul de la force sismique totale :

Le règlement parasismique algérien permet, sous certaines conditions, de calculer la structure comme si elle était soumise à un effort tranchant à sa base, cette force doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et verticales, selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A** : coefficient d'accélération de zone
- D** : facteur d'amplification dynamique moyen
- Q** : facteur de qualité
- R** : coefficient de comportement global de la structure
- W**: poids total de la structure

✓ Coefficient d'accélération A :

	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
2B	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

Chapitre V : Etude dynamique

D'après le tableau :

Tlemcen → zone I

Bâtiment à usage d'habitation → groupe 2

Donc : **A = 0,10**

✓ facteur d'amplification dynamique moyen D :

On détermine le facteur « D » en fonction de la catégorie du site, de la période fondamentale de la structure (T) et du facteur de correction d'amortissement « η ».

$$D = \begin{cases} 2,5 n & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 n \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right) & \dots\dots\dots T > 3,0s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ(%) : représente le pourcentage d'amortissement critique

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

Dans notre cas ξ = 7% (béton dense)

→ η = 0,882

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau des valeurs de T_1 et T_2 :

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70

Selon le rapport géotechnique notre site est rocheux (S1)

$$T_1 = 0,15$$

$$T_2 = 0,30$$

Calcul de la période T :

$$T = \min (C_T \times h_n^{3/4} ; 0,09 \times h_n / \sqrt{D})$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau.

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau suivant :

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stable en BA sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portique auto stable en BA ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA, des Palées triangles et des murs en maçonnerie.	0,050

Nous avons un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA, et des murs en maçonnerie.

$$\rightarrow C_T = 0,05$$

Chapitre V : Etude dynamique

✓ facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,05

✓ le coefficient de comportement R :

Le coefficient de comportement global de la structure, d'après le « RPA 99 » on détermine ce coefficient en fonction du système de contreventement. Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Cas	Système de contreventement	R
A	Béton armé	
1a	Portique stable sans remplissage en maçonnerie rigide	3,5
1b	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voies porteuses	3,5
3	Noyon	3,5
4a	Portique mixte / voiles avec interaction	5
4b	Portique contreventé par des voiles	4
5	Consol vertical à masse reportée	2
6	Pendule inverse	2

Nous avons une construction à Portique mixte / voiles avec interaction → **R = 5**

Chapitre V : Etude dynamique

✓ Poids total de la structure W :

$$W_T = \sum W_i$$

W_T : poids total de la structure.

W_i : est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i):

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

Du tableau (4.5) du RPA99Version2003 : $\beta = 0,2$ (bâtiment à usage habitation)

V.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse modale de la structure est une étape fondamentale pour l'analyse sismique, elle permet de calculer les périodes propres ainsi que les modes propres de vibration. Ces derniers caractérisent le comportement dynamique de la structure. A travers cette analyse on peut choisir le modèle adéquat pour le bâtiment étudié, ceci en faisant certaines vérifications sur la valeur de la période fondamentale et les modes propres de vibration jugés important.

V.4.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.Bâtiment He = 3,06 m :

V.5.1.Analyse modale :

V.5.1.1.Estimation de la période totale :

Sens-x :

$$D_x = 22,30 \text{ m}$$

$$h_N = 21,42 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{21,42}{\sqrt{22,30}} = 0,408\text{s}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,497\text{s}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0,408 \text{ s}$$

Sens-y :

$$D_y = 10,30\text{m}$$

$$h_N = 21,42 \text{ m}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{21,42}{\sqrt{10,30}} = 0,600\text{s}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 21,42^{3/4} = 0,497\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0,497 \text{ s}$$

$$T = \max (T_x ; T_y)$$

$$T = 0,497 \text{ s}$$

V.5.1.2.Modèle initial :

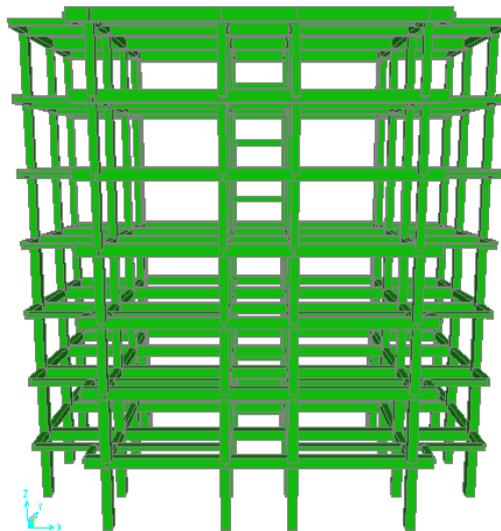
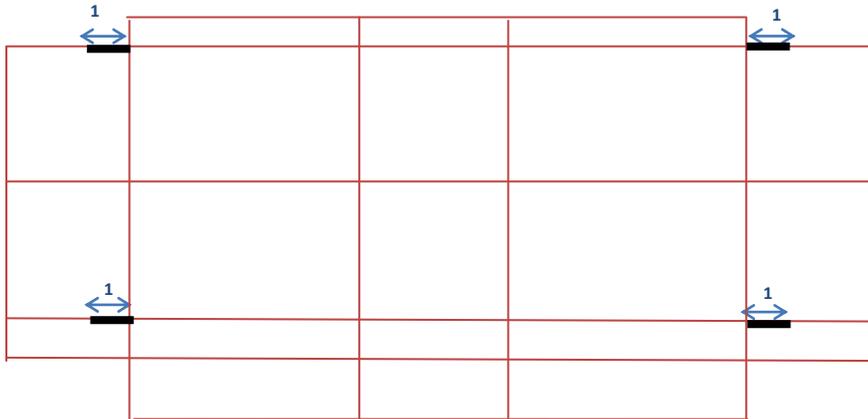


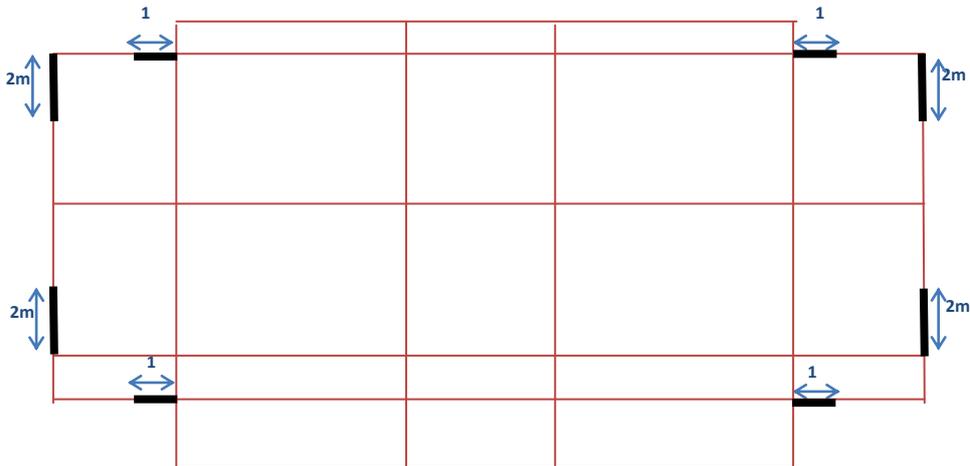
Figure V.1.Structure modélisée sur logiciel SAP2000.

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.1.3. Disposition des voiles :



Variante 01 : $T=1,02808s$



Variante 02 : $T=0,74531s$

Chapitre V : Etude dynamique

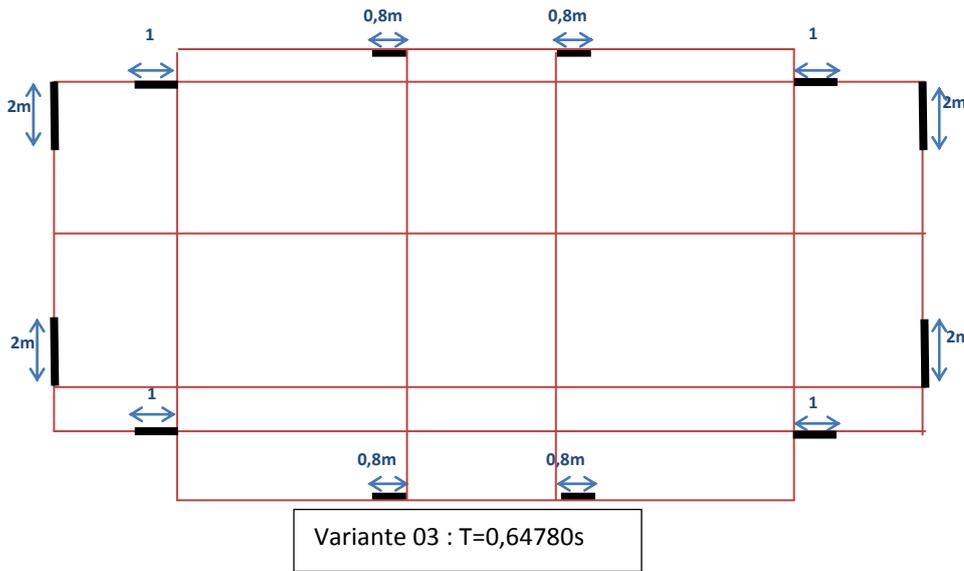


Tableau V.1 : Périodes et masses modales de la structure.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy(%)	SumUx(%)	SumUy(%)
1	0,647896	0,76003	2,254E-07	0,76003	2,254E-07
2	0,609511	0,00000032	0,72215	0,76003	0,72215
3	0,429767	0,00904	5,379E-07	0,76907	0,72215
4	0,202681	0,11753	1,005E-09	0,8866	0,72215
5	0,170682	3,169E-09	0,1502	0,8866	0,87235
6	0,121298	0,00127	1,276E-07	0,887	0,87235
7	0,105720	0,04506	2,139E-10	0,93293	0,87235
8	0,080245	6,417E-11	0,05616	0,93293	0,92851
9	0,076119	4,967E-11	0,000002797	0,93293	0,92851
10	0,059543	0,04648	7,184E-15	0,97941	0,92851
11	0,047229	2,048E-13	0,0524	0,97941	0,98091
12	0,058312	5,009E-14	1,554E-13	0,97941	0,98091

$T_{analytique} = 0,6478 \text{ s}$

$1,3T_{empirique} = 0,6461 \text{ s}$

Donc : $1,3T_{empirique} \leq T_{analytique}$

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le deuxième est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le troisième mode de torsions

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.2.Méthode statique équivalente :

V.5.2.1.Coefficient d'accélération A :

$A = 0,10$

V.5.2.2.Facteur d'amplification D :

Tableau V.2 : Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Avec : $T_{analytique} = 0,6478s$

$T_{(analytique)} = 0,6478 s \geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,408 s \rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0,408 = 0,5304 s$

$T_{(analytique)} = 0,6478 s \geq 1,3 T_{(y empirique)} = 0,497 s \rightarrow T_{(Y majoré)} = 1,3 \times 0,497 = 0,6461 s$

On a:

$T_x = 0,5304s$

$T_y = 0,6461s$

$T_1 = 0,15s$

$\rightarrow T_2 < T < 3s$

$T_2 = 0,30s$

Suivant X :

$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

$D_x = 1,504$

Suivant Y :

$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

$D_y = 1,319$

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.2.3.Facteur de qualité Q :

a/ condition minimale par les files de contreventement :

- Sens longitudinal :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,9}{5,8} = 0,672 < 1,5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{5,8}{3,2} = 1,81 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3,2}{5,8} = 0,55 < 1,5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{5,8}{3,9} = 1,48 < 1,5 \quad \text{CV}$$

Critère non observé → Pq₁ = 0,05

- Sens transversal :

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{2,9}{5,8} = 0,805 < 1,5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3,6}{3} = 1,20 < 1,5 \quad \text{CV}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3}{0,8} = 3,75 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

Critère non observé → Pq₁ = 0,05

b/ Redondance en plan :

- Sens longitudinal :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5,8}{3,2} = 1,81 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

Critère non observé → Pq₂ = 0,05

Chapitre V : Etude dynamique

- Sens transversal :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{3,6}{0,8} = 4,50 > 1,5 \quad \text{CNV}$$

Critère non observé → Pq₂ = 0,05

c/ Régularité du plan :

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{22,3}{10,30} = 2,16 < 4 \quad \text{CV}$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \quad \text{CV}$$

- Sens longitudinal :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3,2}{22,3} = 0,14 < 0,25 \quad \text{CV}$$

Critère observé → Pq₃ = 0

- Sens transversal :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{0,8}{10,3} = 0,077 < 0,25 \quad \text{CV}$$

Critère observé → Pq₃ = 0

d/ Régularité en élévation :

- Sens longitudinal :

$$\frac{B_M}{B} = \frac{22,3}{22,3} = 1 > 0,67 \quad \text{CV}$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{22,3}{22,3} = 1 > 0,8 \quad \text{CV}$$

Critère observé → Pq₄ = 0

Chapitre V : Etude dynamique

- Sens transversal :

$$\frac{B_M}{B} = \frac{10,3}{10,3} = 1 > 0,67 \quad \text{CV}$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{10,3}{10,3} = 1 > 0,8 \quad \text{CV}$$

Critère observé → Pq₄ = 0

e/ contrôle de la qualité des matériaux :

Critère non observé → Pq₅ = 0,05

f/ contrôle de la qualité de l'exécution :

Critère non observé → Pq₅ = 0,05

Tableau V.3 : Valeurs de la pénalité Pq.

Critères « Q »	Pq	
	Sens-x-	Sens-y-
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05	0,05
Somme	0,20	0,20

$$Q_x = Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$$

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.2.4.Coefficient de comportement R :

Pour notre structure ont choisi le système « mixte portiques/voiles avec interaction » et une hauteur totale de la structure $h = 21,42$ m donc : **R = 5**

V.5.2.5.Le poids de la structure W_T :

Tableau V.4 : Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.

Niveau	Poids (KN)
Terrasse	2354,54
Etage 5	3071,33
Etage 4	2638,14
Etage 3	2671,78
Etage 2	2705,42
Etage1	2743,55
RDC	2782,61

$$W_T = 18967,37 \text{ KN}$$

V.5.2.6.Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V):

Sens -x- :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W$$

$$V_X = \frac{0,10 \times 1,504 \times 1,2}{5} \times 18967,37$$

$$V_X = 684,64 \text{ KN}$$

Sens-y- :

$$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W$$

$$V_Y = \frac{0,10 \times 1,319 \times 1,2}{5} \times 18967,37$$

$$V_Y = 600,43 \text{ KN}$$

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

V.5.3.1.Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant donné par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur = 9,81m/s²

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

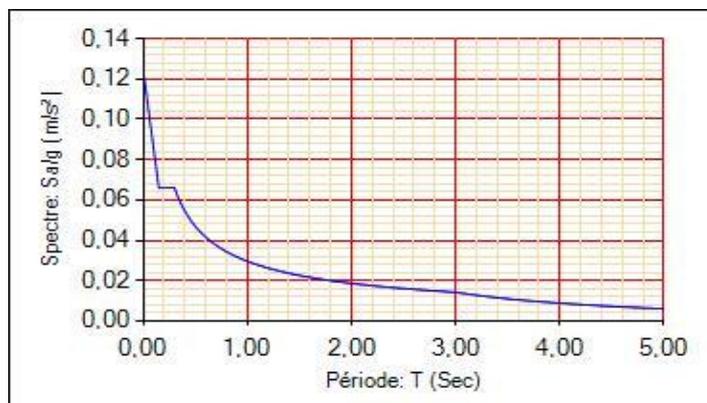


Figure V.2.Spectre de réponse R= 5.

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.4. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07T.V & \text{si } T \leq 0,25V \\ F_t = 0 & \text{si } T > 0,25V \end{cases}$$

Donc: $F_{tx} = 0$ ($T = 0,5304 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$)

$F_{ty} = 0$ ($T = 0,6461 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$)

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : le niveau ou s'exerce la force F_i

$W_i W_j$: poids revenant aux planchers, i,j.

h_j : niveau d'un plancher quelconque

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant données en utilisant le programme MSE :

Tableau V.5 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R= 5.

Niveau	Force Fx (KN)	Effort tranchant sens X	Force Fy (KN)	Effort tranchant sens Y
Terrasse	150,107	150,107	131,644	131,644
Etage 5	167,832	317,939	147,188	278,832
Etage 4	120,133	438,072	105,357	384,189
Etage 3	97,332	535,404	85,360	469,549
Etage 2	73,918	609,322	64,826	534,375
Etage1	49,973	659,295	43,826	578,201
RDC	25,342	684,640	22,225	600,430

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.4.1. Vérification du coefficient de comportement R= 5 :

On doit vérifier la condition du RPA :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 75\%$$

V_{global} : L'effort tranchant de la structure global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x\ global} = 684,640\ \text{KN}$$

$$V_{x\ voiles} = 488,166\ \text{KN}$$

$$\frac{488,166}{684,64} = 71,30 < 75\% \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y\ global} = 600,43\ \text{KN}$$

$$V_{Y\ voiles} = 490,672\ \text{KN}$$

$$\frac{490,672}{600,43} = 81,17 > 75\% \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc :

On change la valeur de R et on prend **R = 4** (portiques contreventés par des voiles)

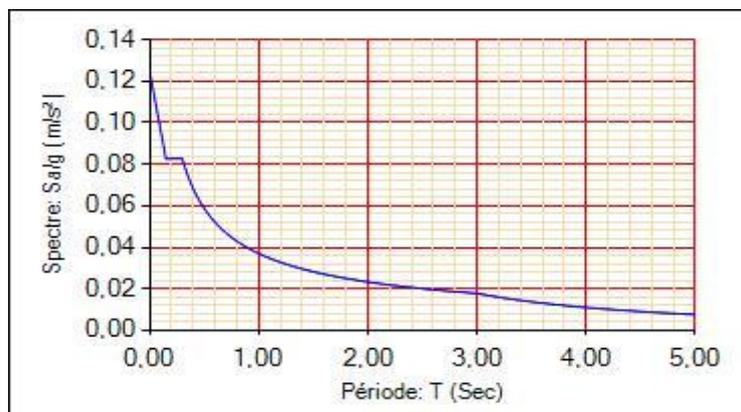


Figure V.3.Spectre de réponse R= 4.

Chapitre V : Etude dynamique

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

$V_x = 855,807 \text{ KN}$

$V_y = 750,538 \text{ KN}$

$F_{tx} = F_{ty} = 0$

Tableau V.6 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R= 4

Niveau	Force Fx (KN)	Effort tranchant sens X	Force Fy (KN)	Effort tranchant sens Y
Terrasse	187,635	187,635	164,555	164,555
Etage 5	209,792	397,427	183,986	348,541
Etage 4	150,168	547,595	131,697	480,238
Etage 3	121,667	669,262	106,701	586,939
Etage 2	92,399	761,661	81,033	667,972
Etage1	62,467	824,128	54,784	722,756
RDC	31,678	855,807	27,782	750,538

V.5.4.2. Vérification du coefficient de comportement R= 4 :

On doit vérifier la condition du RPA :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 100\%$$

V_{global} : L'effort tranchant de la structure global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

➤ **Sens -x- :**

$V_{x \text{ global}} = 855,807 \text{ KN}$

$V_{x \text{ voiles}} = 610,214 \text{ KN}$

$\frac{610,214}{855,807} = 71,30 < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Chapitre V : Etude dynamique

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y \text{ global}} = 750,538 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ voiles}} = 613,345 \text{ KN}$$

$$\frac{613,345}{750,538} = 81,72 < 100\% \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.5.5.Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

V.5.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces à la base **F** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (**RPA99 version 2003 Article. 4.3.6**)

Tableau V.7 : Vérification de la résultante des forces.

Sens	V _(statique) (KN)	0,8 V _(statique) (KN)	V _(dynamique) (KN)	V _(dynamique) > 0,8V _(statique)
-x-	855,806	684,645	880,435	CV
-y-	750,538	600,430	906,721	CV

V.5.5.2.Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

La combinaison (G+Q±E) donne efforts normaux maximums.

Chapitre V : Etude dynamique

Donc : les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N _{d (max)} (MN)	u	< 0,30
Terrasse	0,35×0,35	0,2207	0,07201	CV
Etage 5	0,35×0,35	0,3984	0,1301	CV
Etage 4	0,35×0,35	0,5781	0,1888	CV
Etage 3	0,40×0,40	0,7623	0,1906	CV
Etage 2	0,40×0,40	0,9475	0,2369	CV
Etage1	0,45×0,45	1,1620	0,2295	CV
RDC	0,45×0,45	1,3878	0,2741	CV

V.5.5.3.Vérification des déplacements :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R. \Delta_{(k)} < 0,01.he$$

Avec :

$\Delta_{(k)}$: le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » avec :

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)}$$

R : coefficient de comportement R= 4

he : hauteur d'étage

$\delta_{(k)}$: déplacement horizontale à chaque niveau K

$\delta_{(ek)}$: déplacement du au forces sismiques Fi

Chapitre V : Etude dynamique

D'après les résultats donnés par le SAP2000 :

Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des déplacements dans le sens -X-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(He) (cm)	Observation
Terrasse	0,78	3,12	0,28	3,06	CV
Etage 5	0,71	2,84	0,4	3,06	CV
Etage 4	0,61	2,44	0,52	3,06	CV
Etage 3	0,48	1,92	0,56	3,06	CV
Etage 2	0,34	1,36	0,6	3,06	CV
Etage1	0,19	0,76	0,52	3,06	CV
RDC	0,06	0,24	0,24	3,06	CV

Tableau V.10 : Vérification des déplacements dans le sens -Y-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(He) (cm)	Observation
Terrasse	0,68	2,72	0,36	3,06	CV
Etage 5	0,59	2,36	0,44	3,06	CV
Etage 4	0,48	1,92	0,48	3,06	CV
Etage 3	0,36	1,44	0,48	3,06	CV
Etage 2	0,24	0,96	0,44	3,06	CV
Etage1	0,13	0,52	0,36	3,06	CV
RDC	0,04	0,16	0,16	3,06	CV

Chapitre V : Etude dynamique

V.5.5.4. Justification vis à vis de l'effet PΔ :

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé « effet PΔ ».

D'après l'article du RPA (5.9) :

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1»

h_k: hauteur de l'étage « k »

Tableau V.11 : Vérification du P-Delta dans le sens-X-

Niveau	h _(k) (cm)	P _(k) (KN)	Δ _(k) (cm)	V _(k) (KN)	θ _(k)	≤ 0,10
Terrasse	306	2354,540	0,280	187,635	0,011	CV
Etage 5	306	5425,870	0,400	397,427	0,018	CV
Etage 4	306	8064,010	0,520	547,595	0,025	CV
Etage 3	306	10735,790	0,560	669,262	0,029	CV
Etage 2	306	13441,210	0,600	761,661	0,035	CV
Etage1	306	16184,760	0,520	824,128	0,033	CV
RDC	306	18967,370	0,240	855,807	0,011	CV

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.12 : Vérification du P-Delta dans le sens-Y-

Niveau	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	$\leq 0,10$
Terrasse	306	2354,540	0,360	164,555	0,017	CV
Etage 5	306	5425,870	0,440	348,541	0,022	CV
Etage 4	306	8064,010	0,480	480,238	0,026	CV
Etage 3	306	10735,790	0,480	586,939	0,027	CV
Etage 2	306	13441,210	0,440	667,972	0,029	CV
Etage1	306	16184,760	0,360	722,756	0,026	CV
RDC	306	18967,370	0,160	750,538	0,013	CV

V.5.5.5. Justification de la largeur des joints sismiques :

Un joint sismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d_{(min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

(δ_1 ; δ_2) : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

A cause de manque des données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans le bloc adjacent.

On a : ($\delta_1 = 7,8 \text{ mm}$) et ($\delta_2 = 6,8 \text{ mm}$)

$$dx_{(min)} = 15 \text{ mm} + (7,8+7,8) \text{ mm} = 30,6\text{mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$dy_{(min)} = 15 \text{ mm} + (6,8+6,8) \text{ mm} = 28,6\text{mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc : on prend la largeur minimale exigée par RPA99 :

$$(d = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm})$$

Chapitre V : Etude dynamique

V.6. Bâtiment He = 2,72 m :

V.6.1. Analyse modale :

V.6.1.1. Estimation de la période totale :

Sens-x- :

$$D_x = 22,30 \text{ m}$$

$$h_N = 19,04 \text{ m}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{19,04}{\sqrt{22,30}} = 0,362 \text{ s}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 19,04^{3/4} = 0,455 \text{ s}$$

$$T_x = \min (T_x ; T) = 0,362 \text{ s}$$

Sens-y- :

$$D_y = 10,30 \text{ m}$$

$$h_N = 19,04 \text{ m}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{19,04}{\sqrt{10,30}} = 0,533 \text{ s}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 19,04^{3/4} = 0,455 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y ; T) = 0,455 \text{ s}$$

$$T = \max (T_x ; T_y)$$

$$T = 0,455 \text{ s}$$

V.6.1.2. Modèle initial :

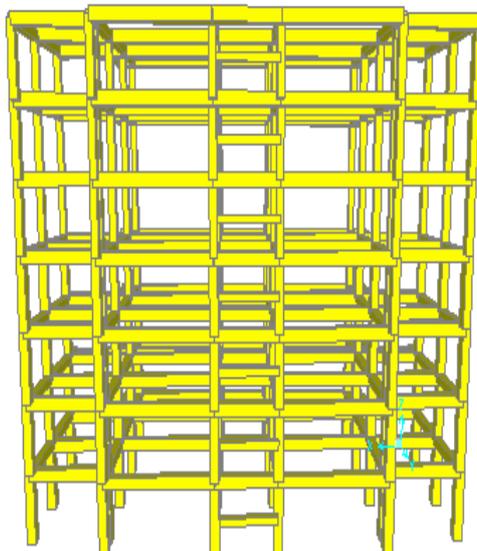


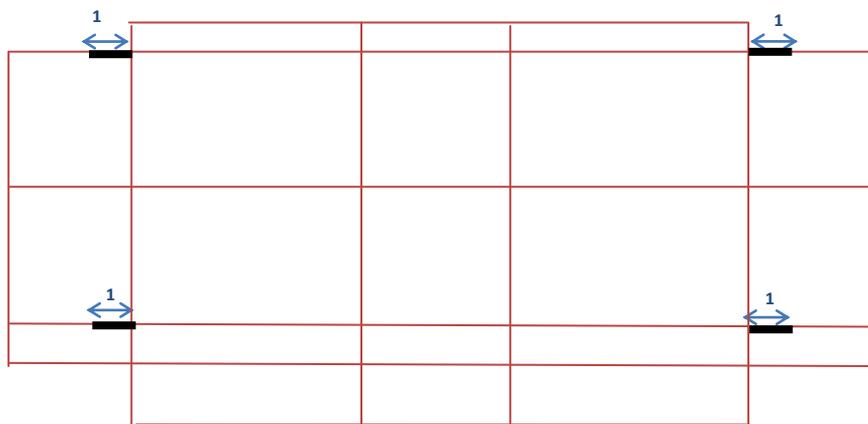
Figure V.4. Structure modélisée sur logiciel SAP2000.

Chapitre V : Etude dynamique

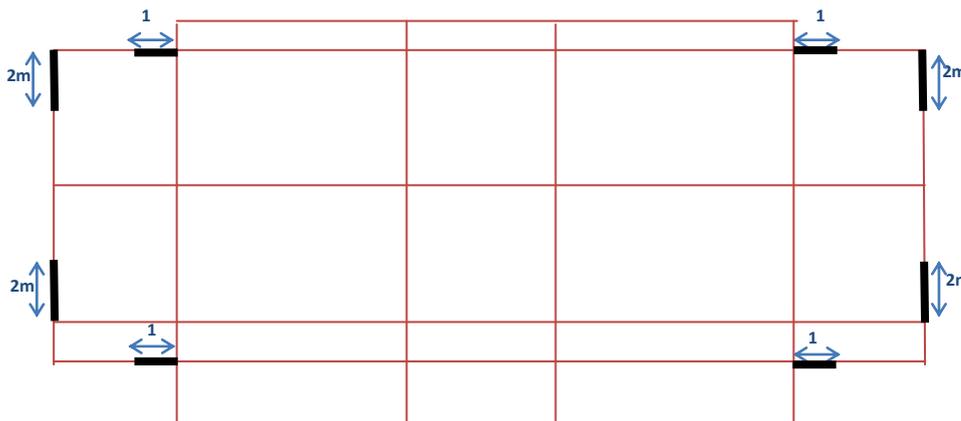
V.6.1.3. Disposition des voiles :

D'après le RPA99 version 2003 :

La période de la structure déterminée après la modélisation par logiciel SAP2000 doit être inférieure ou égale à $1,3T_e = 0,5915s$; c'est pour cela il faut rigidifier la structure en posant des voiles d'une manière symétrique suivant les deux directions en respectant le côté architecturale de la structure jusqu'à ce que notre condition soit vérifiée.



Variante 01 : $T=0,80181 s$



Variante 02 : $T=0,56613 s$

Chapitre V : Etude dynamique

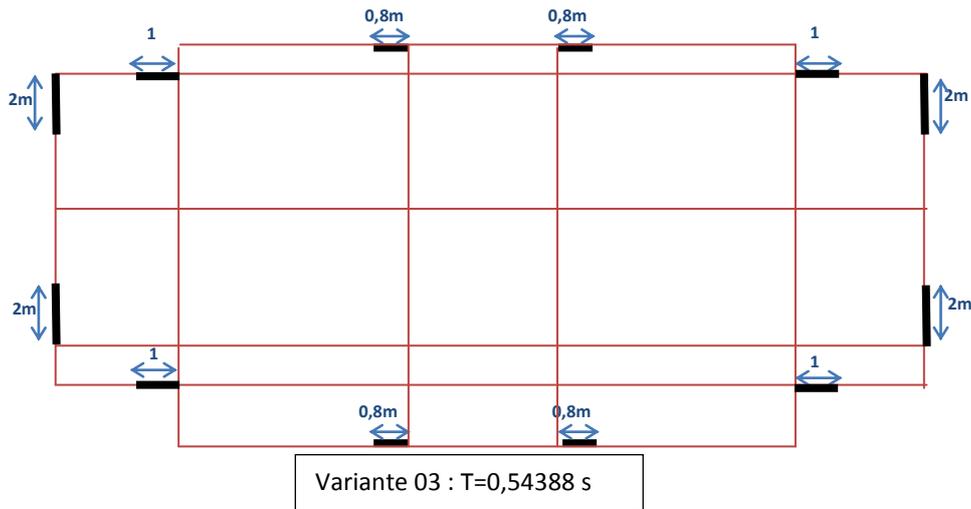


Tableau V.13 : Périodes et masses modales de la structure.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy(%)	SumUx(%)	SumUy(%)
1	0,5438	0,7582	0	0,75829	0
2	0,5068	0	0,7181	0,75829	0,71811
3	0,3538	0,0077	1,391E-20	0,766	0,71811
4	0,1726	0,1177	2,15E-18	0,88374	0,71811
5	0,1446	6,074E-17	0,1532	0,88374	0,87137
6	0,1023	0,00123	4,34E-16	0,88496	0,87137
7	0,0901	0,0473	6,07E-15	0,93229	0,87137
8	0,0718	1,942E-18	3,196E-07	0,93229	0,87137
9	0,0679	0,000039	1,404E-16	0,93233	0,87137
10	0,0787	0,0394	2,735E-15	0,97172	0,87137
11	0,1680	2,396E-15	0,06734	0,97172	0,93871
12	0,1067	6,014E-15	1,248E-16	0,97172	0,93871

$T_{analytique} = 0,54388 \text{ S}$

$1,3T_{empirique} = 0,5915 \text{ S}$

Donc : $1,3T_{empirique} \geq T_{analytique}$ **Condition vérifiée**

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')
- Le deuxième est une translation suivant l'axe (yy')
- Et le troisième mode de torsions.

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.2.Méthode statique équivalente :

V.6.2.1.Coefficient d'accélération A :

$A = 0,10$

V.6.2.2. Facteur d'amplification D :

On a:

$T_x = 0,362s$

$T_y = 0,455s$

$T_1 = 0,15s$

$\rightarrow T_2 < T < 3s$

$T_2 = 0,30s$

Suivant X :

$D_x = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$

$D_x = 1,941$

Suivant Y :

$D_y = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$

$D_y = 1,666$

V.6.2.3.Facteur de qualité Q :

Tableau V.14 : Valeurs de la pénalité Pq.

Critères « Q »	Pq	
	Sens-x-	Sens-y-
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05	0,05
Somme	0,20	0,20

$Q_x = Q_y = 1 + 0,2 = 1,2$

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.2.4.Coefficient de comportement R :

Pour notre structure ont choisi le système « mixte portiques/voiles avec interaction » et une hauteur totale de la structure h= 19,04 m donc : **R= 5**

V.6.2.5.Le poids de la structure W_T :

Tableau V.15 : Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment.

Niveau	Poids (KN)
Terrasse	2389,35
Etage 5	2659,22
Etage 4	2659,22
Etage 3	2689,12
Etage 2	2719,03
Etage1	2752,86
RDC	2787,74

$W_T = 18656,54 \text{ KN}$

V.6.2.6.Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V):

Sens-X- :

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W$$

$$V_X = \frac{0,10 \times 1,941 \times 1,2}{5} \times 18656,54$$

$V_X = 869,096 \text{ KN}$

Sens-Y- :

$$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W$$

$$V_Y = \frac{0,10 \times 1,666 \times 1,2}{5} \times 18656,54$$

$V_Y = 745,963 \text{ KN}$

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

V.6.3.1.Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant donné par RPA 99 version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur =10m/s²

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : Facteur de qualité.

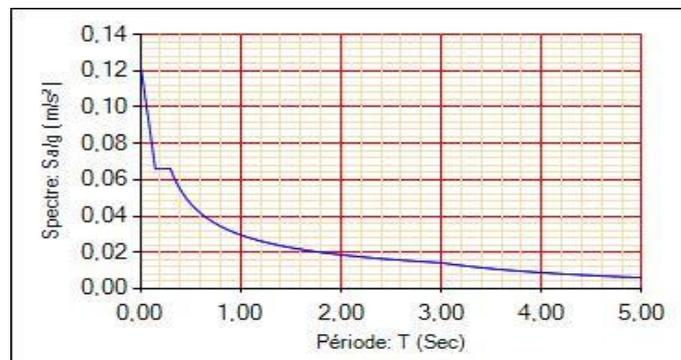


Figure V.5.Spectre de réponse R= 5.

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.4. Distribution de la résultante de la force sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \Sigma F_i$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0,07T.V & \text{si } T \leq 0,25V \\ F_t = 0 & \text{si } T > 0,25V \end{array} \right.$$

Donc:

$$F_{tx} = 0 \quad (T = 0,362s < 0,7 s)$$

$$F_{ty} = 0 \quad (T = 0,455s < 0,7 s)$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_j^n W_j h_j}$$

Les résultats des forces sismiques et les efforts tranchants à la base de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant en utilisant le programme MSE :

Tableau V.16 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour $R= 5$.

Niveau	Force Fx (KN)	Effort tranchant sens X	Force Fy (KN)	Effort tranchant sens Y
Terrasse	198,624	198,624	170,483	170,483
Etage 5	189,478	388,102	162,633	333,116
Etage 4	157,899	546,001	135,528	468,644
Etage 3	127,739	673,74	109,641	578,285
Etage 2	96,870	770,61	83,146	661,431
Etage1	65,383	835,993	56,120	717,551
RDC	33,102	869,095	28,412	745,963

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.4.1. Vérification du coefficient de comportement R=5 :

On doit vérifier la condition du RPA :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 75\%$$

V_{global} : L'effort tranchant de la structure global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x\ global} = 869,095\text{ KN}$$

$$V_{x\ voiles} = 611,806\text{KN}$$

$$\frac{611,806}{869,095} = 70,39\% < 75\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y\ global} = 745,963\text{KN}$$

$$V_{Y\ voiles} = 604,336\text{KN}$$

$$\frac{604,336}{745,963} = 81,01\% > 75\% \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc :

On change la valeur de R et on prend **R = 4** (portiques contreventés par des voiles)

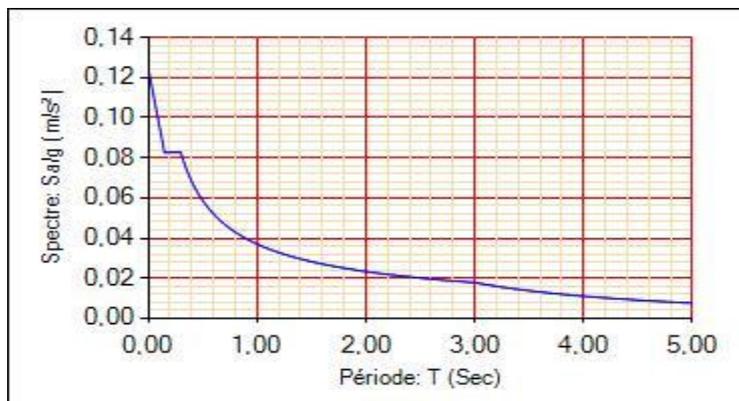


Figure V.6.Spectre de réponse R= 4.

Chapitre V : Etude dynamique

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

$V_x = 1086,37 \text{ KN}$

$V_y = 932,453 \text{ KN}$

$F_{tx} = 0$

$F_{ty} = 0$

Tableau V.17 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux pour R= 4.

Niveau	Force Fx (KN)	Effort tranchant sens X	Force Fy (KN)	Effort tranchant sens Y
Terrasse	248,280	248,280	213,104	213,104
Etage 5	236,848	485,128	203,291	416,395
Etage 4	197,373	682,501	169,409	585,804
Etage 3	159,674	842,175	137,051	722,855
Etage 2	121,087	963,262	103,932	826,787
Etage1	81,729	1044,991	70,150	896,937
RDC	41,378	1086,369	35,516	932,453

V.6.4.2. Vérification du coefficient de comportement R= 4 :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 100\%$$

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$V_{x \text{ global}} = 1086,37 \text{ KN}$

$V_{x \text{ voiles}} = 764,758 \text{ KN}$

$\frac{764,758}{1086,37} = 70,39\% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

➤ **Sens -y- :**

$V_{Y \text{ global}} = 932,453 \text{ KN}$

$V_{Y \text{ voiles}} = 755,419 \text{ KN}$

$\frac{755,419}{932,453} = 81,01\% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.5.Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

V.6.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :

Tableau V.18 : Vérification de la résultante des forces.

Sens	V _(statique) (KN)	0,8 V _(statique) (KN)	V _(dynamique) (KN)	V _(dynamique) >0,8V _(statique)
-x-	1086,37	869,096	863,663	CNV
-y-	932,453	745,962	1126,466	CV

Tant que la condition n'est pas vérifiée donc il faut vérifier ce rapport :

$$\frac{0,8 \times V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}} \approx 1,1$$

On :

$$\frac{0,8 \times 1086,37}{863,663} = 1 \approx 1,1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.5.2.Justification de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Donc : les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N _{d (max)} (MN)	v	< 0,30
Terrasse	0,35×0,35	0,2137	0,069	CV
Etage 5	0,35×0,35	0,3918	0,127	CV
Etage 4	0,35×0,35	0,5698	0,186	CV
Etage 3	0,40×0,40	0,7573	0,189	CV
Etage 2	0,40×0,40	0,9570	0,239	CV
Etage1	0,45×0,45	1,1694	0,231	CV
RDC	0,45×0,45	1,3928	0,275	CV

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.5.3.Vérification des déplacements :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

Tableau V.20 : Vérification des déplacements dans le sens -X-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	%(He) (cm)	Observation
Terrasse	0,74	2,96	0,280	2,72	CV
Etage 5	0,67	2,68	0,360	2,72	CV
Etage 4	0,58	2,32	0,480	2,72	CV
Etage 3	0,46	1,84	0,560	2,72	CV
Etage 2	0,32	1,28	0,560	2,72	CV
Etage1	0,18	0,72	0,472	2,72	CV
RDC	0,062	0,248	0,248	2,72	CV

Tableau V.21: Vérification des déplacements dans le sens -Y-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	%(He) (cm)	Observation
Terrasse	0,63	2,52	0,36	2,72	CV
Etage 5	0,54	2,16	0,36	2,72	CV
Etage 4	0,45	1,80	0,44	2,72	CV
Etage 3	0,34	1,36	0,48	2,72	CV
Etage 2	0,22	0,88	0,40	2,72	CV
Etage1	0,12	0,48	0,324	2,72	CV
RDC	0,039	0,156	0,156	2,72	CV

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.5.4. Justification vis à vis de l'effet PΔ :

D'après l'article du RPA (5.9) :

Les effets du 2° ordre (ou effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

Tableau V.22 : Vérification du P-Delta dans le sens-X-

Niveau	h _(k) (cm)	P _(k) (KN)	Δ _(k) (cm)	V _(k) (KN)	θ _(k)	≤ 0,10
Terrasse	272	2389,35	0,280	248,280	0,009	CV
Etage 5	272	5048,57	0,360	485,128	0,013	CV
Etage 4	272	7707,79	0,480	682,501	0,019	CV
Etage 3	272	10396,91	0,560	842,175	0,025	CV
Etage 2	272	13115,94	0,560	963,262	0,028	CV
Etage1	272	15868,80	0,472	1044,991	0,026	CV
RDC	272	18656,54	0,248	1086,369	0,015	CV

Tableau V.23 : Vérification du P-Delta dans le sens-Y-

Niveau	h _(k) (cm)	P _(k) (KN)	Δ _(k) (cm)	V _(k) (KN)	θ _(k)	≤ 0,10
Terrasse	272	2389,35	0,36	213,104	0,014	CV
Etage 5	272	5048,57	0,36	416,395	0,016	CV
Etage 4	272	7707,79	0,44	585,804	0,021	CV
Etage 3	272	10396,91	0,48	722,855	0,025	CV
Etage 2	272	13115,94	0,40	826,787	0,023	CV
Etage1	272	15868,80	0,324	896,937	0,021	CV
RDC	272	18656,54	0,156	932,453	0,011	CV

Chapitre V : Etude dynamique

V.6.5.5. Justification de la largeur des joints sismiques :

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d_{(\min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

On a : $(\delta_1 = 7,40 \text{ mm})$ et $(\delta_2 = 6,30 \text{ mm})$

$$dx_{(\min)} = 15 \text{ mm} + (7,40 + 7,40) \text{ mm} = 29,80 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$dy_{(\min)} = 15 \text{ mm} + (6,30 + 6,30) \text{ mm} = 27,60 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc : on prend la largeur minimale exigée par RPA99 :

$$(d = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm})$$

Chapitre 6 :

Étude des éléments structuraux

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1.Introduction :

Les éléments structuraux sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage, connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) En respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

VI.2.Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal.

VI.2.1.Combinaisons de calcul :

❖ Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

$$(ELU) \rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

$$(ELS) \rightarrow G + Q$$

❖ Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003 :

$$G + Q \pm Ex \qquad 0,8 G \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey \qquad 0,8 G \pm Ey$$

VI.2.2.Bâtiment He = 3,06m :

VI.2.2.1.Sollicitations dans les poteaux :

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} (N (\max) ; M (\text{correspondant})) \\ (M (\max); N (\text{correspondant})) \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont données par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales ($N_{max}, M_{correspondant}$) d'un bâtiment $H_e = 3,06m$.

Niveau	ELU		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		ELS	
	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
RDC	1387,838	9,618	1070,165	21,679	751,701	24,090	1011,905	6,983
Etage 1	1162,003	31,665	894,040	18,597	628,288	26,526	847,371	22,993
Etage 2	947,484	25,052	723,805	11,496	507,912	17,749	691,595	19,884
Etage 3	762,316	33,005	568,843	7,131	399,601	15,518	556,635	23,948
Etage 4	578,075	23,048	426,088	1,122	298,955	6,990	422,276	16,722
Etage 5	398,381	26,423	291,442	33,645	205,648	26,959	291,272	19,176
Terrasse	220,722	21,3074	163,575	24,871	118,704	19,017	161,759	15,398

Tableau VI.2 : Sollicitations maximales ($M_{max}, N_{correspondant}$) d'un bâtiment $H_e = 3,06m$.

Niveau	ELU		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		ELS	
	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)
RDC	26,851	1308,225	38,988	918,205	35,056	619,864	19,487	954,566
Etage 1	40,151	1117,08	71,573	791,835	61,468	536,958	29,137	815,143
Etage 2	29,431	930,851	52,451	655,303	46,378	232,088	21,356	679,345
Etage 3	35,365	729,79	58,151	511,835	52,972	151,802	25,694	532,223
Etage 4	26,224	538,362	38,366	382,493	33,143	88,333	19,051	392,823
Etage 5	29,657	125,784	36,909	252,248	30,059	69,634	21,774	92,353
Terrasse	28,232	43,749	29,878	132,331	23,311	30,125	20,477	32,116

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2.2.2.Ferraillages des poteaux :

On va prendre comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC et on fait le calcul en flexion composée car le poteau est sollicité par un effort normal « N » et un moment fléchissant « M ».

VI.2.2.2.1.Armatures longitudinales :

Le poteau le plus sollicité du RDC a ELU Avec (N (max); M (correspondant)) :

Tableau VI.3 : Les sollicitations de poteaux (N_{max}, M_{cor}).

Section (cm ²)	ELU	
	N _{max} (KN)	M correspondant(KN.m)
(45×45)	1387,838	9,618

(a = b = 0,45 m) ; (Fe = 400 MPa) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_s = 1,15) ; (γ_b = 1,5)

(f_{bc} = 14,17 MPa) ; (σ_{st} = 347,82 MPa) ; (d = 0,9×045 = 0,405 m) ;

(d' = 0,1×0,45 = 0,045 m) ; (μ_R = 0,392)

(N : Effort de compression, donc C sera posé au-dessus de G)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,618}{1387,838} = 6,93 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 6,93 \times 10^{-3} + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,187 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1387,838 \times 10^{-3} \times 0,187 = 0,259 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d-d') - M_a = 1387,838 \times 10^{-3} \times (0,405-0,045) - 0,259 = 0,24 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337-0,81 \times \frac{d'}{d}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = (0,337-0,81 \times \frac{0,045}{0,405}) \times 0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17 = 0,258 \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Domaine 2 est vérifié → La section est partiellement comprimée et C à l'intérieur

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,259}{0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,247 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,360$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,346$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times (\frac{\mu}{z} - N)$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,247}{0,346} - 1387,838 \times 10^{-3} \right) = -19,37 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < 0 \rightarrow$ Donc la section peut résister sans ferrailage.

Selon RPA v2003 :

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 0,007 \times 0,45 \times 0,45 = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \begin{cases} \text{Zone de courante :} & A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,45 \times 0,45 = 81 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone de recouvrement :} & A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,45 \times 0,45 = 121,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A_{st} choisie = 8T16 = 16,08 cm²

Le poteau le plus sollicité d'étage a G+ Q± E Avec (**M (max); N (correspondant)**) :

Tableau VI.4 : Les sollicitations de poteaux (M_{max} , N_{cor}).

Section (cm ²)	ELU	
	M_{max} (KN.m)	$N_{correspondant}$ (KN)
(45×45)	71,573	791,835

(a = b = 0,45 m) ; (Fe = 400 MPa) ; ($f_{c28} = 25$ MPa) ; ($\gamma_s = 1,15$) ; ($\gamma_b = 1,5$)

($f_{bc} = 14,17$ MPa) ; ($\sigma_{st} = 347,82$ MPa) ; ($d = 0,9 \times 0,45 = 0,405$ m) ;

($d' = 0,1 \times 0,45 = 0,045$ m) ; ($\mu_R = 0,392$)

(N : Effort de compression, donc C sera posé au-dessus de G)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{71,573}{791,835} = 0,090 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,090 + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,27 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 791,835 \times 10^{-3} \times 0,27 = 0,213 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 791,835 \times 10^{-3} \times (0,405 - 0,045) - 0,213 = 0,072 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,045}{0,405}) \times 0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17 = 0,258 \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Domaine 2 est vérifié → La section est partiellement comprimée et C à l'intérieur.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{0,213}{0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,203 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,286$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,358$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{\mu}{z} - N \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,203}{0,358} - 791,835 \times 10^{-3} \right) = -6,46 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < 0 \rightarrow$ Donc la section peut résister sans ferrailage.

Selon RPA v2003 :

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 0,007 \times 0,45 \times 0,45 = 14,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \begin{cases} \text{Zone de courante :} & A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,45 \times 0,45 = 81 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone de recouvrement:} & A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,45 \times 0,45 = 121,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A_{st} choisie = 8T16 = 16,08 cm²

On a : $A_{st}(N_{corre}; M_{max}) < 0$ et $A_{st}(M_{max}; N_{corre}) < 0$ donc on ferraille avec A_{min}

Tableau VI.5 : Ferrailage longitudinal des poteaux (bâtiment He = 3,06m).

Niveau	Poteau (cm ²)	A calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone Courante	A _{max} (cm ²) Zone Recouvrement	Ferrailage Longitudinal	
						Choix	Section (cm ²)
RDC	(45×45)	-19,37	14,17	81	121,5	8T16	16,08
Etage 1	(45×45)	-13,71	14,17	81	121,5	8T16	16,08
Etage 2	(40×40)	-10,84	11,2	64	96	8T14	12,32
Etage 3	(40×40)	-7,85	11,2	64	96	8T14	12,32
Etage 4	(35×35)	-5,83	8,757	49	73,5	8T12	9,03
Etage 5	(35×35)	-3,19	8,757	49	73,5	8T12	9,03
Terrasse	(35×35)	-1,30	8,757	49	73,5	8T12	9,03

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

❖ **Recouvrement :**

D'après le **RPA99 V2003**; La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone I}$$

Tableau VI.6 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

	RPA99/V2003	L _r (choix)
∅ (max) (mm)	L _r (mm)	L _r (mm)
∅16	640	700
∅14	560	600
∅12	480	500

VI.2.2.2.2. Les armatures transversales :

➤ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaisons sismiques.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \quad (V : \text{Efforts tranchants maximum sous combinaison sismique})$$

$$\bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{(RPA 99 v 2003).}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau donné par la formule du RPA99 v 2003

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : La longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7l_0$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification :

Tableau VI.7 : Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes (bâtiment He = 3,06m).

Niveau	a = b (m)	V (KN)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
RDC	0,45	26,811	4,76	0,04	0,147	1	C.V
Etage 1	0,45	51,038	4,76	0,04	0,280	1	C.V
Etage 2	0,40	37,355	5,35	0,075	0,259	1,875	C.V
Etage 3	0,40	40,876	5,35	0,075	0,283	1,875	C.V
Etage 4	0,35	26,480	6,12	0,075	0,240	1,875	C.V
Etage 5	0,35	22,780	6,12	0,075	0,206	1,875	C.V
Terrasse	0,35	20,319	6,12	0,075	0,184	1,875	C.V

➤ **Choix des armatures transversales :**

D’après le RPA 99V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

- V_u : est l'effort tranchant.
- h_l : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.
- ρ : est un coefficient correcteur :

$\rho = 2,5$ si l’élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$ si l’élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

λ_g : L’élancement géométrique du poteau. ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$)

L_f : La longueur de flambement du poteau. ($L_f = 0,7 \times L_0$ (Pour étage multiple))

L_0 : La hauteur libre du poteau.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,45} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

(a ; b) : Les dimensions du poteau.

\emptyset_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'après BAEL91 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_1 \right)$$

\emptyset_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\emptyset_t \leq \min (1,28; 4,5 ; 1,2)$$

On prend : \emptyset_8

- **t** : est l'espacement des cadres dans la zone nodale.
- **t'** : l'espacement des cadres dans la zone courante.

❖ Calcul de l'espacement :

Zone nodale : (zone I)

$$t \leq \text{Min} (10\emptyset_1, 15\text{cm})$$

$$t \leq \text{Min} (10 \times 1,6, 15\text{cm})$$

$$\mathbf{t = 10cm}$$

Zone courante : (zone I)

$$t' \leq 15 \emptyset_1$$

$$t' \leq 24 \text{ cm}$$

$$\mathbf{t' = 20cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC:

($\lambda_g = 4,1677$); ($\rho_a = 3,75$); ($t = 0,10\text{m}$); ($V_u = 0,026811\text{MN}$); ($h = 0,45\text{ m}$)

On utilise des aciers à haute adhérence : ($f_e = 400\text{ MPa}$).

$$A_t = \frac{\rho \times t \times V_u}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,10 \times 0,02681}{0,45 \times 400} = 0,56\text{cm}^2$$

Tableau VI.8 : Ferrailage transversales des poteaux (bâtiment He = 3,06m).

Niveau	h (cm)	T _{max} (KN)	λ_g	ρ	t	A _t (cm ²)	Choix
RDC	45	26,811	4,76	3,75	10	0,56	4Ø8
Etage 1	45	51,038	4,76	3,75	10	1,04	4Ø8
Etage 2	40	37,355	5,35	2,50	10	0,58	4Ø8
Etage 3	40	40,876	5,35	2,50	10	0,63	4Ø8
Etage 4	35	26,480	6,12	2,50	10	0,709	4Ø8
Etage 5	35	22,780	6,12	2,50	10	0,610	4Ø8
Terrasse	35	20,319	6,12	2,50	10	0,544	4Ø8

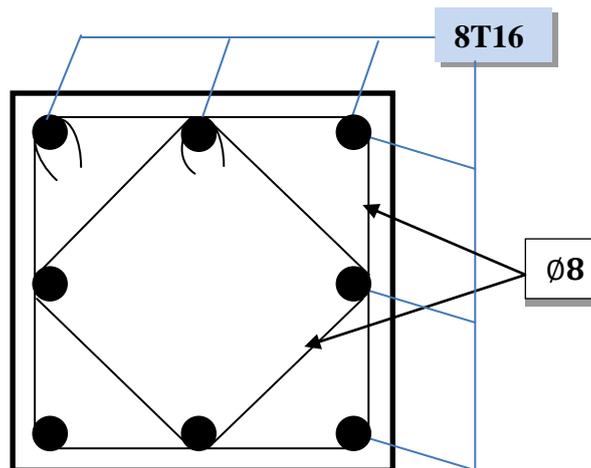


Figure VI.1. Ferrailage de Poteau 45x45m²

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2.3. Bâtiment He = 2,72m :

VI.2.3.1.Sollicitations dans les poteaux :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.9 : Sollicitations maximales ($N_{max}, M_{correspondant}$) d'un bâtiment He = 2,72m.

Niveau	ELU		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		ELS	
	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)
RDC	1392,863	9,7441	1081,652	27,137	760,992	29,574	1015,420	7,075
Etage 1	1169,474	32,258	906,019	24,073	637,759	32,127	852,705	23,427
Etage 2	957,069	25,501	735,694	15,644	517,120	21,979	697,970	18,524
Etage 3	757,395	33,416	576,271	11,012	576,271	11,013	552,547	24,279
Etage 4	569,866	24,331	423,806	2,659	297,735	8,543	416,173	17,658
Etage 5	391,404	27,171	286,652	3,109	201,792	3,816	286,090	19,712
Terrasse	213,707	30,721	158,247	33,493	114,384	26,107	156,558	22,351

Tableau VI.10 : Sollicitations maximales ($M_{max}, N_{correspondant}$) d'un bâtiment He = 2,72m.

Niveau	ELU		$G + Q \pm E$		$0,8G \pm E$		ELS	
	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)
RDC	27,728	1294,835	44,109	896,888	40,805	600,539	20,124	944,599
Etage 1	41,293	1105,860	78,573	774,076	68,191	520,904	29,968	806,786
Etage 2	30,528	921,310	50,686	285,515	50,700	225,111	22,154	672,240
Etage 3	36,300	737,875	63,945	523,032	63,945	523,032	26,343	538,500
Etage 4	27,169	552,465	42,112	390,831	36,704	77,398	19,746	403,153
Etage 5	29,485	365,837	39,167	262,362	33,188	40,763	21,425	267,281
Terrasse	37,794	187,116	40,597	136,256	31,948	98,604	27,559	137,186

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.2.3.2.Ferraillages des poteaux :

VI.2.3.2.1.Armatures longitudinales :

Le poteau le plus sollicité du RDC a ELU Avec (N (max); M (correspondant))

Tableau VI.11 : Les sollicitations des poteaux (N_{max}, M_{cor}).

ELU		
Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M correspondant(KN.m)
(45×45)	1392,863	9,7441

(a = b = 0,45 m) ; (Fe = 400 MPa) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_s = 1,15) ; (γ_b = 1,5)

(f_{bc} = 14,17 MPa) ; (σ_{st} = 347,82 MPa) ; (d = 0,9×0,45 = 0,405 m) ;

(d' = 0,1×0,45 = 0,045 m) ; (μ_R = 0,392)

(N : Effort de compression, donc C sera posé au-dessus de G)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,7441}{1392,863} = 6,996 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 6,996 \times 10^{-3} + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,187 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1392,863 \times 10^{-3} \times 0,187 = 0,260 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d-d') - M_a = 1392,863 \times 10^{-3} \times (0,405-0,045) - 0,26 = 0,24 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337-0,81 \times \frac{d'}{d}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = (0,337-0,81 \times \frac{0,045}{0,405}) \times 0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17 = 0,258 \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Domaine 2 est vérifié → La section est partiellement comprimée et C à l'intérieur :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,260}{0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,248 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,362$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,346$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times (\frac{\mu}{z} - N)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times (\frac{0,248}{0,346} - 1392,863 \times 10^{-3}) = -19,43 \text{ cm}^2$$

A_{st} < 0 → Donc la section peut résister sans ferrailage.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Selon RPA v2003 :

$$A_{\min} = 0,7\% \times b \times h = 0,007 \times 0,45 \times 0,45 = 14,171 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} \text{Zone de courante :} & A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,45 \times 0,45 = 81 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone de recouvrement:} & A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,45 \times 0,45 = 121,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

A_{st} choisie = 8T16 = 16,08 cm²

Le poteau le plus sollicité d'étage a G+ Q± E Avec (M (max); N (correspondant)) :

Tableau VI.12 : Les sollicitations de poteaux (M_{max}, N_{cor}).

Section (cm ²)	ELU	
	M _{max} (KN.m)	N _{correspondant} (KN)
(45×45)	78,573	774,076

(a = b = 0,45 m) ; (Fe = 400 MPa) ; (f_{c28} = 25 MPa) ; (γ_s = 1,15) ; (γ_b = 1,5)

(f_{bc} = 14,17 MPa) ; (σ_{st} = 347,82 MPa) ; (d = 0,9×0,45 = 0,405 m) ;

(d' = 0,1×0,45 = 0,045 m) ; (μ_R = 0,392)

(N : Effort de compression, donc C sera posé au-dessus de G)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78,573}{774,076} = 0,101 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,101 + \frac{0,45}{2} - 0,045 = 0,281 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 774,076 \times 10^{-3} \times 0,281 = 0,217 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 774,076 \times 10^{-3} \times (0,405 - 0,045) - 0,217 = 0,061 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,045}{0,405}) \times 0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17 = 0,258 \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Domaine 2 est vérifié → La section est partiellement comprimée et C à l'intérieur

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,217}{0,45 \times (0,405)^2 \times 14,17} = 0,207 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,293$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,357$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{\mu}{z} - N \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,207}{0,357} - 774,076 \times 10^{-3} \right) = - 5,58 \text{cm}^2$$

$A_{st} < 0 \rightarrow$ Donc la section peut résister sans ferrailage.

Selon RPA v2003 :

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 0,007 \times 0,45 \times 0,45 = 14,17 \text{cm}^2$$

$$A_{max} = \begin{cases} \text{Zone de courante :} & A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,45 \times 0,45 = 81 \text{cm}^2 \\ \text{Zone de recouvrement:} & A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,45 \times 0,45 = 121,5 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st} (N_{corre} ; M_{max}) < 0$ et $A_{st} (M_{max} ; N_{corre}) < 0$ donc on ferraille avec A_{min}

Tableau VI.13 : Ferrailage longitudinale des poteaux (bâtiment He = 2,72m).

Niveau	Poteau (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone Courante	A _{max} (cm ²) Zone Recouvrement	Ferrailage Longitudinal	
						Choix	Section (cm)
RDC	(45×45)	-19,43	14,17	81	121,5	8T16	16,08
Etage 1	(45×45)	-13,72	14,17	81	121,5	8T16	16,08
Etage 2	(40×40)	-10,89	11,2	64	96	8T14	12,32
Etage 3	(40×40)	-7,70	11,2	64	96	8T14	12,32
Etage 4	(35×35)	-5,58	8,575	49	73,5	8T12	9,03
Etage 5	(35×35)	-3,02	8,757	49	73,5	8T12	9,03
Terrasse	(35×35)	-0,22	8,757	49	73,5	8T12	9,03

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

❖ **Recouvrement :**

D’après le **RPA99 V2003**; La longueur minimale de recouvrement est :

$L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone I}$

Tableau VI.14 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d’acier.

	RPA99/V2003	L_r (choix)
∅ (max) (mm)	L_r (mm)	L_r (mm)
∅16	640	700
∅14	560	600
∅12	480	500

VI.2.3.2.2. Les armatures transversales :

➤ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification :

Tableau VI.15 : Vérifications de poteaux sous sollicitations tangentes (bâtiment He =2,72m).

Niveau	a = b (m)	V (KN)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	τ̄ (MPa)	observation
RDC	0,45	30,104	3,90	0,04	0,165	1	C.V
Etage 1	0,45	56,461	3,90	0,04	0,309	1	C.V
Etage 2	0,40	41,736	4,392	0,04	0,289	1,875	C.V
Etage 3	0,40	45,777	4,392	0,04	0,317	1,875	C.V
Etage 4	0,35	29,714	5,02	0,075	0,260	1,875	C.V
Etage 5	0,35	28,430	5,02	0,075	0,257	1,875	C.V
Terrasse	0,35	28,109	5,02	0,075	0,254	1,875	C.V

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

➤ Choix des armatures transversales :

D'après le RPA 99V2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$$L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow L_f = 2,142$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,45} = 4,76 < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

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

$$\phi_t \leq \min (1,28; 4,5 ; 1,2)$$

On prend : **Ø8**

❖ Calcul de l'espacement :

Zone nodale : (zone I)

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm})$$

$$t \leq \text{Min} (10 \times 1,6, 15\text{cm})$$

$$\mathbf{t = 10\text{cm}}$$

Zone courante : (zone I)

$$t' \leq 15 \phi_l$$

$$t' \leq 24 \text{ cm}$$

$$\mathbf{t' = 20\text{cm}}$$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC:

$$(\lambda_g = 4,1677); (\rho = 3,75); (t = 0,10\text{m}); (V_u = 0,030104\text{MN}); (h = 0,45 \text{ m})$$

On utilise des aciers à haute adhérence : ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$A_t = \frac{\rho \times t \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,10 \times 0,030104}{0,45 \times 400} = \mathbf{0,62\text{cm}^2}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.16 : Ferrailage transversales des poteaux (bâtiment He = 2,72 m).

Etage	h (cm)	T _{max} (KN)	λ _g	ρ	t	At (cm ²)	Choix
RDC	45	30,104	4,76	3,75	10	0,62	4Ø8
Etage 1	45	56,461	4,76	3,75	10	1,17	4Ø8
Etage 2	40	41,736	5,35	2,50	10	0,65	4Ø8
Etage 3	40	45,777	5,35	2,50	10	0,71	4Ø8
Etage 4	35	29,714	6,12	2,50	10	0,53	4Ø8
Etage 5	35	28,430	6,12	2,50	10	0,51	4Ø8
Terrasse	35	28,109	6,12	2,50	10	0,50	4Ø8

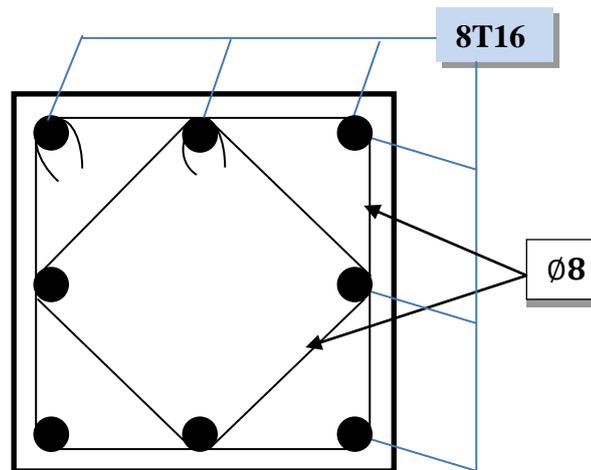


Figure VI.2. Ferrailage de Poteau 45x45m²

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, on distingue dans notre structure deux types des poutres :

- ✓ Poutres principales : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

Dans notre structure on a poutre principale (50×35) cm².

- ✓ Poutres secondaires : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Dans notre structure on a poutre secondaire (35×35) cm².

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et un effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93) et (B.A.E.L91).

VI.3.1. Combinaisons de calcul :

- ❖ Combinaisons fondamentales selon le (C.B.A.93) et (B.A.E.L 91) :

$$(ELU) \rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

$$(ELS) \rightarrow G + Q$$

- ❖ Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003 :

$$G + Q \pm Ex \quad 0,8 G \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey \quad 0,8 G \pm Ey$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.3.2.Bâtiment He = 3,06m:

VI.3.2.1. Moments fléchissants et efforts tranchants:

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.17 : Sollicitations maximales dans les poutres (bâtiment He = 3,06m).

Niveau	Section	ELU		G + Q ± E _x		0.8G ± E _x		ELS	
		Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
RDC	Pp (35×50)	108,20	63,57	102,67	58,340	82,91	59,943	78,58	46,56
Etages courants		105,75	72,27	106,68	71,55	98,74	73,32	76,81	52,49
Terrasse		38,77	24,19	35,16	18,69	25,22	16,38	28,12	17,18
RDC	Ps (35×35)	48,10	21,09	40,17	18,77	31,52	18,02	35,41	15,61
Etages courants		62,87	33,04	60,22	29,53	47,14	26,06	56,78	21,40
Terrasse		37,86	27,43	36,06	26,15	27,67	19,11	27,62	19,89

VI.3.2.2.Ferraillages des poutres : (flexion simple)

Le cas étudié est le cas le plus défavorable

VI.3.2.2.1.Poutres principales :

- **Ferraillage longitudinal :**

➤ **En Travée :**

ELU:

$$M_{max} = 63,57 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,16 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,06357}{(0,35) \cdot (0,45)^2 \cdot (14,16)} = 0,063$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,081 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,435m \end{cases}$$

$$\alpha = 0,081$$

$$z = 0,435m$$

$$\sigma_{st} = f_e/y_s = 400/1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,06357}{347,82(0,435)}$$

$$A_{st} = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,75 ; 1,90) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,90 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

ELS:

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 46,56 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$17,5 x^2 - 92,4 (45 - x) = 0$$

$$17,5X^2 + 92,4X - 4158 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 547,355$$

$$X = 12,99 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 12,99^3}{3} + 15 \times 6,16(45 - 12,99)^2$$

$$I = 120249,30 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x.M_s}{I} = \frac{12,99 \times 10^{-2} \times 46,56 \times 10^{-3}}{120249,30 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 5,02 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 185,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **En Appui :**

$$M_{\max} = 108,20 \text{ KN.m}$$

$$B = 0,35 \text{ m} ; d = 0,45 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,10820}{(0,35) \cdot (0,45)^2 \cdot (14,16)} = 0,107$$

$$\mu = 0,107 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,141 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,424 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,141$$

$$z = 0,424 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,10820}{347,82(0,424)}$$

$$A_{st} = 7,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T14 + 2T12 = 11,50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,75 ; 1,90) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,90 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée

❖ ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 78,58 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$17,5 x^2 - 172,5 (45 - x) = 0$$

$$17,5X^2 + 172,5X - 7762,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 757,05$$

$$X = 16,70 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 16,70^3}{3} + 15 \times 11,5 (45 - 16,70)^2$$

$$I = 192490,59 \text{ cm}^4$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_S}{I} = \frac{16,70 \times 10^{-2} \times 78,58 \times 10^{-3}}{192490,59 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,81 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_S \cdot (d-x)}{I} = 173,29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% \text{ b.h} = 0.5\% \times 35 \times 50$$

$$A_{\min} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 8,75 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ calc}} = 6,16 + 11,50 = 17,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot \text{b.h} & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot \text{b.h} & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 70 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 105 \text{ cm}^2$$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

- **Calcul de la longueur de recouvrement :**

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone I est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1,4 \times h = 70 \text{ cm}$

Donc on prend: $l_r = 75 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{120,769 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 0,766 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{adm}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{50}{580} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,086 > 0,062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec : L c'est la longueur maximale de la poutre ($L_{max} = 5,80 \text{ m}$)

**En travée :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,16}{35 \times 45} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0039 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

**En appui :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{11,50}{35 \times 45} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0073 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

- **Ferrailage transversal :**

$$\emptyset t \leq \text{Min} (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 50/35 ; 35/10)$$

$$\emptyset t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend: $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\emptyset_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (50/4 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq 12,5\text{cm}$$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$St' \leq h/2 = 50/2$$

$$St' \leq 25\text{cm}$$

On prend: $St' = 20 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

• **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{ij}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

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

On prend $L_s = 42,32 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$R = 5,5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots\dots\dots$ (Règle CBA)

$$L_2 = 423,2 - 1,87 \times (10 \times 12) - 2,19 \times (5,5 \times 12)$$

$$L_2 = \mathbf{54,26 \text{ mm}}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 54,26 + 5,5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$L = \mathbf{126,26 \text{ mm}}$$

On prend: $L = 13 \text{ cm}$

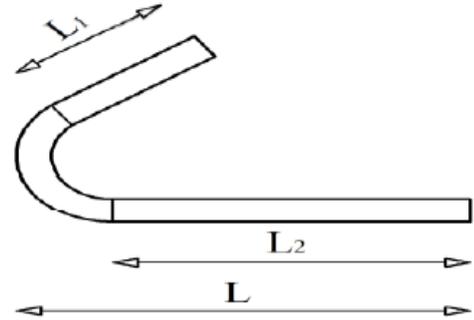


Figure VI.3.L'ancrage des armatures

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

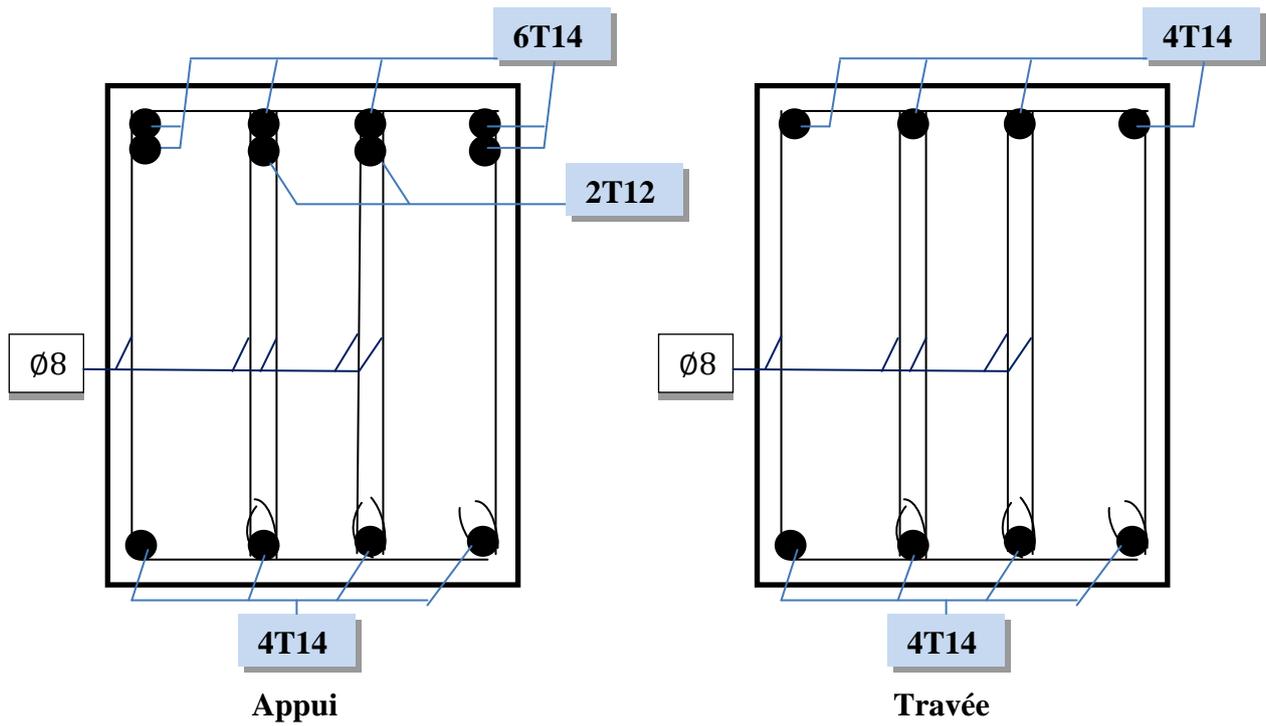


Figure VI.4.Ferrailage de la poutre principale de RDC He = 3,06m

Tableau VI.18 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.

Niveau		Section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} Zone courante (cm ²)	A_{max} Zone nodale (cm ²)	Choix	Section choisie (cm ²)
RDC	Travée	35x50	4,20	8,75	70	105	4T14	6,16
	Appui		7,33				6T14+2T12	11,50
Etages courants	Travée		4,87	8,75	70	105	6T12	6,79
	Appui		7,22				2T14+6T12	9,87
Terrasse	Travée		1,56	8,75	70	105	4T12	4,52
	Appui		2,53				4T12	4,52

Tableau VI.19 : Ferrailage transversal des poutres principales.

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	Ø8	10	20
Etages courants	Ø8	10	20
Terrasse	Ø8	10	20

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.3.2.2.2. Poutre secondaire :

- Ferrailage longitudinal :

➤ En Travée :

ELU:

$$M_{\max} = 33,044 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,033044}{(0,35) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,16)} = 0,228$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,328 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,273 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,328$$

$$z = 0,273 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,033044}{347,82(0,273)}$$

$$A_{st} = 3,47 \text{ cm}^2$$

A_{st} choisie = 4T12 = 4,52 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,225 ; 1,331) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,331 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

ELS:

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 21,40 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$17,5 x^2 - 67,8 (31,5 - x) = 0$$

$$17,5 X^2 + 67,8X - 2135,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 392,55$$

$$X = 9,27 \text{cm}$$

• Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 9,27^3}{3} + 15 \times 4,52 (31,5 - 9,27)^2$$

$$I = 42798,56 \text{cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_s}{I} = \frac{9,27 \times 10^{-2} \times 21,40 \times 10^{-3}}{42798,56 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,63 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 166,730 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

➤ En Appui :

$$M_{\max} = 62,87 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; d = 0,315 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,06287}{(0,35) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,16)} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,170 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,293 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,170$$

$$z = 0,293 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,06287}{347,82(0,293)}$$

$$A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,225 ; 1,331) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,331 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

❖ ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 37,67 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$17,5 x^2 - 101,85(31,5 - x) = 0$$

$$17,5 X^2 + 101,85X - 3208,275 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 484,71$$

$$X = 10,93 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 10,93^3}{3} + 15 \times 6,79(31,5 - 10,93)^2$$

$$I = 58329,03 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_s}{I} = \frac{10,93 \times 10^{-2} \times 37,67 \times 10^{-3}}{58329,03 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 7,05 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 199,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Vérification des conditions du RPA :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h = 0,5\% \times 35 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ calc}} = 4,52 + 6,79 = 11,31 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

En zone courante : $A_{\max} = 49 \text{ cm}^2$

En Zone nodale : $A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

- **Calcul de la longueur de recouvrement :**

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone I est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1,4 \times h = 49 \text{ cm}$

Donc on prend $l_r = 50 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{73,081 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,662 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{360} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,097 > 0,062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec : L c'est la longueur maximale de la poutre ($L_{\max} = 3,60 \text{ m}$)

**En travée :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{35 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0040 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

**En appui :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{35 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0061 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

• **Ferrailage transversal :**

$$\phi t \leq \text{Min} (\phi_i ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 35/35 ; 35/10)$$

$$\phi t \leq 1\text{cm}$$

On prend $\phi t = 8 \text{ mm}$

• **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4; 12\phi_i; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (35/4; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 8,75\text{cm}$$

On prend: $St = 7 \text{ cm}$

Zone courante:

$$St' \leq h/2 = 35/2$$

$$St' \leq 17,5\text{cm}$$

On prend: $St' = 15 \text{ cm}$

• **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{ij}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

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

On prend $L_s = 42,32 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$R = 5,5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots$ (Règle CBA)

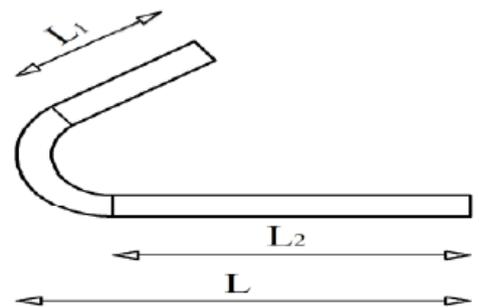


Figure VI.5.L'ancrage des armatures.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$L_2 = 423,2 - 1,87 \times (10 \times 12) - 2,19 \times (5,5 \times 12)$$

$$L_2 = 54,26 \text{ mm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\varnothing}{2}$$

$$L = 54,26 + 5,5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$L = 126,26 \text{ mm}$$

On prend $L = 13\text{cm}$

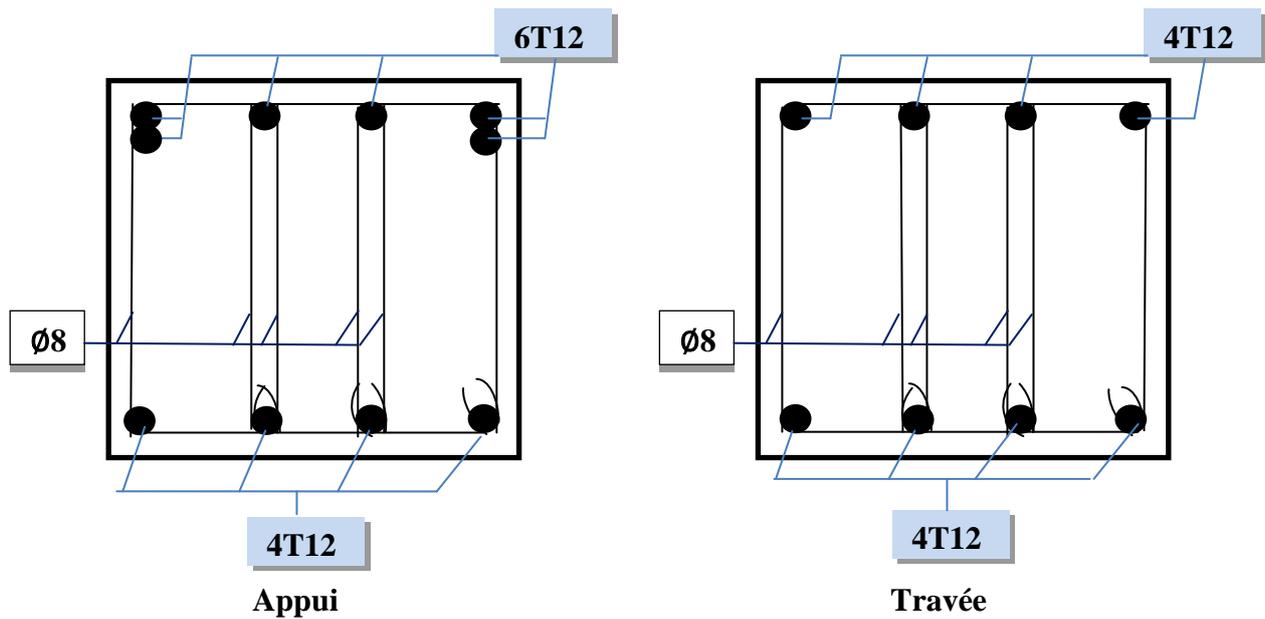


Figure VI.6. Ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant $H_e = 3,06\text{m}$

Tableau VI.20 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau		Section	A_{cal} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} Zone courante (cm^2)	A_{max} Zone nodale (cm^2)	Choix	Section choisie (cm^2)
RDC	Travée	35x35	1,97	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		4,63				6T12	6,79
Etages courants	Travée		3,47	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		6,16				6T12	6,79
Terrasse	Travée		2,58	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		3,60				4T14	6,16

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.21 : Ferrailage transversal des poutres secondaires.

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	$\phi 8$	7	15
Etages courants	$\phi 8$	7	15
Terrasse	$\phi 8$	7	15

VI.3.3.Bâtiment He = 2,72m :

VI.3.3.1.Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.22 : Sollicitations maximales dans les Poutres (bâtiment He = 2,72m).

Niveau	Section	ELU		G + Q ± E _x		0.8G ± E _x		ELS	
		Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
RDC	Pp (35×50)	108,44	63,04	105,44	64,45	87,57	65,93	78,75	45,78
Etages courants		106,10	70,44	110,83	81,38	105,38	79,83	77,05	51,158
Terrasse		97,53	78,41	81,70	57,64	60,51	40,76	71,28	57,33
RDC	Ps (35×35)	44,84	20,92	38,10	20,41	29,92	19,68	33,00	15,08
Etages courants		48,28	29,39	49,60	34,30	38,62	27,53	35,05	20,33
Terrasse		37,12	26,80	36,58	26,63	28,50	19,89	27,08	19,45

VI.3.3.2.Ferrailages des poutres :

Le cas étudié est le cas le plus défavorable

VI.3.3.2.1.Poutre principale :

➤ En Travée

ELU:

$$M_{max} = 81,38KN .m$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14 ,16MPa$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{bd^2 fbc} = \frac{0,08138}{(0,35) \cdot (0,45)^2 \cdot (14,16)} = 0,081$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,105 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,431m \end{cases}$$

$$\alpha = 0,105$$

$$z = 0,431m$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,08138}{347,82(0,431)}$$

$$A_{st} = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 4T14 + 4T12 = 10,68 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,75 ; 1,90) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,90 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

ELS:

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 75,33 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$17,5x^2 - 160,2(45-x) = 0$$

$$17,5X^2 + 160,20X - 7209 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 728,21$$

$$X = 16,22 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 16,22^3}{3} + 15 \times 10,68(45 - 16,22)^2$$

$$I = 182476,89 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{X.M_S}{I} = \frac{16,22 \times 10^{-2} \times 75,33 \times 10^{-3}}{182476,89 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,69 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n.M_S.(d-x)}{I} = 178,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ En Appui :

$$M_{\max} = 110,83 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; d = 0,45 \text{ m} ; h = 0,50 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,11083}{(0,35) \cdot (0,45)^2 \cdot (14,16)} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,146 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,423m \end{cases}$$

$$\alpha = 0,146 \quad z = 0,423m$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,11083}{347,82(0,423)}$$

$$A_{st} = 7,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 4T14 + 4T12 = 10,68 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,75 ; 1,90) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,90 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 78,76 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$17,5x^2 - 160,20(45 - x) = 0$$

$$17,5X^2 + 160,20X - 7209 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 728,21$$

$$X = 16,22 \text{ cm}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 16,22^3}{3} + 15 \times 10,68(45 - 16,22)^2$$

$$I = 182476,89 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{x.M_S}{I} = \frac{16,22 \times 10^{-2} \times 78,76 \times 10^{-3}}{182476,89 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 7 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_S \cdot (d-x)}{I} = 186,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 35 \times 50$$

$$A_{\min} = 8,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 8,75 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ calc}} = 10,68 + 10,68 = 21,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 70 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 105 \text{ cm}^2$$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

- **Calcul de la longueur de recouvrement :**

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone I est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1,4 \times h = 70 \text{ cm}$

Donc on prend $l_r = 75 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{99,10 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 0,629 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{adm}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{50}{580} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,086 > 0,062 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec : L c'est la longueur maximale de la poutre ($L_{max} = 5,80 \text{ m}$)

**En travée :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{10,68}{35 \times 45} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0067 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

**En appui :*

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{10,68}{35 \times 45} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0067 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

- **Ferraillage transversal :**

$$\emptyset t \leq \text{Min} (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 50/35 ; 35/10)$$

$$\emptyset t \leq 1, 2 \text{ cm}$$

On prend: $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\emptyset_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (50/4 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq 12,5\text{cm}$$

On prend: $St = 10 \text{ cm}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Zone courante :

$$St' \leq h/2 = 50/2$$

$$St' \leq 25\text{cm}$$

On prend: $St' = 20\text{ cm}$

• **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{ij}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835\text{ MPa}}$$

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

On prend $L_s = 42,32\text{cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$R = 5,5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12\text{ cm} = 120\text{ mm} \dots \dots \dots$ (Règle CBA)

$$L_2 = 423,2 - 1,87 \times (10 \times 12) - 2,19 \times (5,5 \times 12)$$

$$\mathbf{L_2 = 54,26\text{ mm}}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 54,26 + 5,5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$\mathbf{L = 126,26\text{ mm}}$$

On prend $\mathbf{L = 13\text{cm}}$

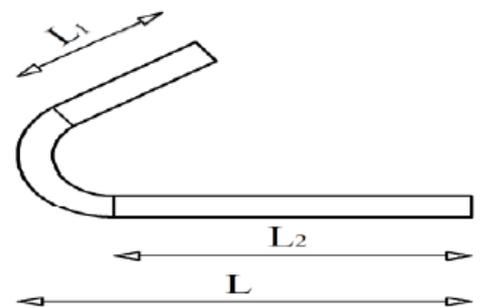


Figure VI.7.L'ancrage des armatures

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

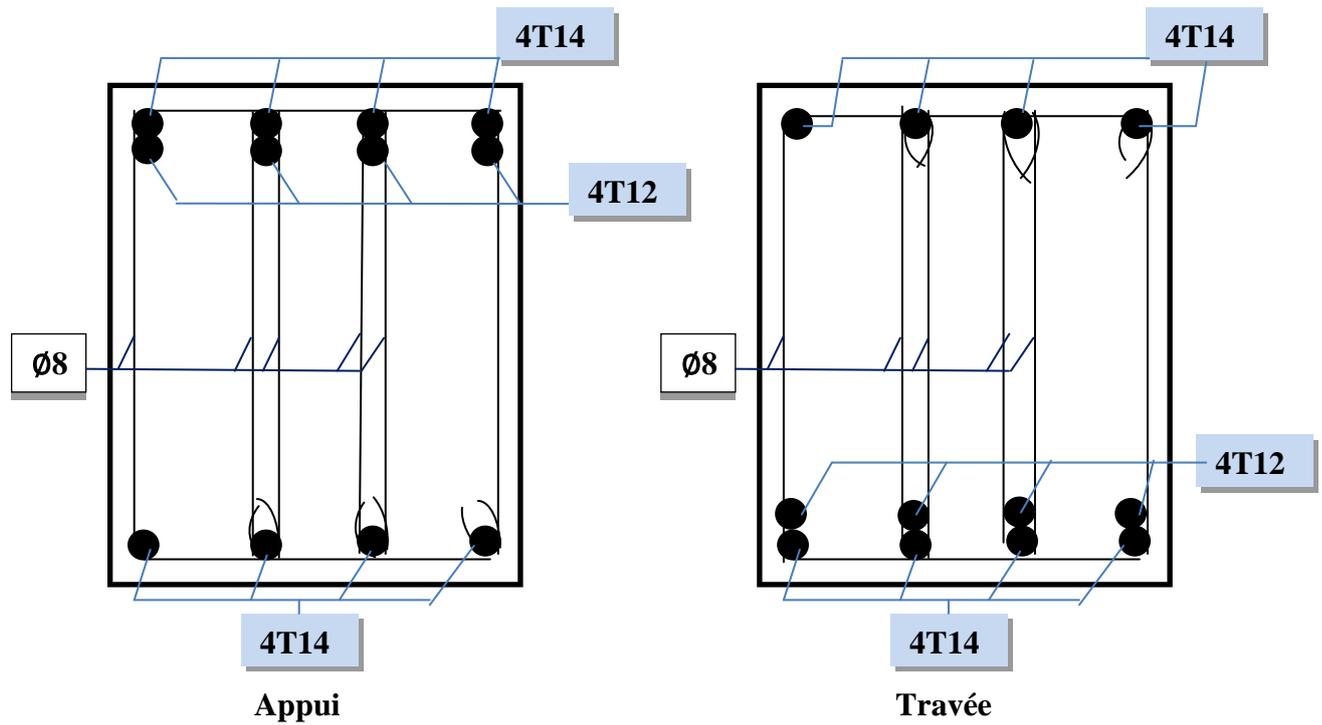


Figure VI.8. Ferrailage de la poutre principale de l'étage courant $H_e = 2,72m$

Tableau VI.23 : Ferrailage longitudinal des poutres principales.

Niveau		Section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} Zone courante (cm ²)	A_{max} Zone nodale (cm ²)	Choix	Section choisie (cm ²)
RDC	Travée	30×50	4,36	8,75	70	105	4T14	6,16
	Appui		7,35				4T14+4T12	10,68
Etages courants	Travée		5,42	8,75	70	105	4T14+4T12	10,68
	Appui		7,53				4T14+4T12	10,68
Terrasse	Travée		5,22	8,75	70	105	4T16	8,04
	Appui		6,57				6T14	9,24

Tableau VI.24 : Ferrailage transversal des poutres principales.

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	Ø8	10	20
Etages courants	Ø8	10	20
Terrasse	Ø8	10	20

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.3.3.2.2. Poutre secondaire :

➤ En Travée

ELU :

$$M_{\max} = 34,30 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,03430}{(0,35) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,16)} = 0,069$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,089 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,303 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,089$$

$$z = 0,303 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,03430}{347,82(0,303)}$$

$$A_{st} = 3,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,225 ; 1,33) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,33 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

ELS:

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 20,33 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$17,5x^2 - 67,8(31,5 - x) = 0$$

$$17,5X^2 + 67,8X - 2135,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 392,55$$

$$X = 9,27 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 9,27^3}{3} + 15 \times 4,52(31,5 - 9,27)^2$$

$$I = 34507,47 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{X \cdot M_s}{I} = \frac{9,27 \times 10^{-2} \times 20,33 \times 10^{-3}}{34507,47 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 5,46 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = 196,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

➤ En Appui :

$$M_{\max} = 49,60 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,35 \text{ m} ; d = 0,315 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,04960}{(0,35) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,16)} = 0,100$$

$$\mu = 0,100 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,131 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,298 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,131$$

$$z = 0,298 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,04960}{347,82(0,298)}$$

$$A_{st} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 35 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,225 ; 1,33) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} \geq 1,33 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

❖ ELS :

Ce type de poutre est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$A_{sc} = 0 \quad \text{simple armature}$$

$$M_{s \text{ Max}} = 35,05 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d-x) = 0$$

$$17,5x^2 - 101,85(31,5 - x) = 0$$

$$17,5X^2 + 101,85X - 3208,275 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 484,71$$

$$X = 10,93 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{35 \times 10,93^3}{3} + 15 \times 6,79(31,5 - 10,93)^2$$

$$I = 58329,03 \text{ cm}^4$$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{X M_s}{I} = \frac{10,93 \times 10^{-2} \times 35,05 \times 10^{-3}}{58329,03 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,56 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = 185,408 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.5\% \times 35 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A_{\min} = 6,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{st calc}} = 4,52 + 6,79 = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{Zone courante} \\ 6\% \cdot b \cdot h & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Zone nodale : } A_{\max} = 73,5 \text{ cm}^2$$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment

- **Calcul de la longueur de recouvrement :**

D'après RPA 99 version 2003 la longueur minimale de recouvrement en zone I est de $40\phi_1$

$$l_r \geq 40\phi_1 \rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Du RPA 99 v 2003 il est préférable que $l_r \geq 1,4 \times h = 49 \text{ cm}$

Donc on prend $l_r = 50 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{63,341 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,574 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 : $f \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{360} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,097 > 0,062 \quad \text{condition vérifiée}$$

Avec : L c'est la longueur maximale de la poutre ($L_{\max} = 3,60 \text{ m}$)

*En travée :

$$\frac{A_{\text{st}}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{35 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0040 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

*En appui :

$$\frac{A_{\text{st}}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{35 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0061 \leq 0,0105 \rightarrow \text{CV}$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

• **Ferrailage transversal :**

$$\phi t \leq \text{Min} (\phi_1 ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 35/35 ; 35/10)$$

$$\phi t \leq 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi t = 8 \text{ mm}$

• **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{min} (35/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 8,75 \text{ cm}$$

On prend: $St = 7 \text{ cm}$

Zone courante:

$$St' \leq h/2 = 35/2$$

$$St' \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend: $St' = 15 \text{ cm}$

• **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{ij}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

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

On prend $L_s = 42,32 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1,87$$

$$\beta = 2,19$$

$$R = 5,5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots$ (Règle CBA)

$$L_2 = 423,2 - 1,87 \times (10 \times 12) - 2,19 \times (5,5 \times 12)$$

$$\mathbf{L_2 = 54,26 \text{ mm}}$$

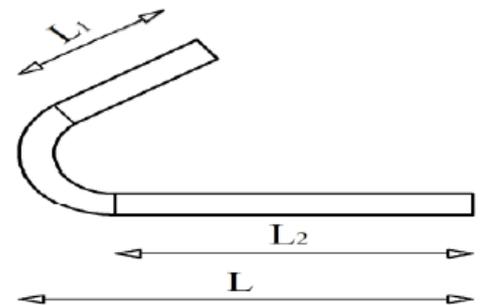


Figure VI.9.L'ancrage des armatures

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 54,26 + 5,5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$L = 126,26 \text{ mm}$$

On prend $L = 13\text{cm}$

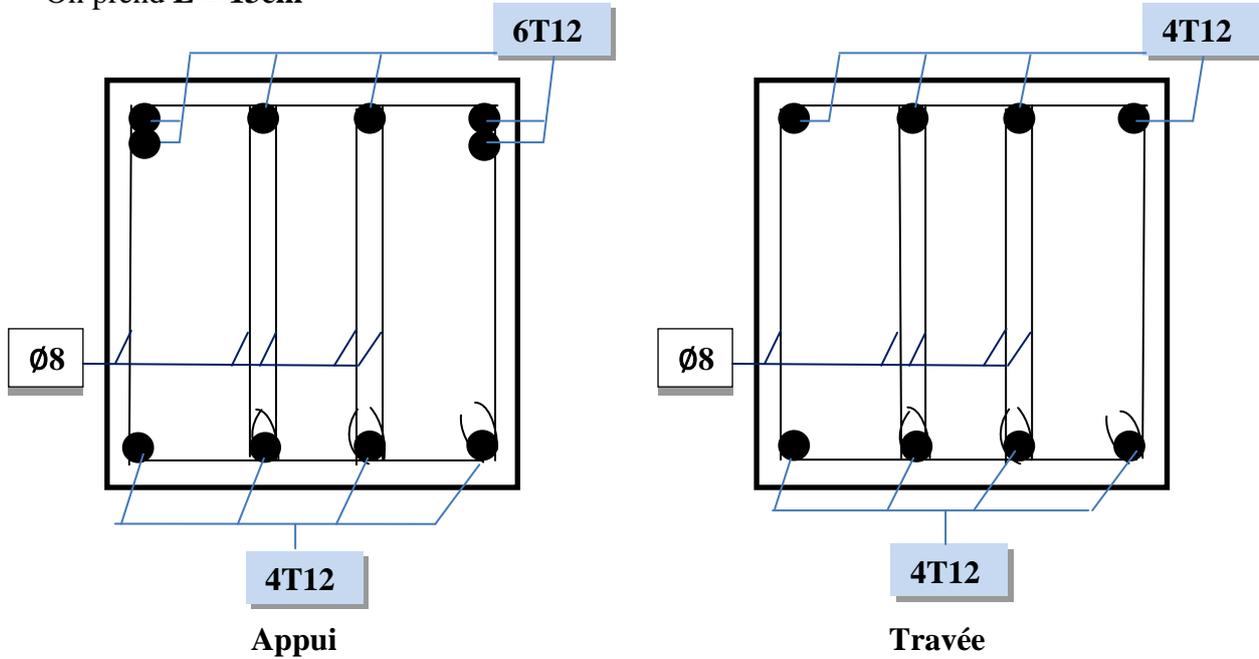


Figure VI.10. Ferrailage de la poutre secondaire de l'étage courant $H_e = 2,72\text{m}$

Tableau VI.25 : Ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau		Section	A_{cal} (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A_{max} Zone courante (cm^2)	A_{max} Zone nodale (cm^2)	Choix	Section choisie (cm^2)
RDC	Travée	35x35	1,95	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		4,30				6T12	6,79
Etages courants	Travée		3,25	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		4,78				6T12	6,79
Terrasse	Travée		2,52	6,125	49	73,5	4T12	4,52
	Appui		3,53				6T12	6,79

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.26 : Ferrailage transversal des poutres secondaires.

Niveau	ϕ_t (cm)	S_t (cm)	S'_t (cm)
RDC	$\phi 8$	7	15
Etages courants	$\phi 8$	7	15
Terrasse	$\phi 8$	7	15

VI.4.Les voiles :

Un voile de section rectangulaire est un élément de contreventement, encastré en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par ce logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93)

VI.4.1.Combinaisons de calcul :

❖ Combinaisons fondamentales :

Selon le (C.B.A.93) et (B.A.E.L 91) :

$$(ELU) \rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

$$(ELS) \rightarrow G + Q$$

❖ Combinaisons accidentelles :

Selon le RPA 99v2003 :

$$G + Q \pm Ex \quad 0,8 G \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey \quad 0,8 G \pm Ey$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.4.2.Bâtiment He = 3,06m :

VI.4.2.1.Détermination des sollicitations :

D’après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau VI.27 : Sollicitations des voiles (Bâtiment He = 3,06m).

		RDC	(1, 2,3) étages	(4, 5,6) étages
Voile (1) L=0,8m	N _{max} (KN)	754,973	487,543	304,654
	M _{cor} (KN.m)	114,4431	57,9201	43,3031
	M _{max} (KN.m)	163,2805	109,5269	43,3031
	N _{cor} (KN)	344,14	336,848	304,654
Voile (2) L=1m	N _{max} (KN)	1055,455	647,026	143,91
	M _{cor} (KN.m)	16,2538	21,9904	35,4295
	M _{max} (KN.m)	208,8935	70,5362	43,3294
	N _{cor} (KN)	274,895	318,956	109,94
Voile (3) L=2m	N _{max} (KN)	1036,037	668,646	173,862
	M _{cor} (KN.m)	1,836	7,0798	45,6675
	M _{max} (KN.m)	611,2779	149,59	45,6675
	N _{cor} (KN)	580,171	348,687	173,862

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.4.2.2.calcul du ferrailage :

○ Ferrailage vertical :

On va prendre comme exemple de calcul voile de RDC (L = 1m) :

$$N_{\max} = 1055,455 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 16,2538 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{1,055455}{0,2 \times 1} + \frac{0,0162538 \times \frac{1}{2}}{0,01666}$$

$$\sigma_1 = 5,765 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{1,055455}{0,2 \times 1} - \frac{0,0162538 \times \frac{1}{2}}{0,01666}$$

$$\sigma_2 = 4,789 \text{ MN/m}^2$$

On a $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$ Donc la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (Le ferrailage minimum).

Selon RPA 99 v 2003 :

$$A_{\min} = 0,15\% b.L$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisit}} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour la zone nodale de longueur $l = L/10 = 10 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la

$$\text{zone courante : } S'_t = \frac{S_t}{2} = 5 \text{ cm}$$

○ Ferrailage horizontal :

Selon RPA 99 v 2003

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,15\% b.a$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,25\% b.a$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4 V$$

L'effort tranchant maximum $V = 98,261 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 122,914 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1}$$

$$\tau_b = 0,764 > 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,25\% 100 \times 20$$

$$A_t \geq 5 \text{ cm}^2$$

On adopte un diamètre $D = 12 \text{ mm}$

Longueur de recouvrement:

Du RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 \emptyset Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset Pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.28 : Ferrailage de voiles (Bâtiment He = 3,06m).

Type	Ferrailage vertical			Ferrailage horizontal		
	A calculée (cm ²)	A choisie	S _t (cm)	A calculée (cm ²)	A choisie	S _t (cm)
Voile 1 L = 0,8m	2,4	6T12	20	15,3	15T12	20
Voile 2 L = 1m	3	7T12	20	15,3	15T12	20
Voile 3 L = 2m	6	14T12	20	15,3	15T12	20

VI.4.2.3.Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Tableau VI.29 : Vérification des contraintes tangentielles (Bâtiment He = 3,06m).

Niveaux	Voile (L= 0,8m)		Voile (L= 1m)		Voile (L= 2m)		Observation < $\bar{\tau}_b$
	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	
RDC	87,562	0,851	98,261	0,764	186,23	0,724	CV
(1, 2,3) étages	74,322	0,722	50,655	0,394	98,016	0,381	CV
(4, 5,6) étages	31,422	0,305	28,737	0,223	30,719	0,119	CV

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.4.3.Bâtiment He = 2,72m :

VI.4.3.1.Détermination des sollicitations :

Tableau VI.30 : Sollicitations des voiles (Bâtiment He = 2,72m).

		RDC	(1, 2,3) étages	(4, 5,6) étages
Voile (1) L=0,8m	N _{max} (KN)	755,024	593,273	129,128
	M _{cor} (KN.m)	1010,9801	69,8558	63,9659
	M _{max} (KN.m)	1010,9801	146,8939	64,0582
	N _{cor} (KN)	755,024	328,289	120,749
Voile (2) L=1m	N _{max} (KN)	999,734	602,285	142,819
	M _{cor} (KN.m)	15,4466	25,4812	54,2923
	M _{max} (KN.m)	236,416	76,1769	59,6098
	N _{cor} (KN)	209,472	298,6	109,818
Voile (3) L=2m	N _{max} (KN)	932,787	589,286	166,278
	M _{cor} (KN.m)	23,7874	9,4681	39,8862
	M _{max} (KN.m)	660,0519	187,4061	47,4942
	N _{cor} (KN)	531,56	186,654	35,549

VI.4.3.2.Calcul du ferrailage :

o Ferrailage vertical

On va prendre comme exemple de calcul voile de RDC (L = 1m) :

$$N_{max} = 999,734 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 15,4466 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,01666 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{0,999734}{0,2 \times 1} + \frac{0,0154466 \times \frac{1}{2}}{0,01666}$$

$$\sigma_1 = 5,4628 \text{ MN/m}^2$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{0,999734}{0,12 \times 1} - \frac{0,0154466 \times \frac{1}{2}}{0,01666}$$

$$\sigma_2 = 4,5345 \text{ MN/m}^2$$

On a $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$ Donc la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (Le ferrailage minimum).

Selon RPA 99 v 2003

$$A_{\min} = 0,15\% b. L$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisit}} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour la zone nodale de longueur $l = L/10 = 10 \text{ cm}$ l'espacement est la moitié de celui de la

$$\text{zone courante : } S'_t = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

○ Ferrailage horizontal :

Selon RPA 99 v 2003

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,15\% b. a$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,25\% b. a$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b. d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4 V$$

L'effort tranchant maximum $V = 122,194 \text{ KN}$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 122,914 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 1}$$

$$\tau_b = 0,956 > 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,25\% \cdot 100 \times 20$$

$$A_t \geq 5 \text{ cm}^2$$

On adopte un diamètre **D = 12mm**

Longueur de recouvrement:

Du RPA 99 v 2003 les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

40 \emptyset Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \emptyset Pour les barres situées dans la zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Tableau VI.31 : Ferrailage de voiles (Bâtiment He = 2,72).

Type	Ferrailage vertical			Ferrailage horizontal		
	A calculée (cm ²)	A choisie	S _t (cm)	A calculée (cm ²)	A choisie	S _t (cm)
Voile 1 L= 0,8m	2,4	6T12	20	13,6	13T12	20
Voile 2 L= 1m	3	7T12	20	13,6	13T12	20
Voile 3 L= 2 m	6	14T12	20	13,6	13T12	20

VI.4.3.3.Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après RPA 99 v 2003 il faut que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4 V$$

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.32 : Vérification des contraintes tangentielles (Bâtiment He = 2,72 m).

Niveaux	Voile (L = 0,8m)		Voile (L = 1m)		Voile (L = 2m)		Observation < $\bar{\tau}_b$
	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	
RDC	105,827	1,0289	122,194	0,956	214,466	0,834	CV
(1, 2,3) étages	101,299	0,985	62,16	0,482	131,807	0,512	CV
(4, 5,6) étages	54,967	0,534	45,33	0,352	33,594	0,131	CV

Chapitre 7 :

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Une fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles. Une semelle est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges c'est à dire la descente de charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

VII.2.Définitions des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol.

VII.3.Choix du type de fondation :

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de l'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.4.Type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol qui est égale à 2,50 bars. Il faut passer par un système de fondation superficielle, sur semelles isolées.

VII.5.Etude des semelles isolées :

VII.5.1.Bâtiment He = 3,06 m :

VII.5.1.1.Pré dimensionnement des semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte et lorsque les poteaux sont carrés par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées.

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et $a = b = 45 \text{ cm}$

Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$$

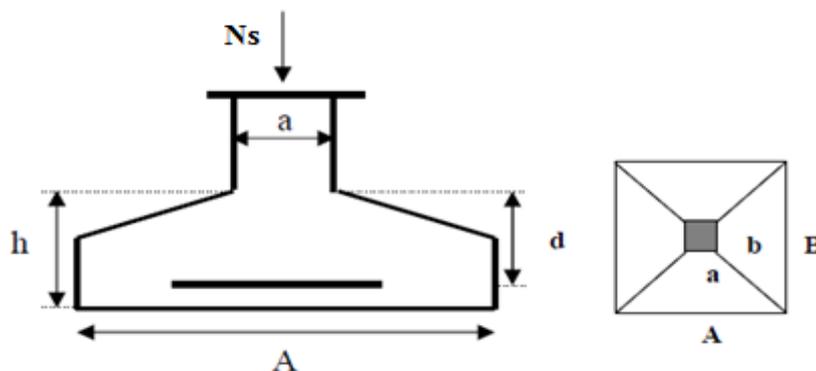


Figure VII.1.Dimensions de la semelle isolée

On va pré dimensionner par rapport au poteau le plus sollicité.

Avec :

Ns : Effort normal maximal à ELS $\Rightarrow N_s = 1,01190 \text{ MN}$

(a ; b) : Les dimensions du poteau $\Rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_{admissible}$: Contrainte admissible du sol $\Rightarrow \bar{\sigma}_{admissible} = 0,25 \text{ MPa}$

(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée $\Rightarrow (A = B)$ Semelle carrée

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les dimensions de la semelle isolée (A ; B) :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible} \Rightarrow \frac{1,01190}{A^2} \leq 0,25 \text{ MPa}$$

$$A^2 \geq \frac{1,01190}{0,25} \Rightarrow A \geq 2,011 \text{ m}$$

Donc : on prend semelle isolée de **(2,10 × 2,10) m²**

$$H = \max \left(\frac{A-a}{4} + 0,05 ; \frac{B-b}{4} + 0,05 \right)$$

$$h = 0,462 \text{ m}$$

On prend: h = 0,50m

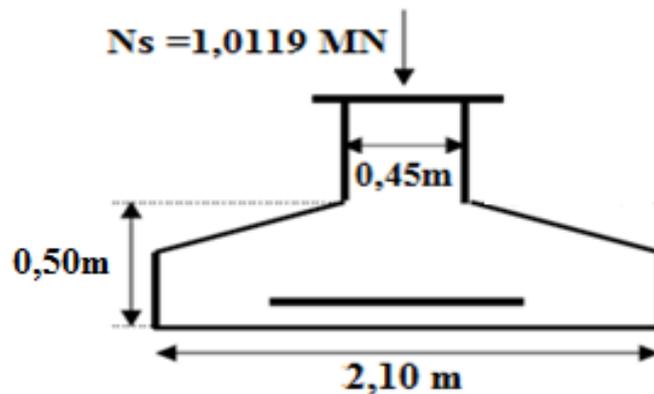


Figure VII.2.Semelle isolée

VII.5.1.2.Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

On adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure

$$S_{\text{Semelles}} = (A \times B) \times n = (2,10 \times 2,10) \times 24 = 105,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bâtiment}} = \text{longueur} \times \text{largeur} = 22,30 \times 10,30 = 229,69 \text{ m}^2$$

On remarque que : $S_{\text{Semelles}} < \frac{S_{\text{Batiment}}}{2}$

Donc : Le choix des semelles isolée convient

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.5.1.3.Vérification au poinçonnement :

$$N' = Nu \left[1 - \frac{(a+h) \times (b+h)}{A \times B} \right] = 1,387838 \left(1 - \frac{(0,45+0,5) \times (0,45+0,5)}{2,1 \times 2,1} \right)$$

$$N' = 1,103 \text{ MN}$$

$$N' \leq 0,045 \times [2((a+h) + (b+h))] \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$1,103 \text{ MN} \leq 1,425 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.1.4.Ferraillage des semelles isolées :

$$\sigma_{St(ELU)} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St(ELS)} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{St(ELU)}}{\sigma_{St(ELS)}} = \frac{347,82}{201,63} = 1,72$$

$$\frac{N_u}{N_s} = \frac{1,387838}{1,01190} = 1,37$$

$$\frac{\sigma_{St(ELU)}}{\sigma_{St(ELS)}} > \frac{N_u}{N_s} \Rightarrow \text{On ferraille avec l'ELS}$$

Suivant X :

$$A_x = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

$$d = h - e = 0,50 - 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

$$A_x = \frac{1,01190 \times (2,10 - 0,45)}{8 \times 0,45 \times 201,63}$$

$$A_x = 23 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Suivant Y:

$$A_y = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_y = 23 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ choisie} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{tj}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{B}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm} < L_s = 70,54 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.2. Bâtiment He = 2,72 m :

VII.5.2.1. Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et $a = b = 45 \text{ cm}$

Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible}$$

On va pré dimensionner par rapport au poteau le plus sollicité.

Avec :

N_s : Effort normal maximal à ELS $\Rightarrow N_s = 1,015420 \text{ MN}$

(a ; b) : Les dimensions du poteau $\Rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_{admissible}$: Contrainte admissible du sol $\Rightarrow \bar{\sigma}_{admissible} = 0,25 \text{ MPa}$

(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée $\Rightarrow (A = B)$ Semelle carrée

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Les dimensions de la semelle isolée (A ; B) :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{admissible} \Rightarrow \frac{1,015420}{A^2} \leq 0,25 \text{ MPa}$$

$$A^2 \geq \frac{1,015420}{0,25} \Rightarrow A \geq 2,015 \text{ m}$$

Donc : on prend semelle isolée de $(2,10 \times 2,10) \text{ m}^2$

$$H = \max \left(\frac{A-a}{4} + 0,05 ; \frac{B-b}{4} + 0,05 \right)$$

$$h = 0,462 \text{ m}$$

On prend: h = 0,50m

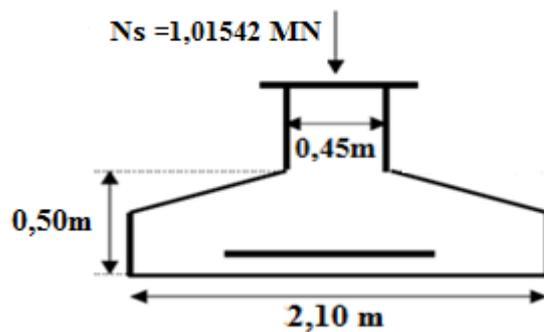


Figure VII.3.Semelle isolée

VII.5.2.2.Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

On adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure

$$S_{\text{Semelles}} = (A \times B) \times n = (2,10 \times 2,10) \times 24 = 105,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bâtiment}} = \text{longueur} \times \text{largeur} = 22,30 \times 10,30 = 229,69 \text{ m}^2$$

On remarque que : $S_{\text{Semelles}} < \frac{S_{\text{Bâtiment}}}{2}$

Donc : Le choix des semelles isolée convient

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.5.2.3.Vérification au poinçonnement :

$$N' = N_u \left[1 - \frac{(a+h) \times (b+h)}{A \times B} \right] = 1,392863 \left(1 - \frac{(0,45+0,5) \times (0,45+0,5)}{2,1 \times 2,1} \right)$$

$$N' = 1,107 \text{ MN}$$

$$N' \leq 0,045 \times [2((a+h) + (b+h))] \times \frac{h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$1,107 \text{ MN} \leq 1,425 \text{ MN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.2.4.Ferraillage des semelles isolées :

$$\sigma_{St(ELU)} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{St(ELS)} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{St(ELU)}}{\sigma_{St(ELS)}} = \frac{347,82}{201,63} = 1,72$$

$$\frac{N_u}{N_s} = \frac{1,392863}{1,015420} = 1,37$$

$$\frac{\sigma_{St(ELU)}}{\sigma_{St(ELS)}} > \frac{N_u}{N_s} \Rightarrow \text{On ferraillie avec l'ELS}$$

Suivant X :

$$A_x = \frac{N_s \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{St}}$$

$$d = h - e = 0,50 - 0,05 = 0,45 \text{ m}$$

$$A_x = \frac{1,015420 \times (2,10 - 0,45)}{8 \times 0,45 \times 201,63}$$

$$A_x = 23,08 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Suivant Y:

$$A_y = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_y = 23,08 \text{ cm}^2$$

$$A_y \text{ choisie} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec : $T_s = 0,6(\psi)^2 f_{tj}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{B}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm} < L_s = 70,54 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6. Etude de longrines :

VII.6.1. Bâtiment He = 3,06m :

VII.6.1.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f], d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés

$$N_u = 1392,863 \text{ KN}$$

$$N_s = 1011,90 \text{ KN}$$

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site

Zone I : S1 $\Rightarrow \alpha = 15$

$$F = \frac{1392,863}{15} = 92,52 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$F = \frac{1011,90}{15} = 67,46 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

D'après le RPA99V2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S1 : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

On choisit une section de $S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VII.6.1.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{0,09252}{347,82} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{0,06746}{347,82} = 1,93 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,3 \times 0,3 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4,725 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{st \text{ (ELU)}} ; A_{st \text{ (ELS)}} ; A_{st \min} ; A_{st \min \text{ (C.N.F)}})$$

$$A_{st} = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ choisie}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

VII.6.1.3. Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera :

$$A_t = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.6.1.4.Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003

$$St \leq \min (15\phi, 20\text{cm})$$

$$St \leq \min (15 \times 1,20, 20\text{cm})$$

$$St \leq 18 \text{ cm}$$

On prend: **St = 15 cm**

VII.6.2.Bâtiment He = 2,72m :

VII.6.2.1.Introduction :

Longrine permettre de résister à un effort de traction [f], d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec:

$$N_u = 1392,863\text{KN}$$

$$N_s = 1015,420\text{KN}$$

$$\text{Zone I: S1} \Rightarrow \alpha = 15$$

$$F = \frac{1392,863}{15} = 92,85 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$F = \frac{1015,42}{15} = 67,69 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour site S1 : (25×30) cm²

On choisit une section de S = (30×30) cm²

VII.6.2.2.Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st(ELU)} = \frac{0,09285}{347,82} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{st(ELS)} = \frac{0,06769}{347,82} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,3 \times 0,3 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4,725 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max (A_{st(ELU)} ; A_{st(ELS)} ; A_{st \min} ; A_{st \min} (C.N.F))$$

$$A_{st} = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ choisie} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

VII.6.2.3. Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera :

$$A_t = 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

VII.6.2.4. Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003

$$St \leq \min (15\emptyset, 20\text{cm})$$

$$St \leq \min (15 \times 1,20, 20\text{cm})$$

$$St \leq 18 \text{ cm}$$

On prend: **St = 15 cm**

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.7. Calcul de la semelle filante :

VII.7.1. Bâtiment He = 3,06 m :

VII.7.1.1. Semelle filante sous murs voile :

VII.7.1.1.1. Pré-dimensionnement :

$$N_S = 274,895 \text{ KN}$$

$$M_S = 11,522 \text{ KN.m}$$

Calcul de la résultante:

$$R = \sum N_i = 274,895 \text{ KN}$$

$$\frac{R}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

$$\frac{274,895 \times 10^{-3}}{1,2 \times B} \leq 0,25 \text{ MPa} \rightarrow B \geq \frac{274,895 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,25}$$

$$B \geq 0,91 \text{ m}$$

On prend: **B = 1m**

$$H \geq (B-b)/4 + 0,05 \rightarrow H \geq (1-0,2)/4 + 0,05 \rightarrow H \geq 0,25 \text{ m}$$

$$H = 0,30 \text{ m}$$

$$h = H - e \rightarrow h = 0,30 - 0,05$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{11,5227}{274,895}$$

$$e = 0,041 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})/4$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R}{L \times B} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\text{max}} = 219,45 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L \times B} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 182,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3 \times 219,45 + 182,11) / 4$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 210,115 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.1.1.2. Ferrailage des semelles sous murs voile :

Suivant X :

$$A_x = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times h \times \sigma_{\text{St}}}$$

$$A_x = \frac{274,895 \times 10^{-3} \times (1 - 0,2)}{8 \times 0,25 \times 347,82}$$

$$A_x = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Suivant Y :

$$A_y = \frac{A_x}{4}$$

$$A_y = \frac{5,65}{4}$$

$$A_y = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.7.2. Bâtiment He = 2,72 m :

VII.7.2.1. Semelle filante sous murs voile :

VII.7.2.1.1. Pré-dimensionnement :

$$N_S = 250,047 \text{ KN}$$

$$M_S = 10,9471 \text{ KN}$$

Calcul de la résultante:

$$R = \sum N_i = 250,047 \text{ KN}$$

$$\frac{R}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

$$\frac{250,047 \times 10^{-3}}{1,2 \times B} \leq 0,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{250,047 \times 10^{-3}}{0,25 \times 1,2}$$

$$B \geq 0,8 \text{ m}$$

On prend: **B = 1m**

$$H \geq (B-b)/4 + 0,05 \quad \rightarrow \quad H \geq (1-0,2)/4 + 0,05 \quad \rightarrow \quad H \geq 0,25 \text{ m}$$

$$H = 0,30 \text{ m}$$

$$h = H - e \quad \rightarrow \quad h = 0,30 - 0,05$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{10,9471}{250,047}$$

$$e = 0,043 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})/4$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{R}{L \times B} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\text{max}} = 253,17 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L \times B} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 198,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3 \times 253,17 + 198,74) / 4$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 239,56 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.2.1.2. Ferrailage des semelles sous murs voile :

Suivant X :

$$A_x = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times h \times \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{250,047 \times 10^{-3} \times (1 - 0,2)}{8 \times 0,25 \times 347,82}$$

$$A_x = 2,87 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Suivant Y :

$$A_y = \frac{A_x}{4}$$

$$A_y = \frac{5,65}{4}$$

$$A_y = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_x \text{ choisie} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Chapitre 8 :

Étude managériale et économique

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

VIII.1.Introduction :

Le succès de toute activité, qu'elle que soit, repose sur l'organisation, la gestion et le pilotage du projet dont elle est issue. La gestion du projet est une méthode structurée qui permet au groupe de projet d'être efficace et surtout d'anticiper. En effet, les projets, si ils sont mal maîtrisés peuvent induire surcharge de travail, conflits de pouvoir, temps perdu et même démotivation.

VIII.2.Le management de projet :

C'est un processus organisationnel d'utilisation des ressources, outils et techniques dans des activités de projet en vue d'atteindre objectifs et buts de l'entreprise.

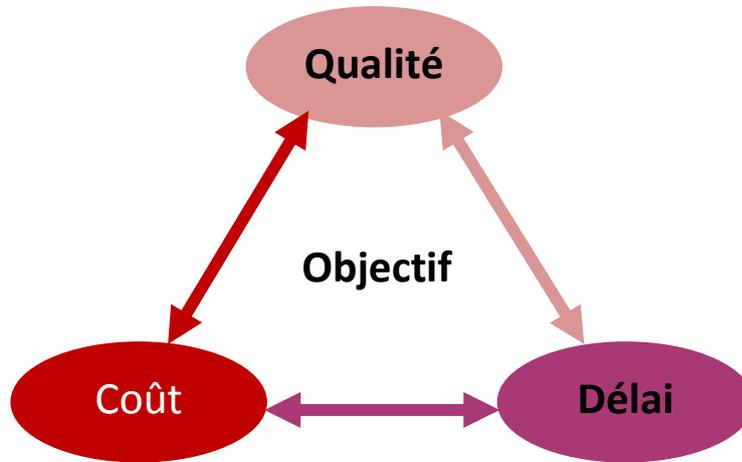
Rôle de gestionnaire de projet : Le manager c'est le chef du projet il est chargé du management du projet c'est-à-dire fixer les objectifs, la stratégie, les moyens et l'organisation ; Ainsi que coordonner les actions nécessaires à la réalisation du projet.

Le manager a donc un rôle très important car il est le lien principal entre la direction et les différents collaborateurs. Responsable de la productivité de ses équipes et du résultat final, il doit savoir communiquer, motiver, créer du lien. Le tout, pour atteindre les objectifs.

VIII.3.Projet :

On définit le projet selon (**NORME ISO 10006**) : Un projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques, incluant les contraintes de délais, de coûts et de ressources.

Les projets ont tous un objectif et une durée, même s'ils sont parfois flous. Le groupe de projet doit atteindre l'objectif en maîtrisant la qualité, le cout et les délais. Souvent un triangle, appelé la (triple contrainte) :



FigureVIII.1.Les objectifs du projet

Les objectifs doivent être : spécifiques, mesurables, assignable, réaliste et planifiés dans le temps.

❖ **Présentation de notre projet :**

Le projet que nous traitons concerne l'étude deux bâtiments (**R+6**) avec une hauteur d'étage différente à usage d'habitation, la hauteur du premier bâtiment est **3,06m** et la deuxième **2,72m**. La surface habitable dans les deux bâtiments est **229,69m²**.

L'ouvrage sera implanté au nord de la ville de Tlemcen

On fait l'étude des bâtiments techniquement et aussi de faire une étude managériale et faire une comparaison entre les deux.

VIII.3.1.Cycle de vie de notre projet :

Le projet se décompose en plusieurs phases ou en plusieurs étapes sont l'approche adoptée, la plus cohérente pour réaliser un projet.

Le cycle de vie de notre projet est représenté comme suit :

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Définition du projet	<ul style="list-style-type: none"> • Etude de marché et énoncé de besoins • Etude de faisabilité • Enoncé du projet de logement
Etude technique	<ul style="list-style-type: none"> • Obtention des autorisations administratives • Les plans architecturales • rapport geotechnique
Planification	<ul style="list-style-type: none"> • Détermination la durée des tâches et prévoir les risques • planning(digramme du GANTT et la matrice des responsabilités) • Estimation du cout
Execution	<ul style="list-style-type: none"> • Préparation de chantier et construction • Gérer les ressources matérielles et humaines • La surveillance des activités en cours par rapport au plan de gestion de projet
Clôture	<ul style="list-style-type: none"> • Transfert de la propriété • Evaluation du projet • L'archivage des dossiers du projet

VIII.3.2. Les acteurs de notre projet :

Lorsque qu'un projet de construction est souvent de grande ampleur, de nombreux acteurs sont amenés à intervenir dessus, chacun ayant un rôle bien précis à jouer.

Dans notre cas, les différents intervenants dans notre projet sont :

➤ Maitre d'ouvrage : Promoteur

Ce dernier a de nombreuses missions à remplir telles que s'assurer de la faisabilité du projet, trouver le terrain, définir l'enveloppe financière prévisionnelle, organiser le financement, sélectionner les maîtres d'œuvres et entrepreneurs mais aussi conclure les contrats avec ces derniers.

➤ Maitre d'œuvre : Bureau d'étude

Bureau d'étude spécialisé chargé par le maître de l'ouvrage de concevoir de suivre et de contrôler l'exécution des travaux, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées.

➤ Contrôle technique : assuré par CTC (Contrôle technique de constructions)

Il s'assure du respect des normes en phase conception et travaux. Il vérifie les calculs, les plans d'architecte et du Bureau d'étude. Le bureau de contrôle est le référent technique du Maitre d'Ouvrage, s'il y a un doute.

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

➤ Réalisation : Entreprise

L'entrepreneur a pour mission de construire l'ouvrage, en assurant les moyens matériels nécessaires et une main d'œuvre qualifiée et en nombre requis, par rapport à la nature de l'ouvrage.

➤ Etude géotechnique : LTPO (Laboratoire des travaux public de l'Ouest)

Il détermine les caractéristiques mécaniques du sol et les dispositions à prendre en fondations.

VIII.4. Planification de notre projet :

C'est l'activité qui consiste à atteindre ces objectifs et assurer le succès d'un projet.

Pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Préparation du WBS du projet.
- Diagramme de GANTT.
- Pour Identifier les tâches pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

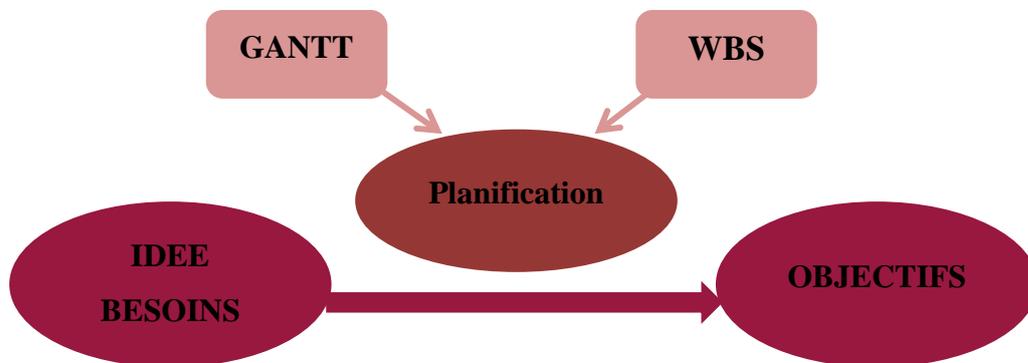


Figure VIII.2. Outils utilisés pour la planification d'un projet.

VIII.4.1. Works breakdown structure (WBS):

Un organigramme des tâches du projet (OTP) ou structure de découpage du projet, il s'agit d'une décomposition du travail qui vous aide à identifier et définir l'ensemble des éléments à prendre en considération afin d'organiser votre projet.

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

VIII.4.2.Diagramme de GANTT :

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé (souvent en complément d'un réseau PERT) en ordonnancement et en gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet.

VIII.4.2.1.Identification des ressources :

Chaque taches du projet est relie à des ressources humaines et matérielles.

- **Ressources humaines :**

Tableau VIII.1. Ressources humaines du projet

Effectifs	Nombre des personnes
Chef de chantier	1
Des coffreurs	6
Des ferrailleurs	6
Groupe maçon	4
Manœuvre	4
Groupe de menuiserie	2
Groupe de plomberie	2
Groupe des électriciens	2
Groupe de peinture	3

- **Ressources matérielles :**

- a-Engins :

Tableau VIII.2.Ressources matérielles du projet (Engins)

Camions (10 tonnes, 2.5 tonnes)	Bétonnières
Case	Pompes à béton
Pelle hydraulique	Grue
Outillage de la maçonnerie	Coffrage métallique

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Matériaux :

Tableau VIII.3. Ressources matérielles du projet (Matériaux)

Béton	Vitrines
Ferrailage	Grilles métalliques
Enduit	Tuyaux en PVC
Echafaudage	Fenêtres
dalle de sol	Peinture
Faïence	Quincaillerie
Zinc	Brique
Treillis soudé	Hourdis
Portes pleines (en bois et en acier)	Coffrage
Vasistas	Gravier roulé
Rideau électriques	Pax et multicouche
Crapaudines	Plâtre

VIII.4.2.2.Estimation de la durée des activités :

Il existe plusieurs méthodes pour estimer la durée de réalisation des activités ou des tâches du projet.

Tableau VIII.4. La durée de quelques tâches

Les tâches	La durée (jours)
Installation du chantier	3
Terrassement	9
Coulage des semelles	1
Façonnage de ferrailage des poteaux	3
Coffrage des poteaux et voiles	4
Bétonnage des poteaux et voiles	1
Façonnage de ferrailage des poutres	4
Coulage de la dalle + les poutres	1
Construction des murs de RDC	10
Réalisation d'enduit intérieur de RDC	8
pose de menuiserie	5

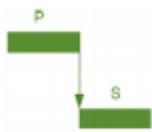
Chapitre VIII : Etude managériale & économique

VIII.5.Utilisation de logiciel de la planification (MS Project) :

Définition Microsoft Project : c'est un logiciel Microsoft dédié à la gestion de projets. Il permet aux planificateurs et aux chefs de projets d'organiser et de piloter celui-ci, de gérer les ressources, le budget .ainsi que d'analyser et communiquer les données de projet.

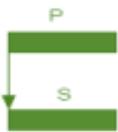
La notion de tâche :

Les activités que nous avons déjà déterminées sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées, à savoir :



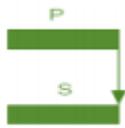
a-Liaison Fin - Début :

La tâche dépendante (S) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (P) n'est pas terminée



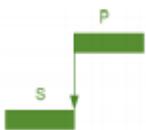
b-Liaison Début - Début:

La tâche dépendante (S) ne peut pas commencer tant que la tâche dont elle dépend (P) n'a pas commencé.



c-Liaison Fin - Fin:

La tâche dépendante (S) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (P) n'est pas terminée



d-Liaison Début - Fin :

La tâche dépendante (S) ne peut pas se terminer tant que la tâche dont elle dépend (P) n'a pas commencé.

Les résultats obtenus par logiciel MS Project :

Après avoir introduire toutes les informations, MS Project et d'une manière automatique nous donne la durée totale du projet :

	Bâtiment (He =3,06m)	Bâtiment (He =2,72m)
La durée totale du projet	474 jours	474 jours
La date du début du projet est prévue	Le 13/05/2019	Le 13/05/2019
La date de la fin du projet est prévue	Le 18/03/2021	Le 18/03/2021

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

VIII.6. Devis quantitatif et estimatif du projet:

Le budget d'un projet est un élément important dans l'étude d'un projet puisque les résultats économiques auront un impact sur la réalisation ou non et sur la conception du projet.

Pour l'estimation des coûts, il existe plusieurs moyens et plusieurs méthodes pour estimer le coût d'un projet :

- **Méthode analytique (Ascendante) :** Cette méthode permet d'évaluer le coût de notre projet à partir de la décomposition du travail à réaliser en tâches élémentaires (WBS). C'est à la fois la plus ancienne, la plus classique et la plus répandue de toutes les méthodes rationnelles d'estimation de coût.
- **Estimation par analogique (Descendante) :** L'estimation des coûts par analogie consiste à utiliser le coût réel de projets similaires antérieurs comme base d'estimation du coût du projet actuel. Cette technique est souvent utilisée pour estimer les coûts lorsqu'on ne dispose que d'informations limitées sur le projet, notamment dans ses premières phases. L'estimation des coûts par analogie utilise le jugement d'expert.
- **Estimation paramétrique :** L'estimation paramétrique est une technique partant d'une relation statistique entre des données historiques et d'autres variables (exemple : (la construction d'une maison coûtera un certain prix au mètre carré habitable).

L'estimation du coût de notre projet a été faite par la méthode la plus fiable, la méthode analytique :

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Tableau VIII.5.Devis quantitatif et estimatif (bâtiment He =3,06m)

Désignation Des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaires	Montants D.A.
<u>1/ LOT TERRASSEMENT</u>				
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments, trottoirs exécutées mécaniquement ép = 0,20m, y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	m ²	720,188	100	72018,8
Fouilles en Tranchée pour semelles Filante dans un terrain de toutes natures y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	m ³	557,34	600,00	334404
Remblais des fouilles compactées en terre tous venant 'y compris toutes sujétions d'exécution.	m ³	443,76	300,00	133128
Transport de la terre et gravats à la décharge publique 'y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ³	554,47	100,00	55447,19
Sous total				594997,99
<u>2/ INFRASTRUCTURE</u>				
Béton armé pour Semelles filantes– Longrines – Avant Poteaux dosé à 350Kg/m ³ CPA 210/325 y compris coffrage, ferrailage, façonnage des aciers, ligature, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécutions de fabrication et de mise en œuvre.	m ³	130,046	26 000,00	3381203,7
Sous total				3381203,7
<u>3/ LOT ASSAINISSEMENT INT</u>				
Exécution de Regard de chute en B.A y compris fouilles, parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A et toutes sujétions.				
40x40	U	6	5 000,00	30 000,00
60x60	U	6	6 000,00	36 000,00
F&P de PVC PN6 t y compris fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution Diam 315	ml	19	2 500,00	475000
Sous total				541000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>4/ SUPERSTRUCTURE</u>				
Béton Armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	74,727	29 000,00	2167083
Béton Armé pour poutres principales et secondaires dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	164,2431	29 000,00	4763049,9
Béton Armé pour Voiles dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	65,1168	29 000,00	1888387,2
Béton Armé pour acrotère dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	2 ,69717	26000,00	70126,42
Béton Armé pour Escalier de toute section dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions.	m ³	14,953	29 000,00	433637
Plancher préfabriqué (16 +5) en corps creux y compris coffrage, ferrailage des poutrelles, pose de l'armature, coulage de la dalle de compression y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	1453,95	2 400,00	3489480
Sous total				12811763,52
<u>5/ MAÇONNERIE</u>				
Mur double parois en briques creuses de 30cm d'ép. (15 + 5 + 10) hourdée au mortier de ciment y/c arrachements -échafaudages- réservations et toutes sujétions.	m ²	1382,936	2 000,00	2765872
Maçonnerie en brique simple parois de 10cm hourdée au mortier de ciment y/c arrachements - échafaudages- réservations et toutes sujétions.	m ²	878,57	1 200,00	1054284
Sous total				3820156
<u>6/ ENDUIT</u>				
Enduits extérieurs au mortier de ciment compris les éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	m ²	880,464	600,00	528278,4
Enduit sur mur Intérieur en mortier de ciment y compris réglage, dressage et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	2696,177	950,00	2561368

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Enduit sous plafond en mortier de ciment y compris réglage, dressage et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	1188,48	950,00	1129056
F&P de la tuile rouge en terre cuite de type Plate y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	59,3	4 500,00	266850
Sous total				4485552,4
<u>7/ REVETEMENT</u>				
F/P de dalle de sol de 1er choix pour logement posé au bain de mortier sur forme en béton jointé en ciment blanc y compris toutes sujétions. Couleur et choix au maître de l'ouvrage.	m ²	1242,13	1 300,00	1614769
F/P de Faïences (1er choix) posées au mortier de ciment sur fond dressé. Les joints seront alignés verticalement et horizontalement. Le collage s'effectuera au ciment blanc y compris coupes, piquage des murs lisses, nettoyage ainsi que toute sujétion. Couleur et choix au maître de l'ouvrage.	m ²	354,35	1 800,00	637830
F&P Plinthes en terre cuite vernissée y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	866,6	150,00	129990
Sous total				2382589
<u>8/ TRAVAUX DIVERS</u>				
Réalisation de potager de cuisine composé de: *dalle en béton armé de 0,60 x 2,50 m (ép = 6 cm) *Jambage en briques creuses de 7cm d'ép h = 0,9 m *Enduit intérieur et chape en béton et toutes sujétions de bonne exécution.	U	14	24 000,00	336000
Réalisation de garde-corps en maçonnerie, avec bandeaux en béton armé, enduit sur murs et tube rond métallique pour main courante suivant détail y compris toutes sujétions.	ml	29,4	4 000,00	117600
Sous total				453600

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>9/ REVETEMENT TUILE</u>				
Fourniture et pose de tuiles romane (type 25x40cm) posée sur Chappe de mortier y compris faîtières et toutes sujétions.	m ²	44,6	3 000,00	133800
Sous total				133800
<u>10/ MENUISERIE BOIS</u>				
F/P et scellement uniquement de cadres pour				
<u>Portes</u>				
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour portes iso planes séjour 1,50 x 2,20 type (P2) et toutes sujétions.	U	14	4 500,00	63000
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour portes iso planes chambres 0,9x 2,20 type (P3) et toutes sujétions.	U	84	3 300,00	277200
<u>Fenêtres</u>				
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 14 pour fenêtres croisées avec persienne 1,20 x 1,40 type (F1) et toutes sujétions.	U	58	4500,00	261000
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour fenêtres ouvrant 0,70 x 0,70 type (F3) et toutes sujétions.	U	14	2 000,00	28000
<u>Portes</u>				
F/P de portes iso planes 1,50 x 2,20 type (P2) à 02 vantaux avec grand oculus pour séjour y compris quincailleries du 1er choix et toutes sujétions.	U	14	12000,00	168000
F/P de portes iso planes 0,9 x 2,20 type (P3) pour chambres y compris quincailleries du 1er choix et toutes sujétions.	U	84	9500,00	798000
<u>Fenêtres</u>				
F/P de fenêtres croisées avec persienne 1,20 x 1,40 type (F1) y compris quincailleries du 1 ^{er} choix.	U	58	13 000,00	754000

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F/P de châssis vitré ouvrant 0,70 x 0,70 type (F3) y compris quincailleries du 1 ^{er} choix et toutes sujétions.	U	14	2500,00	35000
Sous total				2384200,00
<u>11/ MENUISERIE METALLIQUE</u>				
F/P porte d'entrée principale à 2 vantaux ouvrants.	U	1	30000,00	30000
F&P de porte métallique 1,20x2,00 type SONALGAZ PG1 pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie, peinture antirouille et toutes sujétions d'exécution.	U	1	14 000,00	14 000,00
F & pose de grille métallique pour séchoir RDC (1,00x1,80) y compris fixation et toute sujétion de bonne exécution.	U	2	12 000,00	24000,00
Sous total				140000,00
<u>12/ LOT ETANCHEITE</u>				
Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repèrages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	m ²	229,7	2500	574250
Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	459,4	1500	689100
Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ml	32,6	1200	39120
Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	m ²	229,7	1000	229700
F et P de gargouille en plombe lamine y.c crapaudine.	U	2	2000	4000,00
Sous total				1536170

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>13/ PLOMBERIE SANITAIRE</u>				
F/P de lavabo en porcelaine vitrifiée posé sur pied, y compris toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant : Robinetterie Mélangeuse y/c toutes sujétions.	U	14	11000,00	154000
F/P de W-C turque encastré en porcelaine vitrifiée et comprenant: siphon d'évacuation et robinet de puisage de Ø 15/21 y/c toutes sujétions.	U	14	7000,00	98000
F/P de baignoire de 1,60 m de long, y/c trappe métallique revêtue en faiences pour l'entretien et toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant :* Robinetterie Mélangeuse au choix du maitre d'ouvrage.	U	14	28 000,00	392000
F/P d'évier de cuisine simple en porcelaine ou en aluminium, y compris toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant Robinetterie Mélangeuse au choix du maitre d'ouvrage.	U	14	11 000,00	154000
F&P Tube acier galvanisé y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.				
Ø 26/33	ml	36,75	800,00	29400
Ø 33/42	ml	28,35	900,00	25515
Ø 40/49	ml	26,25	1 000,00	26250
F&P Tube cuivre de Ø 12/14 y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.	ml	315	600,00	189000,00
F&P de Robinet de barrage pour compteur Ø 26/34 y compris toutes sujétions.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P de Robinet d'arrêt pour appartement Ø 26/34 y compris toutes sujétions.	U	14	1500,00	6000,00
F&P de Robinet d'arrêt général Ø 40/49 y. Compris toutes sujétions.	U	2	3 000,00	6000,00
F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 y. Compris toutes sujétions.	U	28	1000,00	28000,00
F&P de mélangeur pour évier y. Compris toutes sujétions.	U	14	3 000,00	42000,00
F&P de mélangeur pour baignoire complet.	U	14	3 000,00	42000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>Lot Gaz</u>				
F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.				
Ø 14/16	ml	105	800,00	84000,00
Ø 20/22	ml	48,46	1200,00	58153,84
Ø 26/28	ml	27,46	1400,00	38446,15
F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris toutes sujétions.				
	U	14	2000,00	28000,00
F&P de robinet d'arrêt agréé par SONELGAZ de Ø 14/16 pour cuisinière, chauffe-eau et chauffage y. Compris toutes sujétions.				
	U	42	1 500,00	63000,00
F&P de raccord pour compteur y. Compris bouchon et toutes sujétions.				
	U	14	1500,00	6000,00
F&P de raccord pour détendeur y. Compris toutes sujétions.				
	U	2	1 200,00	2400,00
Sous total				1500164,99
<u>14/ ELECTRICITE</u>				
F&P d'interrupteur simple allumage encastré y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.				
	U	91	900,00	113400
F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.				
	U	14	1 000,00	14000,00
F&P d'interrupteur va et vient encastrer y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement.				
	U	28	1 000,00	28000 ,00
F&P de Prise de courant simple 220V y c. gaine et fils.				
	U	91	1 000,00	91000,00
F&P de Point lumineux à douilles à vis pour lampe de 75 w y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.				
	U	112	1 000,00	112000,00
F&P de Hublot rond étanche mural 75 W y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.				
	U	28	1 500,00	420000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F&P de Hublot rond ordinaire mural 75 W y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	21	1 200,00	252000,00
F&P applique lavabos + prise et interrupteur incorporé y c. gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P applique pour cuisine interrupteur incorporé y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P Câble d'alimentation du différent appartement en 3x6 mm ² .	U	3	100000	300000,00
F&P de sonnerie y compris bouton poussoir, gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.	U	14	2 000,00	8000,00
Tableau de distribution type "appartement" encasté au mur compose: 01 disjoncteur différentiel bipolaire (30A) 03 disjoncteur divisionnaires unipolaires (16A) 02 disjoncteur divisionnaires unipolaires (10A)	U	14	5 000,00	70000,00
Sous total				1464400,00
<u>15/ PEINTURE / VITRERIE</u>				
F&P Peinture vinylique sur mur extérieure en 3 couches toutes couleurs y compris toutes sujétions.	m ²	1382,936	160,00	221269,76
F&P peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couches-y compris de toutes sujétions.	m ²	3884 ,657	350	1359629,95
Fourniture et pose de peinture laquée pour les murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	3884 ,657	350	1359629,95
Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	160	180,00	28800,00
Peinture à l'huile sur menuiserie bois exécutée en 02 couche après une couche d'impression à l'huile de lin et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	233,4	190,00	44346

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F/P de verre normal ep : 4mm fixé à bain de mastic.	m ²	82,93	1 400,00	116102
Sous total				3129777,66
MONTANT TOTAL				38759375,3
Le taux de TVA est de 19% en 2019				7364281,3
Montants Total D.A				46123656,61

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Tableau VIII.6. Devis quantitatif et estimatif (bâtiment He = 2,72m)

Désignation Des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaires	Montants D.A.
<u>1/ LOT TERRASSEMENT</u>				
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments, trottoirs exécutées mécaniquement ép = 0,20m, y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	m ²	720,188	100	72018,8
Fouilles en Tranchée pour semelles Filante dans un terrain de toutes nature y compris mise en dépôt et toutes sujétions d'exécution.	m ³	557,34	600,00	334404
Remblais des fouilles compacté en terre tous venant y compris toutes sujétions d'exécution.	m ³	443,76	300,00	133128
Transport de la terre et gravats à la décharge publique y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ³	554,47	100,00	55447,19
Sous total				594997,99
<u>2/ INFRASTRUCTURE</u>				
Béton armé pour Semelles filantes– Longrines – Avant Poteaux dosé à 350Kg/m ³ CPA 210/325 y compris coffrage, ferrailage, façonnage des aciers, ligature, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécutions de fabrication et de mise en œuvre.	m ³	130,046	26 000,00	3381196
Sous total				3381196
<u>3/ LOT ASSAINISSEMENT INT</u>				
Exécution de Regard de chute en B.A y compris fouilles, parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A et toutes sujétions.				
40x40	U	6	5 000,00	30 000,00
60x60	U	6	6 000,00	36 000,00
F&P de PVC PN6 t y compris fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution Diam 315	ml	19	2 500,00	475000
Sous total				541000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>4/ SUPERSTRUCTURE</u>				
Béton Armé pour poteaux dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	66,424	29 000,00	1926296
Béton Armé pour poutres principales et secondaires dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	164,2431	29 000,00	4763049,9
Béton Armé pour Voiles dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	57,88	29 000,00	1678520
Béton Armé pour acrotère dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y compris coffrage et ferrailage de toute nature et section.	m ³	2 ,69717	26000,00	70126,42
Béton Armé pour Escalier de toute section dosé à 350 kg/m ³ y compris coffrage et ferrailage et toutes sujétions.	m ³	13,292	29 000,00	385468
Plancher préfabriqué (16 + 5) en corps creux y compris coffrage, ferrailage des poutrelles, pose de l'armature, coulage de la dalle de compression y compris tous sujétions de mise en œuvre.	m ²	1453,95	2 400,00	3489480
Sous total				12312940,32
<u>5/ MACONNERIE</u>				
Mur double parois en briques creuses de 30cm d'ép. (15 + 5 + 10) hourdée au mortier de ciment y/c arrachements -échafaudages- réservations et toutes sujétions.	m ²	1229,27	2 000,00	2458552,9
Maçonnerie en brique simple parois de 10cm hourdée au mortier de ciment y/c arrachements - échafaudages- réservations et toutes sujétions.	m ²	780,95	1 200,00	937141,33
Sous total				3395694,23
<u>6/ ENDUIT</u>				
Enduits extérieurs au mortier de ciment y compris les éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution.	m ²	782,635	600,00	469580,8
Enduit sur mur Intérieur en mortier de ciment y compris réglage, dressage et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	2396,60	950,00	2276771,69

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

Enduit sous plafond en mortier de ciment y compris réglage, dressage et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	1188,48	950,00	1129056
F&P de la tuile rouge en terre cuite de type Plate y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	59,3	4 500,00	266850
Sous total				4142258,49
<u>7/ REVETEMENT</u>				
F/P de dalle de sol de 1 ^{er} choix pour logement posé au bain de mortier sur forme en béton jointé en ciment blanc y compris toutes sujétions. Couleur et choix au maître de l'ouvrage.	m ²	1242,13	1 300,00	1614769
F/P de Faïences (1er choix) posées au mortier de ciment sur fond dressé. Les joints seront alignés verticalement et horizontalement. Le collage s'effectuera au ciment blanc y compris coupes, piquage des murs lisses, nettoyage ainsi que toute sujétion. Couleur et choix au maître de l'ouvrage.	m ²	314,977	1 800,00	566960
F&P Plinthes en terre cuite vernissée y compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	866,6	150,00	129990
Sous total				2311719
<u>8/ TRAVAUX DIVERS</u>				
Réalisation de potager de cuisine composé de : *dalle en béton armé de 0,60 x 2,50 m (ép = 6 cm) *Jambage en briques creuses de 7cm d'ép (h = 0,9 m) *Enduit intérieur et chappe en béton et toutes sujétions de bonne exécution.	U	14	24 000,00	336000
Réalisation de garde-corps en maçonnerie, avec bandeaux en béton armé, enduit sur murs et tube rond métallique pour main courante suivant détail y compris toutes sujétions.	ml	29,4	4 000,00	117600
Sous total				453600

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>9/ REVETEMENT TUILE</u>				
Fourniture et pose de tuiles romane (type 25x40cm) posée sur chappe de mortier y compris faîtières et toutes sujétions.	m ²	44,6	3 000,00	133800
Sous total				133800
<u>10/ MENUISERIE BOIS</u>				
F/P et scellement uniquement de cadres pour				
<u>Portes</u>				
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour portes iso planes séjour 1,50 x 2,20 type (P2) et toutes sujétions.	U	14	4 500,00	63000
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour portes iso planes chambres 0,9x 2,20 type (P3) et toutes sujétions.	U	84	3 300,00	277200
<u>Fenêtres</u>				
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 14 pour fenêtres croisées avec persienne 1,20 x 1,40 type (F1) et toutes sujétions.	U	58	4 500,00	261000
F/P et scellement uniquement de cadre 7 x 7 pour fenêtres ouvrant 0,70 x 0,70 type (F3) et toutes sujétions.	U	14	2 000,00	28000
<u>Portes</u>				
F/P de portes iso planes 1,50 x 2,20 type (P2) à 02 vantaux avec grand oculus pour séjour y compris quincailleries du 1er choix et toutes sujétions.	U	14	12 000,00	168000
F/P de portes iso planes 0,9 x 2,20 type (P3) pour chambres y compris quincailleries du 1er choix et toutes sujétions.	U	84	9 500,00	798000
<u>Fenêtres</u>				
F/P de fenêtres croisées avec persienne 1,20 x 1,40 type (F1) y compris quincailleries du 1 ^{er} choix.	U	58	13 000,00	754000

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F/P de châssis vitré ouvrant 0,70 x 0,70 type (F3) y compris quincailleries du 1 ^{er} choix et toutes sujétions.	U	14	2500,00	35000
Sous total				2384200,00
<u>11/ MENUISERIE METALLIQUE</u>				
F/P porte d'entrée principale à 2 vantaux ouvrants.	U	1	30000,00	30000
F&P de porte métallique 1,20x2,00 type SONALGAZ PG1 pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie, peinture antirouille et toutes sujétions d'exécution.	U	1	14 000,00	14 000,00
F & pose de grille métallique pour séchoir RDC (1,00x1,80) y compris fixation et toute sujétion de bonne exécution.	U	2	12 000,00	24000,00
F & pose de grille métallique pour Fenêtre RDC (1,40x1,60) y compris fixation et toute sujétion de bonne exécution.	U	9	8 000,00	72000,00
Sous total				140000,00
<u>12/ LOT ETANCHEITE</u>				
Forme de pente en béton dosé à 250kg/m ³ compris de polystyrène et flue polyane sur 2 faces et repérages de pente d'écoulement des eaux pluviales.	m ²	229,7	2500	574250
Fourniture et pose l'étanchéité en 36 st 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	459,4	1500	689100
Fourniture et pose de Paxalumin sur l'acrotère y compris de toutes sujétions.	ml	32,6	1200	39120
Fourniture et pose de protection de l'étanchéité en gravillon roulé.	m ²	229,7	1000	229700
F et P de gargouille en plombe lamine y.c carapaudine.	U	2	2000	4000,00
Sous total				1536170

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>13/ PLOMBERIE SANITAIRE</u>				
F/P de lavabo en porcelaine vitrifiée posé sur pied, y compris toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant : Robinetterie Mélangeuse y/c toutes sujétions.	U	14	11000,00	154000
F/P de W-C turque encastré en porcelaine vitrifiée et comprenant: siphon d'évacuation et robinet de puisage de Ø 15/21 y/c toutes sujétions.	U	14	7000,00	98000
F/P de baignoire de 1,60 m de long, y/c trappe métallique revêtue en faiences pour l'entretien et toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant : Robinetterie Mélangeuse au choix du maitre d'ouvrage.	U	14	28 000,00	392000
F/P d'évier de cuisine simple en porcelaine ou en aluminium, y compris toutes sujétions de mise en œuvre, comprenant Robinetterie Mélangeuse au choix du maitre d'ouvrage.	U	14	11000,00	154000
F&P Tube acier galvanisé y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.				
Ø 26/33	ml	32,66	800,00	26133,33
Ø 33/42	ml	25,2	900,00	22680
Ø 40/49	ml	26,25	1 000,00	218,484
F&P Tube cuivre de Ø 12/14 y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.	ml	280	600,00	168000,00
F&P de Robinet de barrage pour compteur Ø 26/34 y. Compris toutes sujétions.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P de Robinet d'arrêt pour appartement Ø 26/34 y. Compris toutes sujétions.	U	14	1500,00	6000,00
F&P de Robinet d'arrêt général Ø 40/49 y. Compris toutes sujétions.	U	2	3 000,00	6000,00
F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 y. Compris toutes sujétions.	U	28	1000,00	28000,00
F&P de mélangeur pour évier y. Compris toutes sujétions.	U	14	3 000,00	42000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F&P de mélangeur pour baignoire complet y. Compris toutes sujétions.	U	14	3 000,00	42000,00
<u>Lot Gaz</u>				
F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre.				
Ø 14/16	ml	93,33	800,00	74664,00
Ø 20/22	ml	43,07	1200,00	51684,00
Ø 26/28	ml	24,41	1400,00	34172,44
F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris toutes sujétions.	U	14	2000,00	28000,00
F&P de robinet d'arrêt agréé par SONELGAZ de Ø 14/16 pour cuisinière, chauffe-eau et chauffage y. Compris toutes sujétions.	U	42	1 500,00	63000,00
F&P de raccord pour compteur y. Compris bouchon et toutes sujétions.	U	14	1500,00	6000,00
F&P de raccord pour détendeur y. Compris toutes sujétions.	U	2	1 200,00	2400,00
Sous total				1426952,254
<u>14/ ELECTRICITE</u>				
F&P d'interrupteur simple allumage encastré y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.	U	91	900,00	113400
F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.	U	14	1 000,00	14000,00
F&P d'interrupteur va et vient encastrer y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement.	U	28	1 000,00	28000 ,00
F&P de Prise de courant simple 220V y c. gaine et fils.	U	91	1 000,00	91000,00

Chapitre VIII : Etude managériale & économique

F&P de Point lumineux à douilles à vis pour lampe de 75w y compris gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	112	1 000,00	112000,00
F&P de Hublot rond étanche mural 75 W y c. gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	28	1 500,00	420000,00
F&P de Hublot rond ordinaire mural 75 W y gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	21	1 200,00	252000,00
F&P applique lavabos + prise et interrupteur incorporé y c. gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P applique pour cuisine interrupteur incorporé y c. gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement, branchement et lampe.	U	14	2 000,00	28000,00
F&P Câble d'alimentation des différents appartements en 3x6 mm ² .	U	3	100000	300000,00
F&P de sonnerie y compris bouton poussoir, gaines, fileries, boîte de dérivation, d'encastrement et branchement.	U	14	2 000,00	8000,00
Tableau de distribution type "appartement" encastré au mur compose: 01 disjoncteur différentiel bipolaire (30A) 03 disjoncteur divisionnaires unipolaires (16A) 02 disjoncteur divisionnaires unipolaires (10A)	U	14	5 000,00	70000,00
Sous total				1464400,00

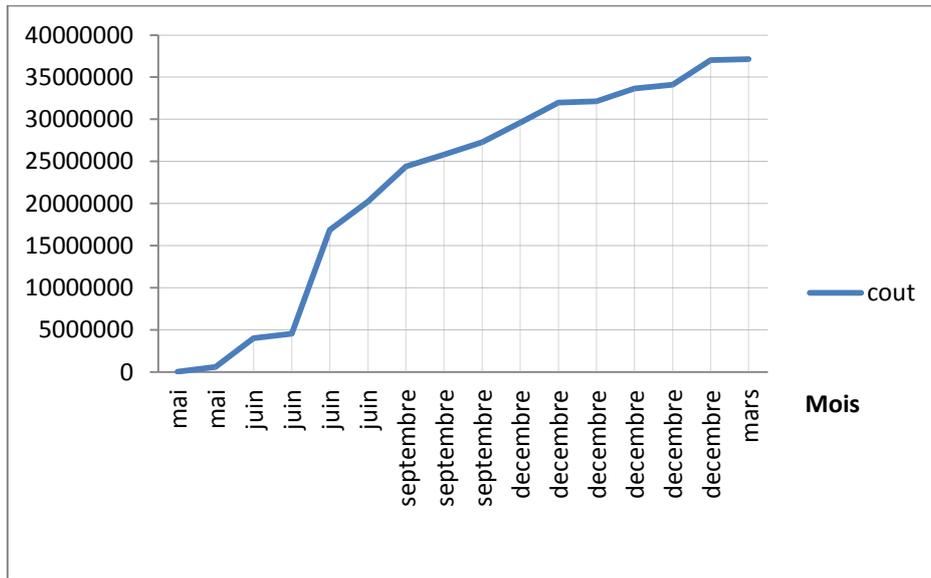
Chapitre VIII : Etude managériale & économique

<u>15/ PEINTURE / VITRERIE</u>				
F&P Peinture vinylique sur mur extérieure en 3 couches toutes couleurs y'compris toutes sujétions.	m ²	1229,276	160,00	196684,23
F&P peinture vinylique intérieur pour les murs et sous plafond en 2 couches-y compris de toutes sujétions.	m ²	3585,08	350,00	1254778
Fourniture et pose de peinture laquée pour les murs et sous plafond en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	3585,08	350,00	1254778
Fourniture et pose de peinture de l'huile sur menuiserie métallique en 2 couches y compris de toutes sujétions.	m ²	160	180,00	28800,00
Peinture à l'huile sur menuiserie bois exécutée en 02 couche après une couche d'impression à l'huile de lin et toutes sujétions de mise en œuvre.	m ²	233,4	190,00	44346
F/P de verre normal ep : 4mm fixé à bain de mastic.	m ²	82,93	1 400,00	116102
Sous total				2895488,23
MONTANT TOTAL				37114416,5
Le taux de TVA est de 19% en 2019				7051739,135
Montants Total D.A				44166155,64

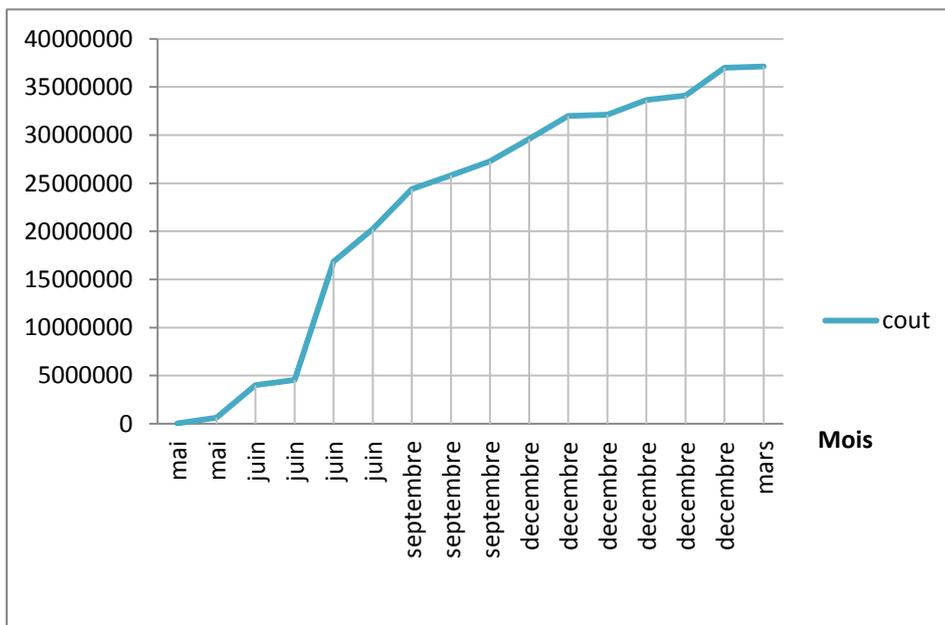
VIII.7.Courbe financière du projet :

La courbe en S est un outil de suivi d'avancement couts et délais utilisée dans le domaine du Management des projets, elle s'appuie sur une représentation graphique pour la communication au sein du projet.

Chapitre VIII : Etude managériale & économique



FigureVIII.3.Courbe financière du bâtiment He =3,06m



FigureVIII.4.Courbe financière du bâtiment He =2,72m

Chapitre 9 :
Comparaison

Chapitre IX : Comparaison

IX.1.Introduction :

L'étude présentée dans ce mémoire consiste à comparer les performances de deux bâtiments réalisés en béton armé l'un dont la hauteur d'étage est de 3,06 m et l'autre de 2,72m.

Pour effectuer une bonne comparaison entre les deux différentes hauteurs d'étage, on passe par ces aspects importants :

Aspect technique : concerne l'analyse et le dimensionnement des deux bâtiments.

Aspect managérial : concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de définir le délai et le cout global des deux bâtiments.

IX.1.1.Aspect technique :

L'étude entamée porte les mêmes caractéristiques géométriques et mêmes matériaux ainsi que des références de calcul similaires.

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est pareil dans les deux cas, le nombre des marches diffère entre les deux bâtiments et ceci est dû à la différence qui existe entre les deux hauteurs d'étage (17 marches pour bâtiment $H_e = 3,06\text{m}$ et 15 marches pour bâtiment $H_e = 2,72\text{m}$).

L'étude dynamique des deux bâtiments, consiste en l'étude de plusieurs variantes de disposition des voiles afin d'obtenir une stabilité optimale .On a constaté que la quantité des voiles n'est pas la clé de la résistance par contre c'est le choix de la bonne position.

En se basant sur le Règlement Algérien Parasismique, la période propre de la structure déterminée après la modélisation par logiciel SAP2000 doit être inférieure ou égale $1,3 T_{empirique}$

Pour la 1 ère structure d'une hauteur d'étage $H_e = 3,06\text{ m}$, on a trouvé une période $T_{analytique} = 0,6478\text{s}$ qui est supérieure à la condition et on n'a pas pu augmenter le nombre des voiles car notre plan contient beaucoup d'ouverture pour cela on doit majorer la période du bâtiment.

Chapitre IX : Comparaison

La structure d'une hauteur d'étage $H_e = 2,72$ m a donné la période $T = 0,5438$ s qui remplit les bonnes conditions et répond bien au Règlement Algérien Parasismique.

La force sismique et l'effort tranchant à la base du bâtiment $H_e = 3,06$ m sont plus petits que celles du bâtiment $H_e = 2,72$ m ce qui implique que le séisme a une influence plus grande sur la plus petite hauteur.

Dans l'étude des éléments porteurs on a trouvé que les poteaux sont ferrillés pour les deux structures avec le minimum de Règlement Algérien Parasismique, qui favorise la sécurité avant l'économie.

Le ferrillage des poutres et des fondations des deux bâtiments est presque le même car les sollicitations sont proches.

IX.1.2.Aspect managérial :

L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les couts.

Bâtiment $H_e = 3,06$ m :

- La durée de construction : 474 jours
- Le prix : 46123656,61DA

Bâtiment $H_e = 2,72$ m :

- La durée de construction : 474 jours
- Le prix : 44166155,6DA

A partir des résultats obtenus et d'un point de vue économique on constate que le bâtiment d'hauteur d'étage $H_e = 2,72$ m c'est le moins disant dans le cout bien qu'il est réalisé dans une durée similaire que celle du deuxième bâtiment.

CONCLUSION GENERALE

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

La comparaison entre les deux différentes hauteurs d'étage pour la même structure a donnée des résultats similaires (pré dimensionnement, descente des charges, ferrailage des poteaux ; poutres et voiles, fondations).

Notons que ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique que ce soit dans l'aspect scientifique et technique ou dans l'aspect informatique puisque l'utilisation des outils informatiques (SAP2000, AUTOCARD, MS PROJECT) reste une étape très importante qui demande des connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnelle et une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BAEL, 91, Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

RPA99version 2003, Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

DTR B.C 2.2, Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

CBA 93, Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

Maitrise du B.A.E.L.91 et des D.T.U. associés, Jean Percha et Jean Roux, EYROLLES.

Pratique du B.A.E.L.91 (cours et exercices corrigés), Jean Percha et Jean Roux, EYROLLES.

MESSAOUDEN.S et HALHALI.A, étude technique et managériale d'un bâtiment « SOUS SOL+RDC+10 ETAGES », chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2018, Faculté de technologie.233p.

ADJROUD. A et SEKKAL .F, étude technico-économique d'un bâtiment en béton armé « SOUS SOL+RDC+10 ETAGES », chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2017, Faculté de technologie.149p.

ANNEXE A

CONCLUSION

Le terrain retenu pour la réalisation des « 500 Logements Publics Locatifs » se situe au Nord de la ville de Tlemcen, entre Koudia et Bouhanak, sur une zone montagneuse, très vaste, en forme de croissant, très accidentée, avec l'affleurement de la roche calcaire en surface ; rendant l'accès de nos engins sur l'ensemble de l'assiette impossible ; cependant deux points de sondage carottés ont pu être réalisés, de 6m de profondeurs chacun, révélant la présence de calcaire grisâtre, compact dur, parfois conglomératique, peu carié, altéré parfois en sable ; l'ensemble est masqué par une couche centimétrique de terre végétale

Cette formation de calcaire, qui se trouve affleurant sur l'ensemble de l'assiette, appartient à la période géologique du jurassique de l'ère Mésozoïque

A ce titre, nous proposons le mode d'infrastructures suivant :

- Passer par un système de fondation superficielle, sur semelles isolées.
- Les ancrer dans la formation des calcaires.
- Les faire travailler à une contrainte admissible forfaitaire de 2,50 bars.
- S'assurer de la non existence des cavités lors du creusement des fouilles.
- Enfin, prendre en compte les recommandations contenues dans le manuel RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Tlemcen, se trouve dans la zone sismique 1

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information utile, et insiste à ce qu'on le fait appel lors de l'ouverture des fouilles pour confirmer la conclusion de présent rapport.

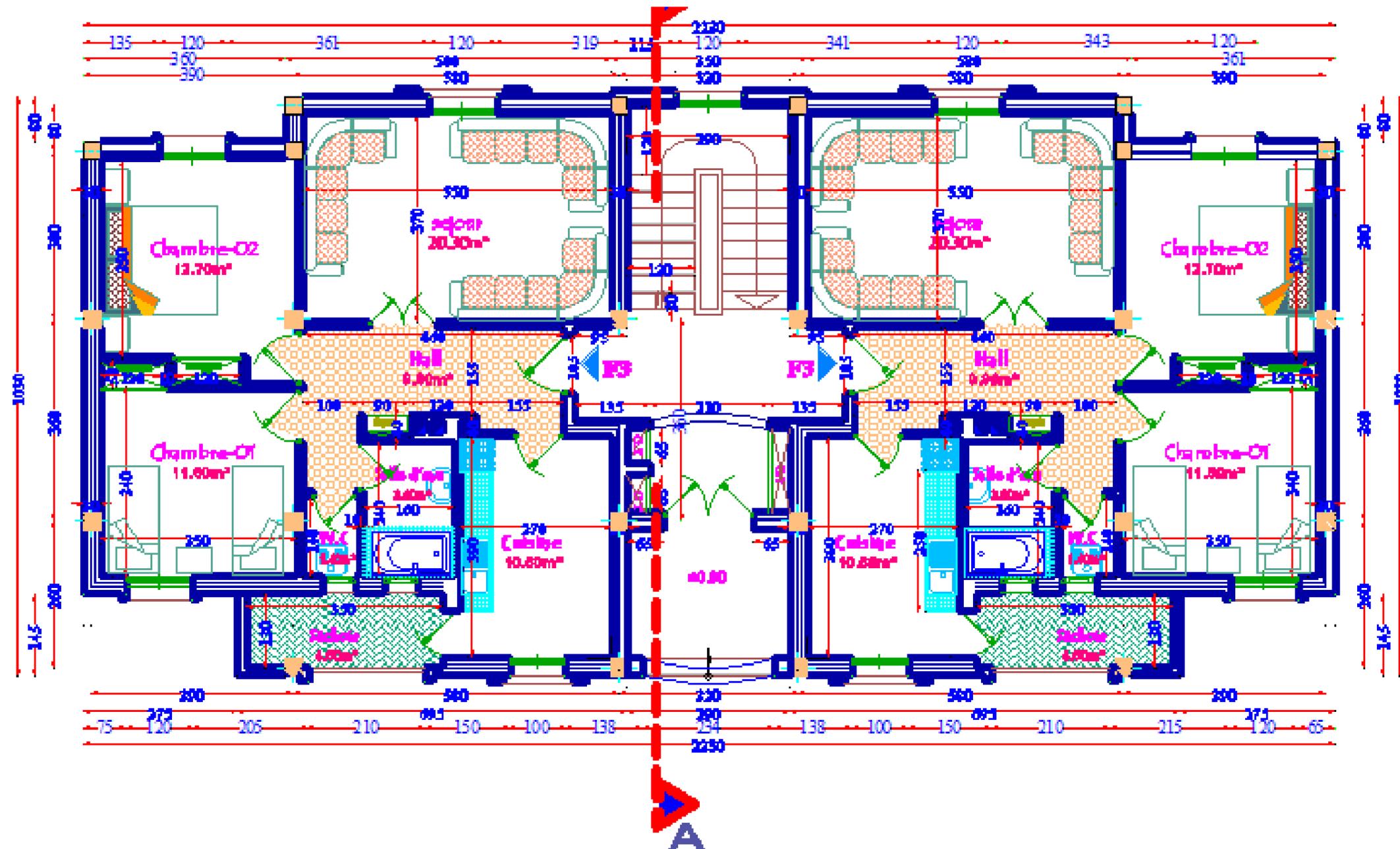
.....

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE
R. DIB

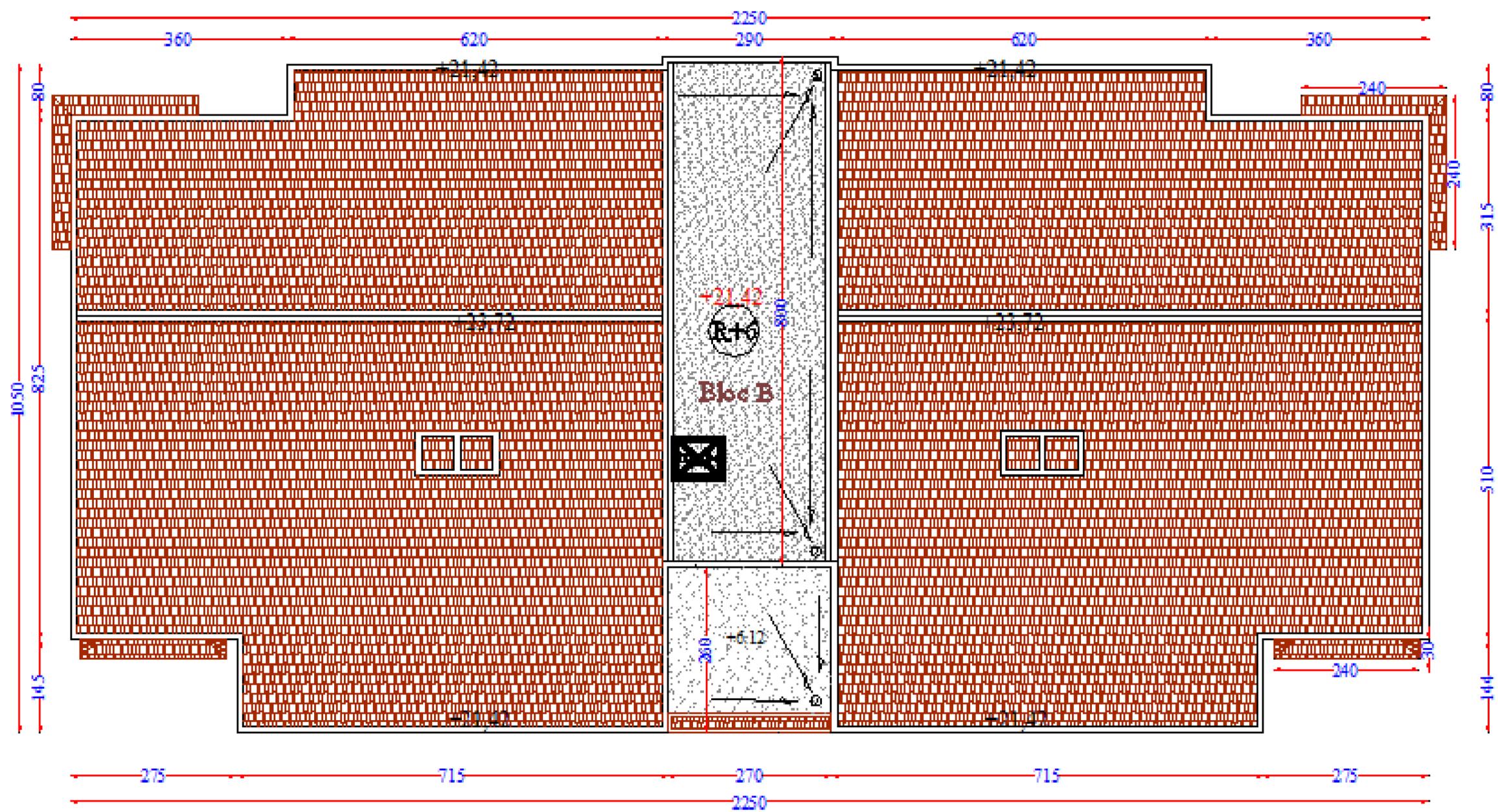
LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE
H. DAHMANI

LE DIRECTEUR D'UNITÉ
N. BOUSSEMAHA

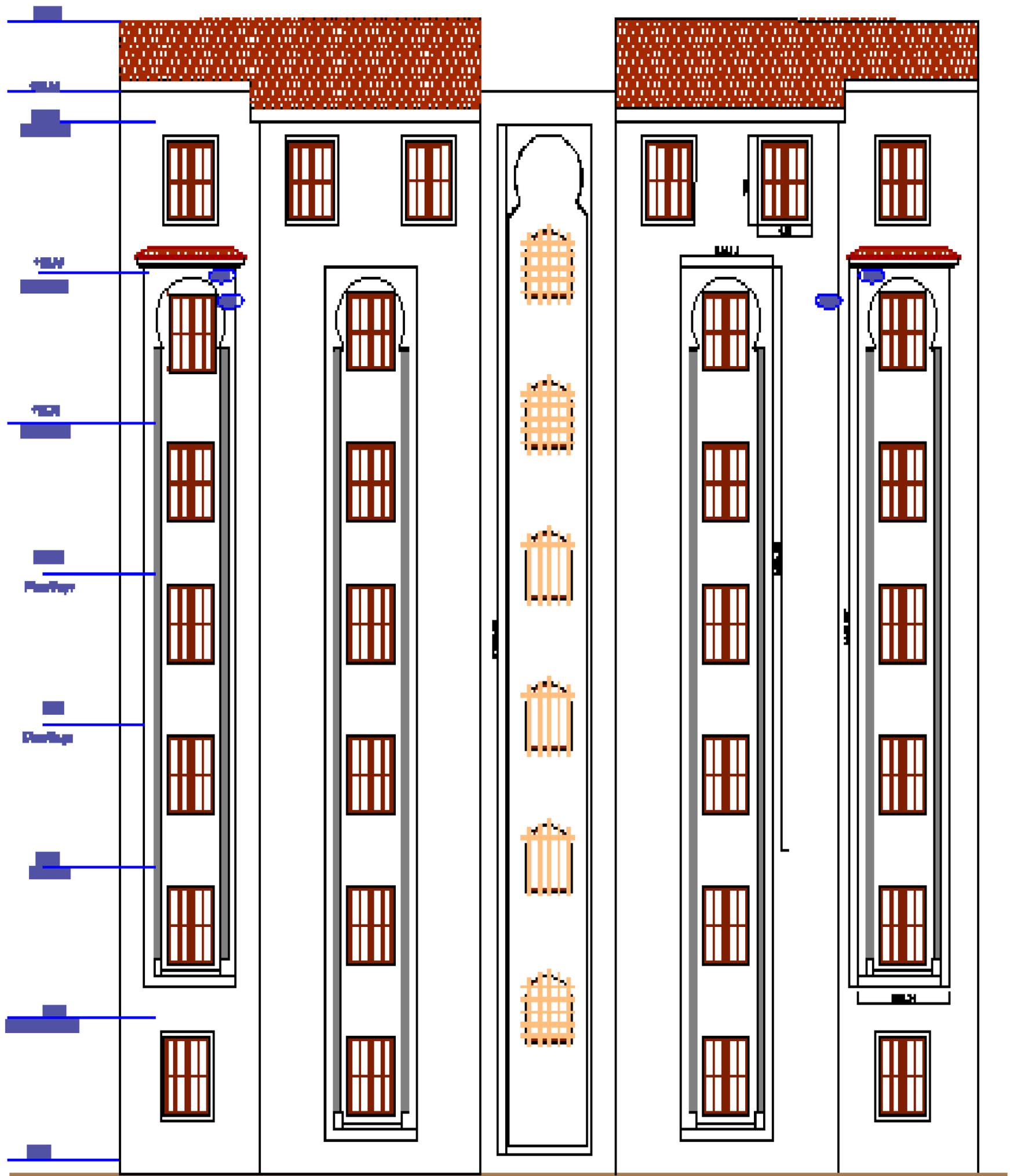
ANNEXE B



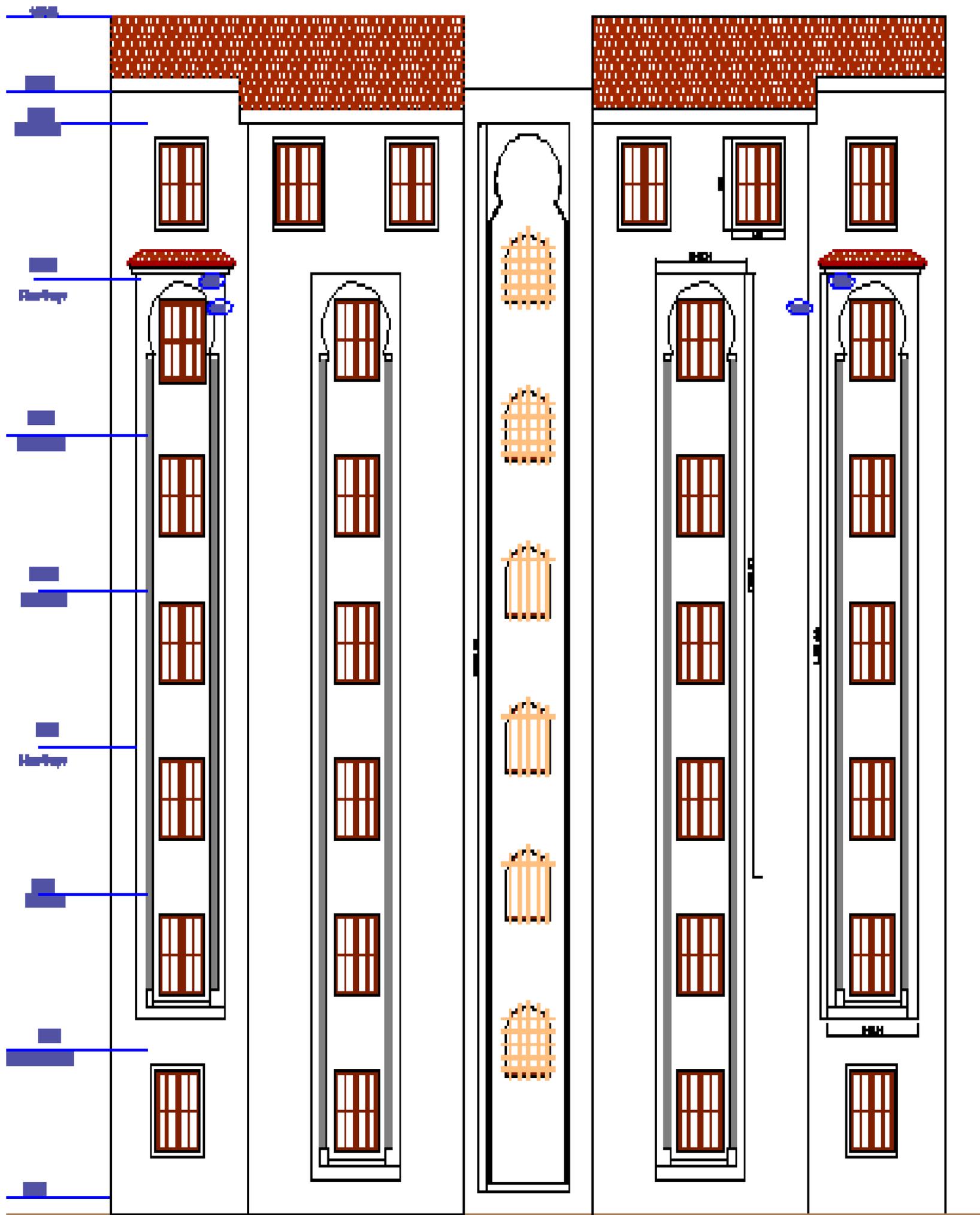
PLAN DU RDC AU 5EME ETAGE



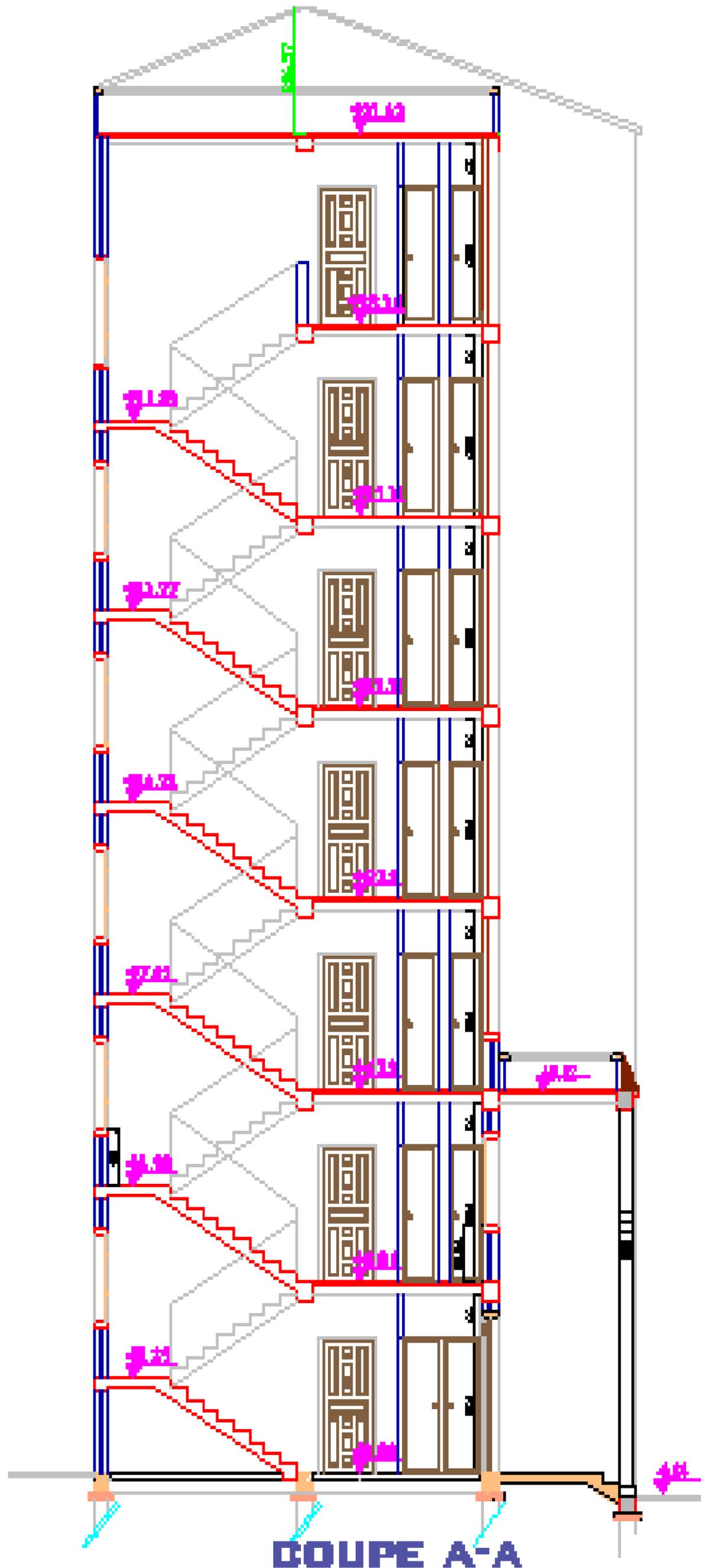
PLAN DE TERRASSE



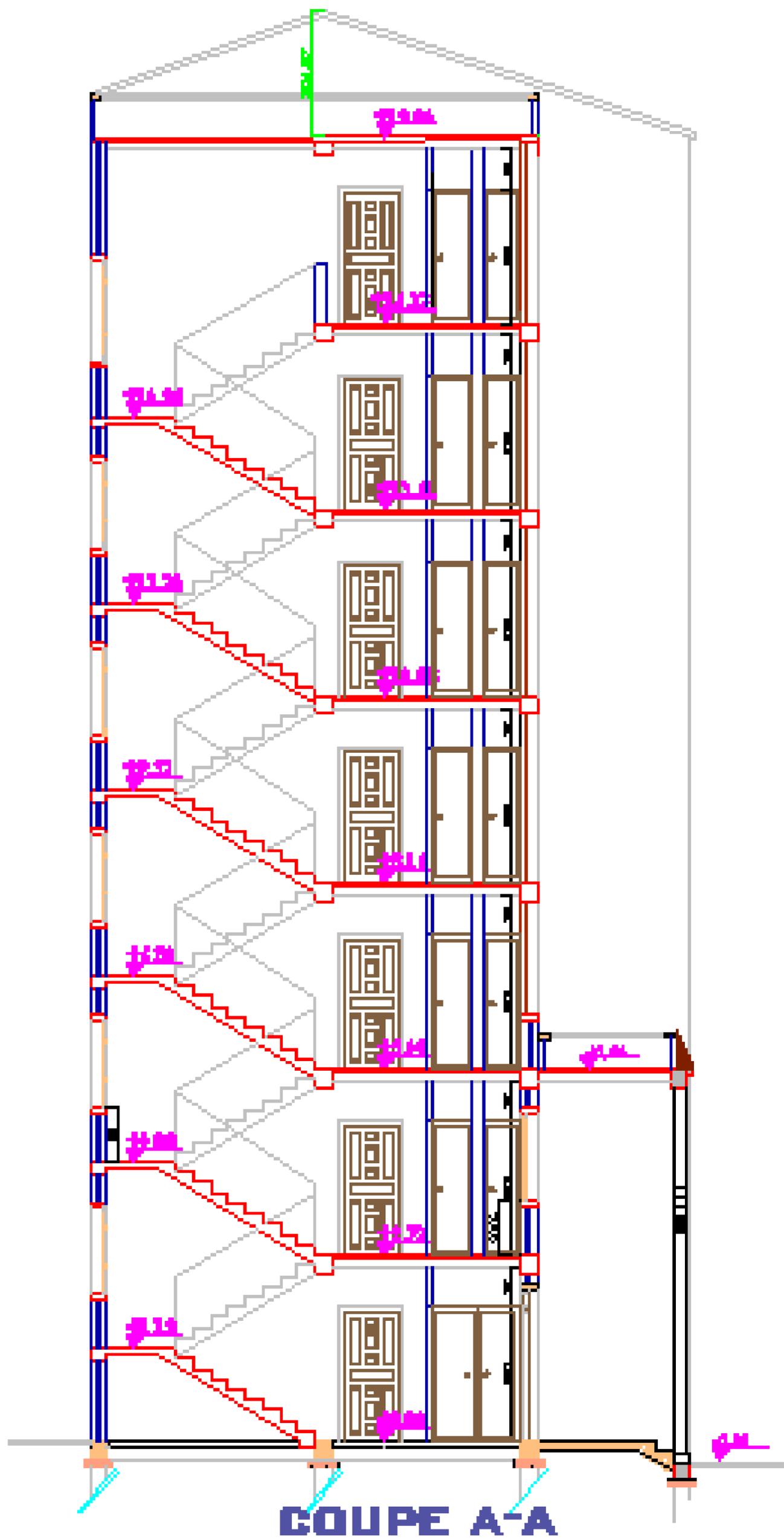
FAÇADE PRINCIPALE



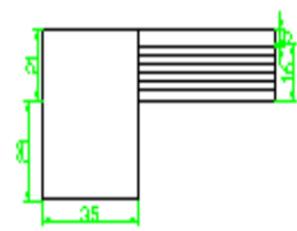
FAÇADE PRINCIPALE



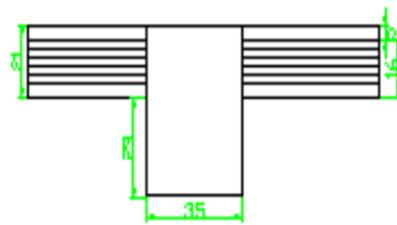
COUPE A-A



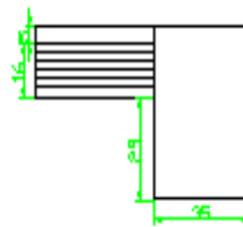
ANNEXE C



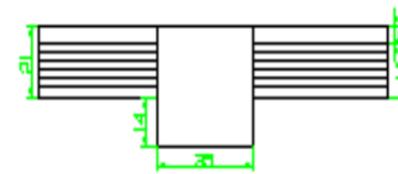
COUPE 1-1



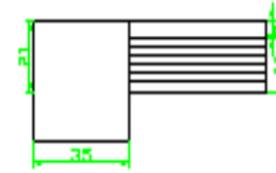
COUPE 2-2



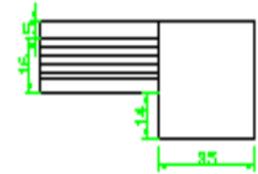
COUPE 3-3



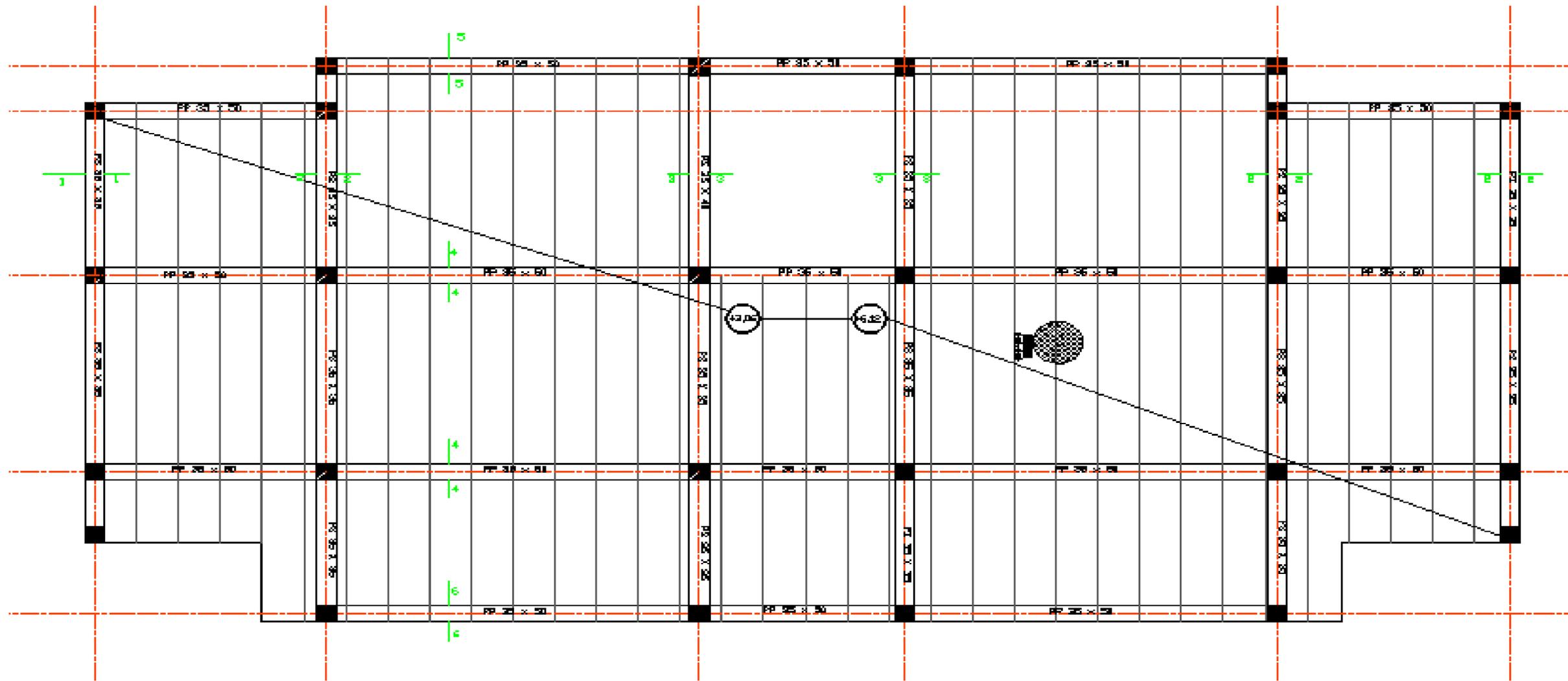
COUPE 4-4



COUPE 5-5

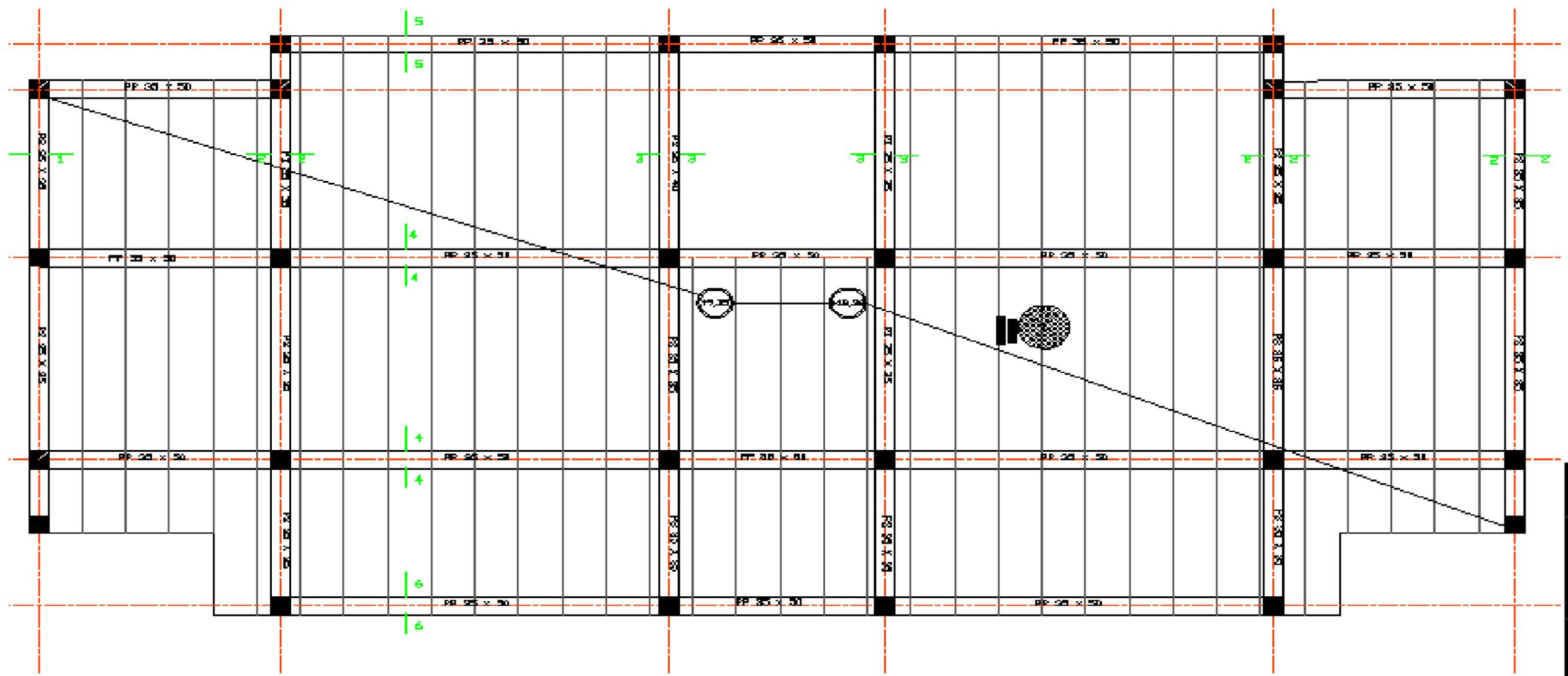
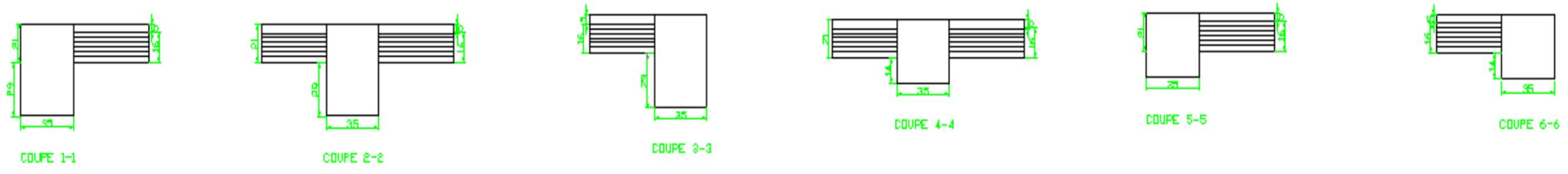


COUPE 6-6



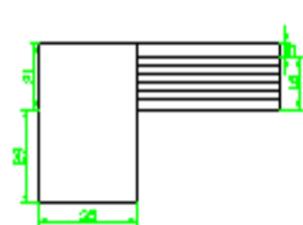
PLAN COFFRAGE PLANCHER DE RDC ET 1ER ETAGE
(BATIMENT HE=3,06M)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TLEMCEN
DAIRA : TLEMCEN
COMMUNE : TLEMCEN
PROJET : ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT EN SYSTEME ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ETAGE DIFFERENTE
ENCADRANTS : HASSADEN ET BENAMAR.A
TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DE RDC ET 1ER ETAGE
ABDELLAOUI FATIMA ZAHRA MOUSSAOUI SARRA
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAD DEPARTEMENT GENIE CIVIL

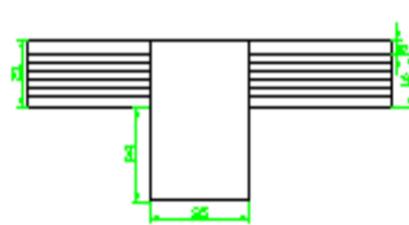


PLAN COFFRAGE PLANCHER DES ETAGES COURANTS
(BATIMENT HE=3,06m)

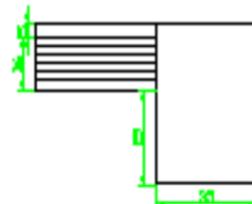
<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIE ET POPULAIRE</p>
<p>WILAYA: TLEMCEM DAIRA: TLEMCEM COMMUNE: TLEMCEM</p>
<p>PROJET: ETUDE COMPLEMENTAIRE D'UN MEME BATIMENT EN BETON ARMEE A UNE UNE HAUTEUR D'ETAGE NORMALE</p>
<p>ENCADREMENT: HASSADEN ET KHAMARA</p>
<p>TITRE: PLAN COFFRAGE PLANCHER DES ETAGES COURANTS (BARRIQUETTES - 8/08)</p>
<p>ABDELHAOU KHAMA, LAHRA MOUSSA OUISARA</p>
<p>UNIVERSITE AB OUFER ELKAJAD DEPARTEMENT GENIE CIVIL</p>



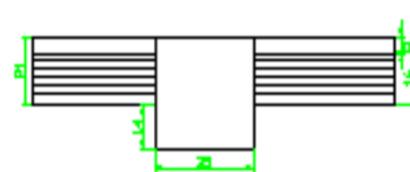
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



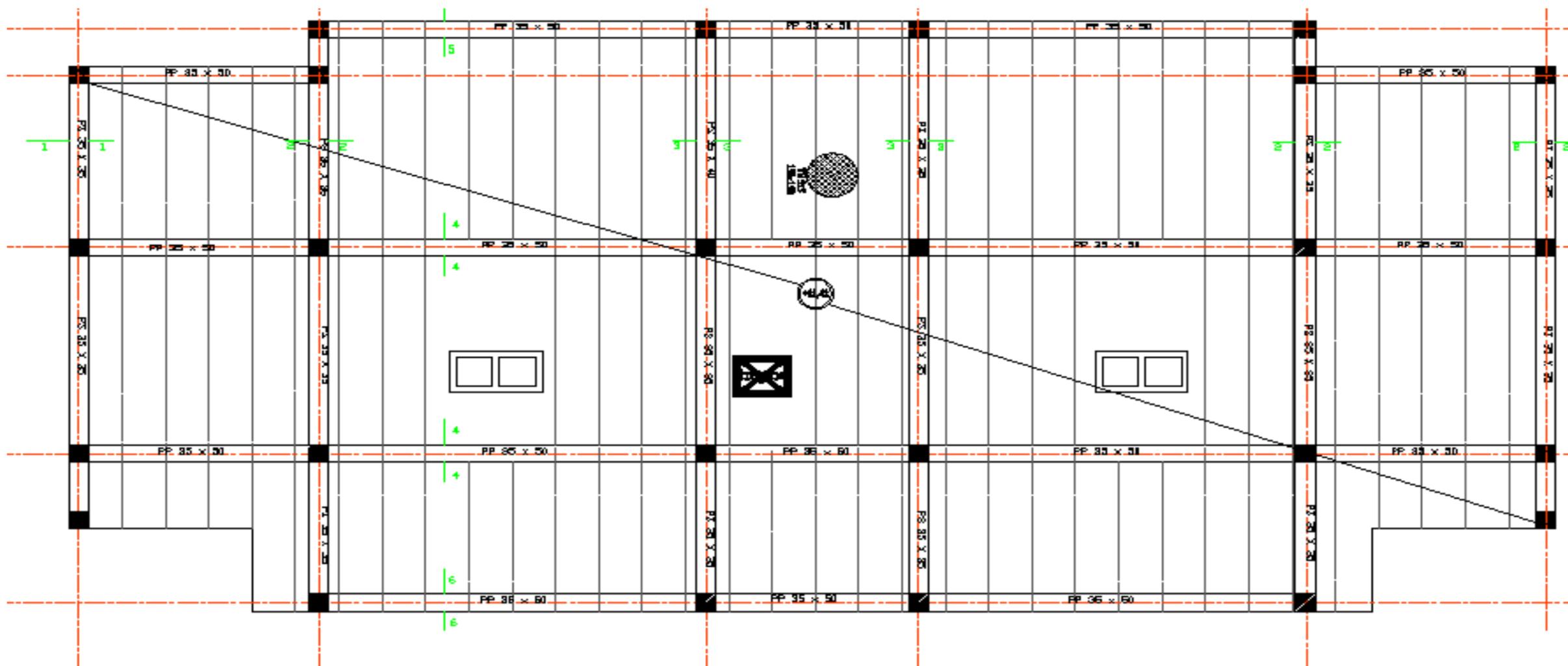
COUPE 4-4



COUPE 5-5



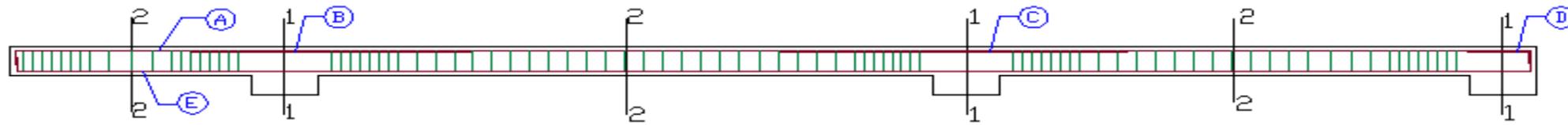
COUPE 6-6



PLAN COFFRAGE PLANCHER DE TERRASSE
(BATIMENT HE= 3,06m)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TLEMCEN
DAIRA : TLEMCEN
COMMUNE : TLEMCEN
PROJET : ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT EN BETON ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ETAGE DIFFERENTE
ENCADRANTS : HASSAMEN ET HEMAMARA
TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DE TERRASSE
ABOULLAOUI FATIMA ZAHRA MOUSSAOUI SARRA
UNIVERSITE ABOU BICKR BELKAID DEPARTEMENT GENIE CIVIL

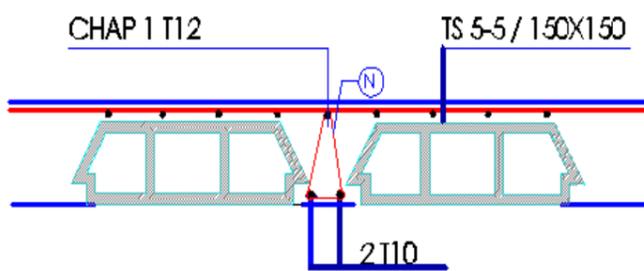
Type 01:



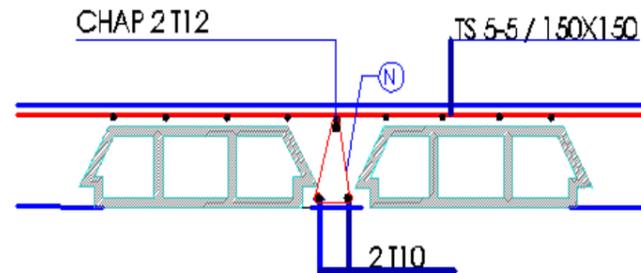
Type 02:



Type 03:



COUPE 1-1

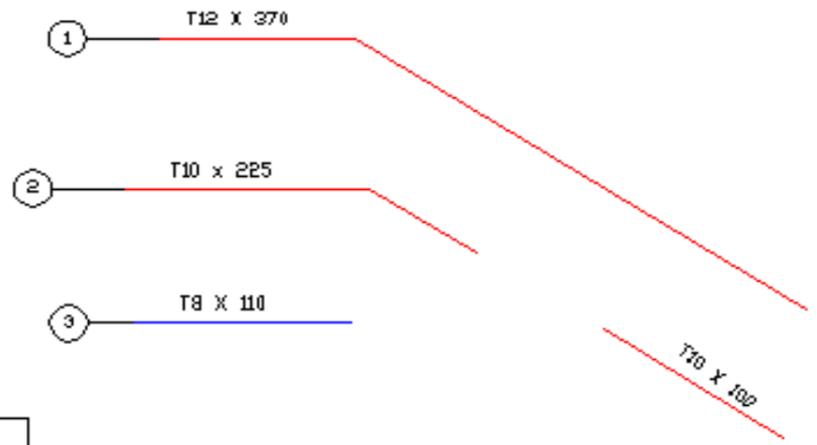
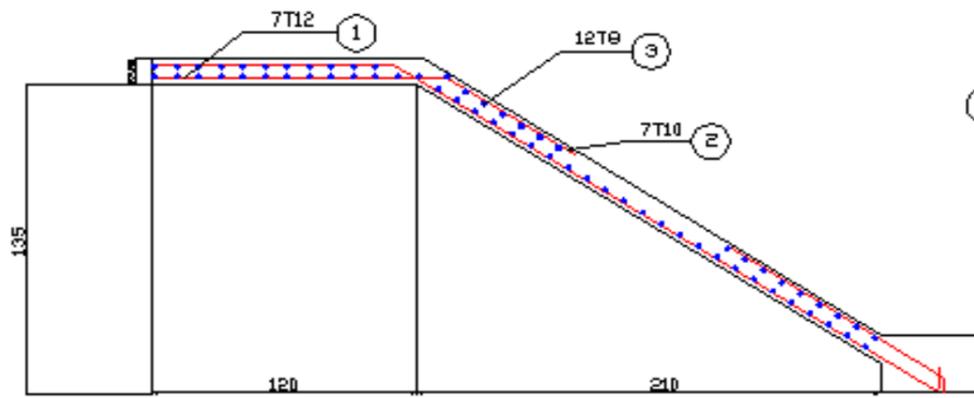


COUPE 2-2

Tableau de ferrillage des poutrelles

repère	Nbr	Φ	Façonnage
(A)	1	12	12 ^r 799 12
(B)	1	12	31 35 81 148
(C)	2	12	81 35 67 183
(D)	1	12	99 12
(E)	2	10	10 799 10
(F)	1	12	56 35 81 172
(G)	1	12	12 80
(H)	1	12	67 35 11 113
(I)	1	12	44 12
(J)	2	10	10 994 10
(K)	1	12	12 994 12
(L)	1	12	104 12
(M)	1	12	81 35 86 202
(N)	1	12	16 ^h 16 16

ESCALIERS (he = 3,06m)



ESCALIERS (he = 2,72 m)

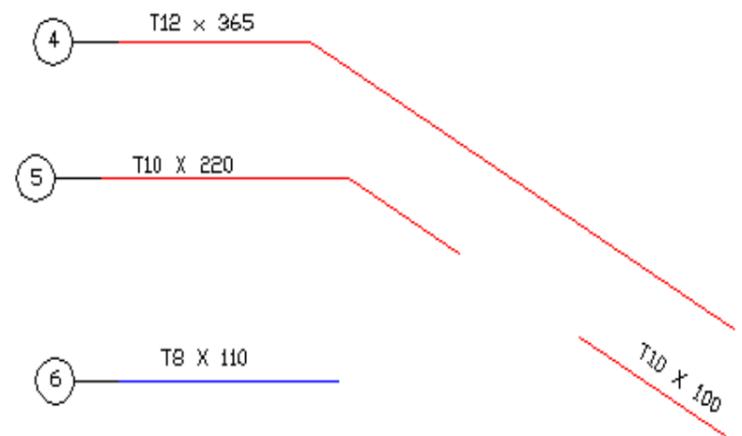
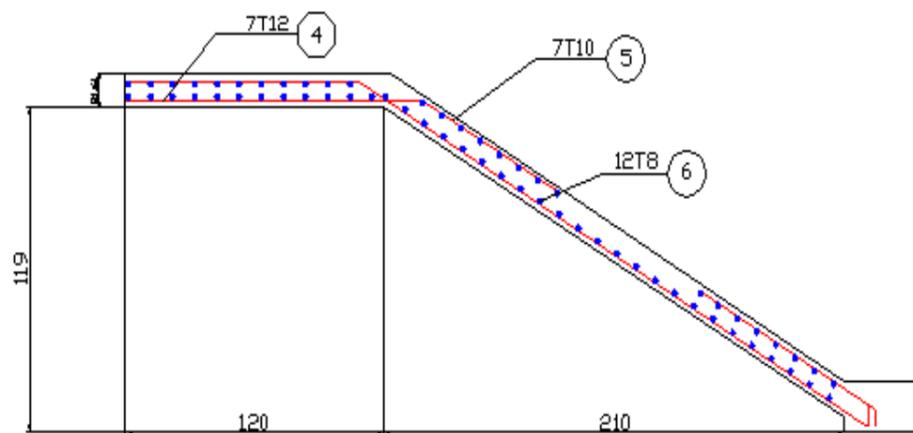
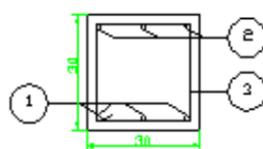
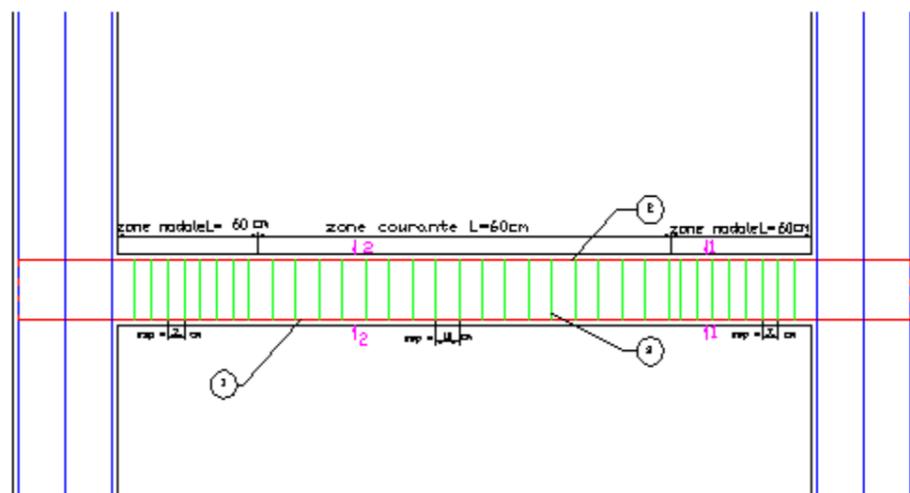
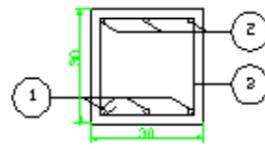


Tableau de ferrailage des poutres palières				
Repère	Nbr	Long	Ø	Façonnage
①	12	12	14	14 ————— 375,35 ————— 14
②	12	12	12	—————
③	144	144	06	



coupe 1-1

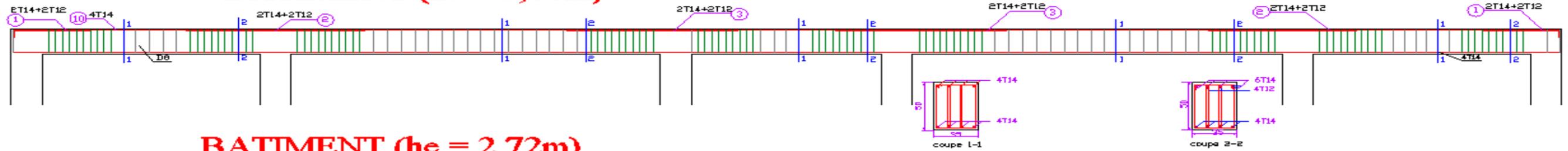


coupe 2-2

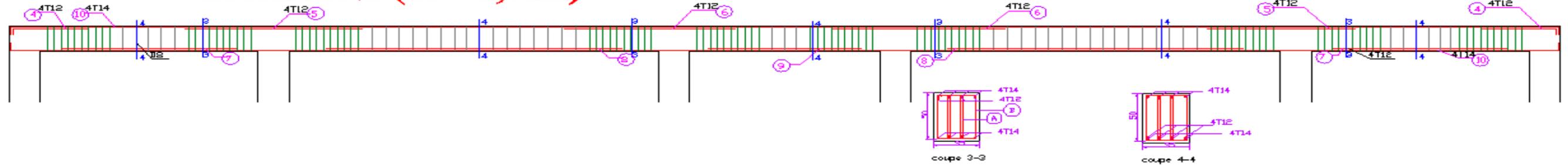
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TLEMCEM
DAIRA : TLEMCEM
COMMUNE : TLEMCEM
PROJET : ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT EN BETON ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ETAGE DIFFERENTE
ENCADRANTS : HASSAINE N ET BENAMARA
TITRE : PLANDE FERRAILLAGE DES ESCALIERS ET POUTRES PALIERES
ABDELLAOUI FATIMA ZAHRA MOUSSAOUI SARRA
UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID

POUTRES PRINCIPALES :

BATIMENT (he = 3,06m)

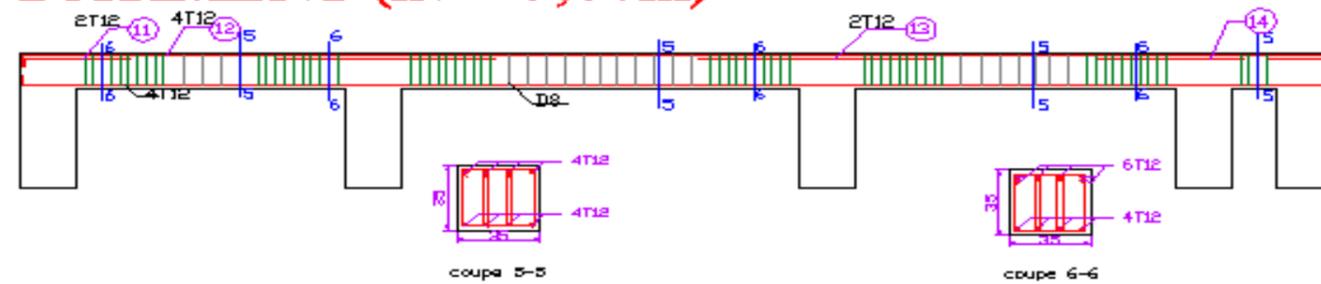


BATIMENT (he = 2,72m)



POUTRES SECONDAIRES :

BATIMENT (he = 3,06m)



BATIMENT (he = 2,72m)

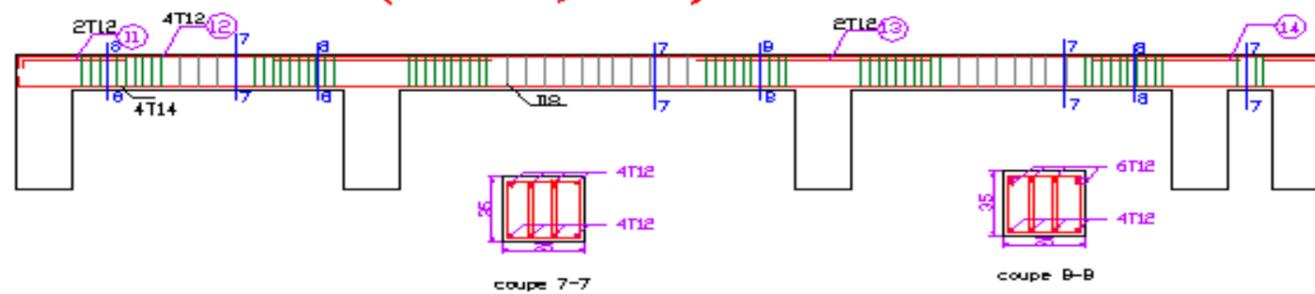


Tableau de ferrillage des poutres principales

Rep	Nbr	Long	D	Façonnage
①	84	108	14-12	108
②	84	257,5	14-12	257,5
③	42	247,5	14-12	247,5
④	42	108	12	108
⑤	42	257,5	12	257,5
⑥	42	247,5	12	247,5
⑦	84	252	12	252
⑧	84	428	12	428
⑨	42	220	12	220
⑩	84	2240	14	14 2240 14
⑪	3234	150	8	30 45 30 45 30
⑫	3234	113	8	30 45 30 45 30

Tableau de ferrillage des poutres secondaires

Rep	Nbr	Long	D	Façonnage
⑬	83	83	12	83
⑭	56	1040	12	14 1040 14
⑮	14	187,5	12	187,5
⑯	14	117,5	12	117,5
⑰	1330	120	8	30 30 30 30 30

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE ALGERIENNE
UNIVERSITE ALGERIENNE
UNIVERSITE ALGERIENNE

PROJET :

RECONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT
BÂTIMENT EN BLOC ALGERIEN A UN
DE HAUTEUR D'ÉTAGES/ÉTAGES

ÉTABLISSANT :

ALGERIEN ET ALGERIEN

TITRE :

PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES
PRINCIPALES ET SECONDAIRES

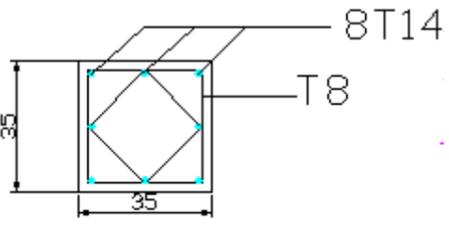
ARCHITECTE EN CHARGE :

INGÉNIEUR EN CHARGE :

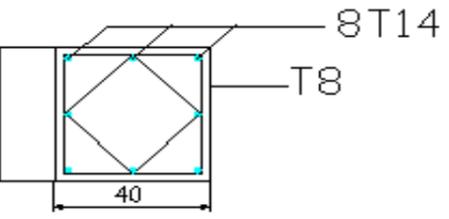
UNIVERSITÉ ALGERIENNE
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

POTEAU (he = 3,06m)

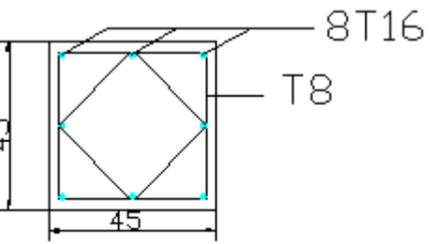
POTEAU (he = 2,72m)



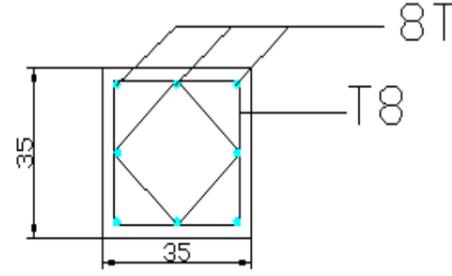
COUPE C - C



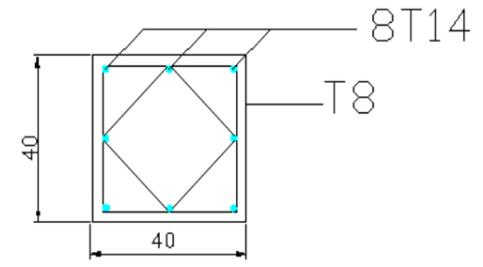
COUPE B - B



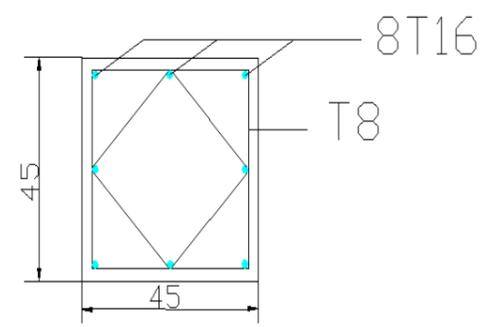
COUPE A - A



COUPE C' - C'



COUPE B' - B'



COUPE A' - A'

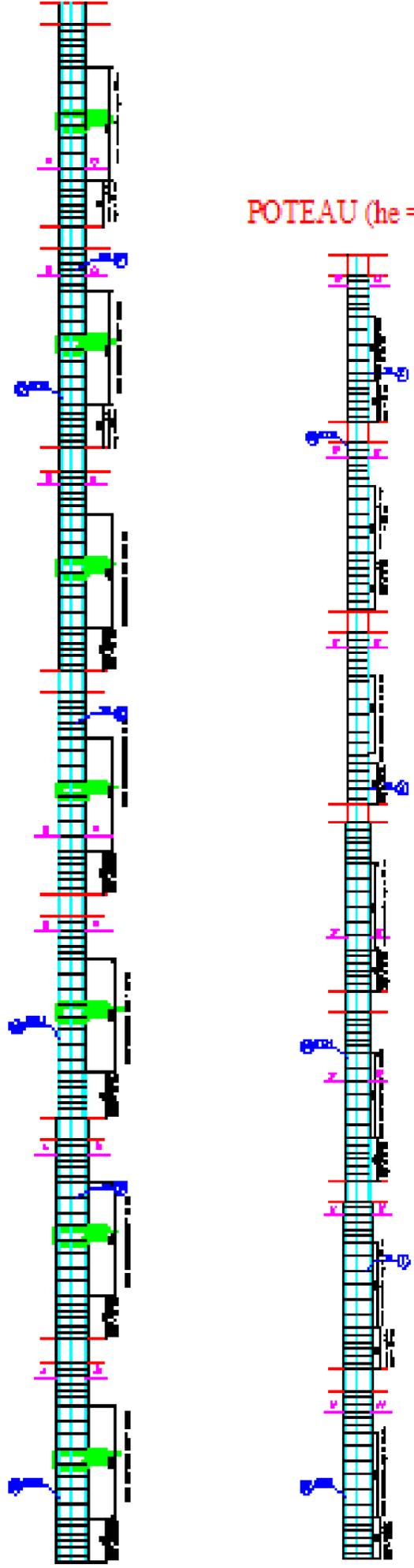


Tableau de ferrillage des poteaux

Repère	Nbr	L'eq	D	Disposition
ⓐ	192	370	16	108
ⓑ	192	362	14	257,5
ⓒ	288	354	12	247,5
ⓓ	192	336	16	108
ⓔ	192	328	14	257,5
ⓕ	288	320	12	247,5
ⓖ	1008	175	8	
ⓗ	1008	155	8	
ⓘ	1512	135	8	
ⓙ	912	175	8	
ⓚ	912	155	8	
ⓛ	1368	113	8	

REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA : TLEMCEM
DAIRA : TLEMCEM
COMMUNE : TLEMCEM

PROJET :
ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME
BATIMENT EN BETON ARMEE AVEC
UNE HAUTEUR DE TAGEE DIFFERENTE

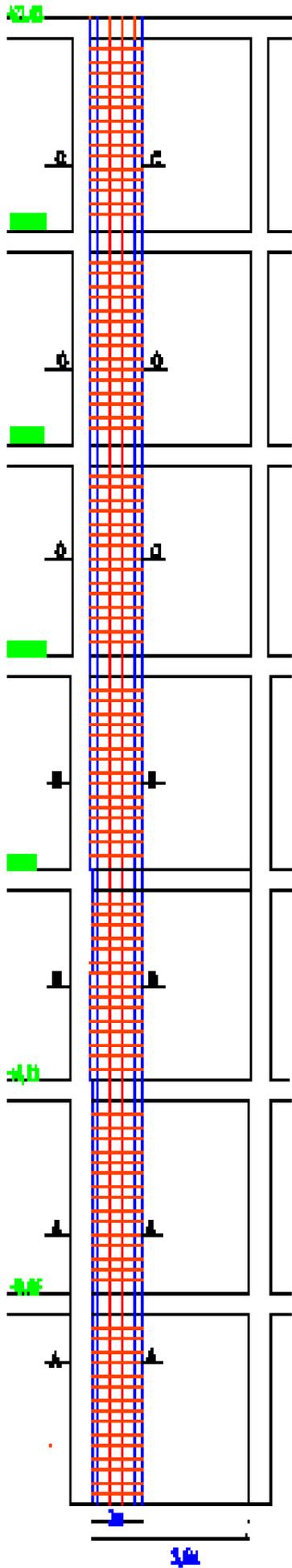
ENCADRANTS :
MASSAINE N ET BENAMARA

TITRE :
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

ADELLAOUI FATMA ZAHRA
MOUSSAOUI SARRA

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

VOILE (ha = 3,06m)



VOILE (ha = 2,72m)

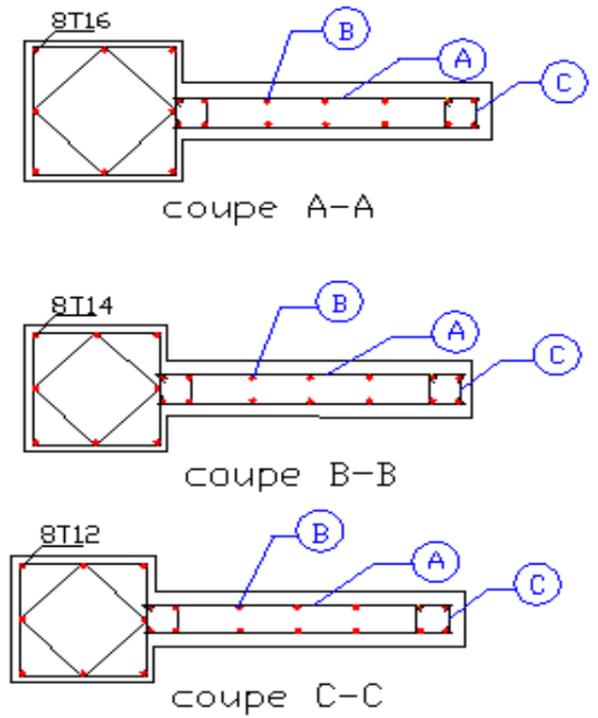
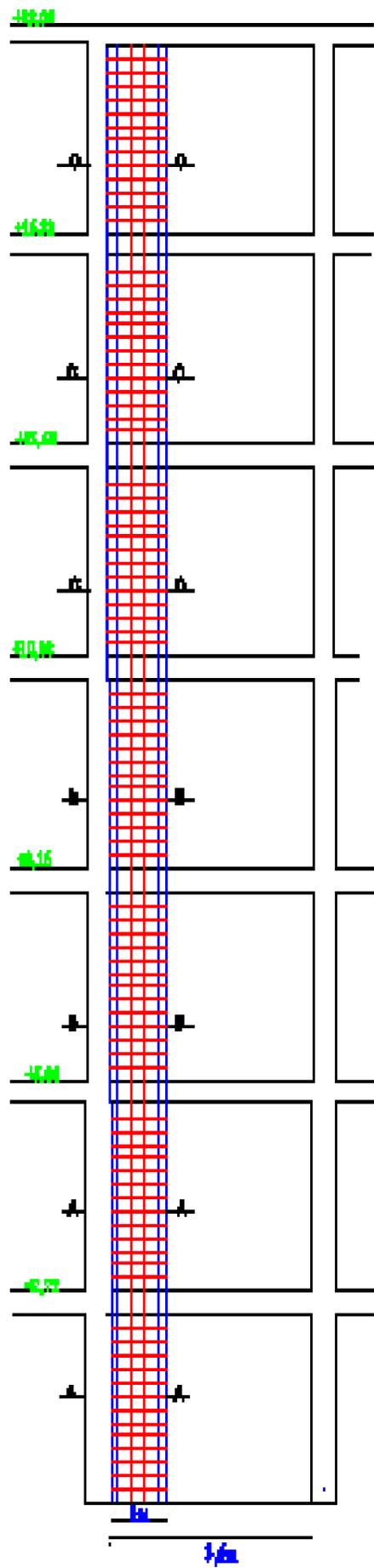
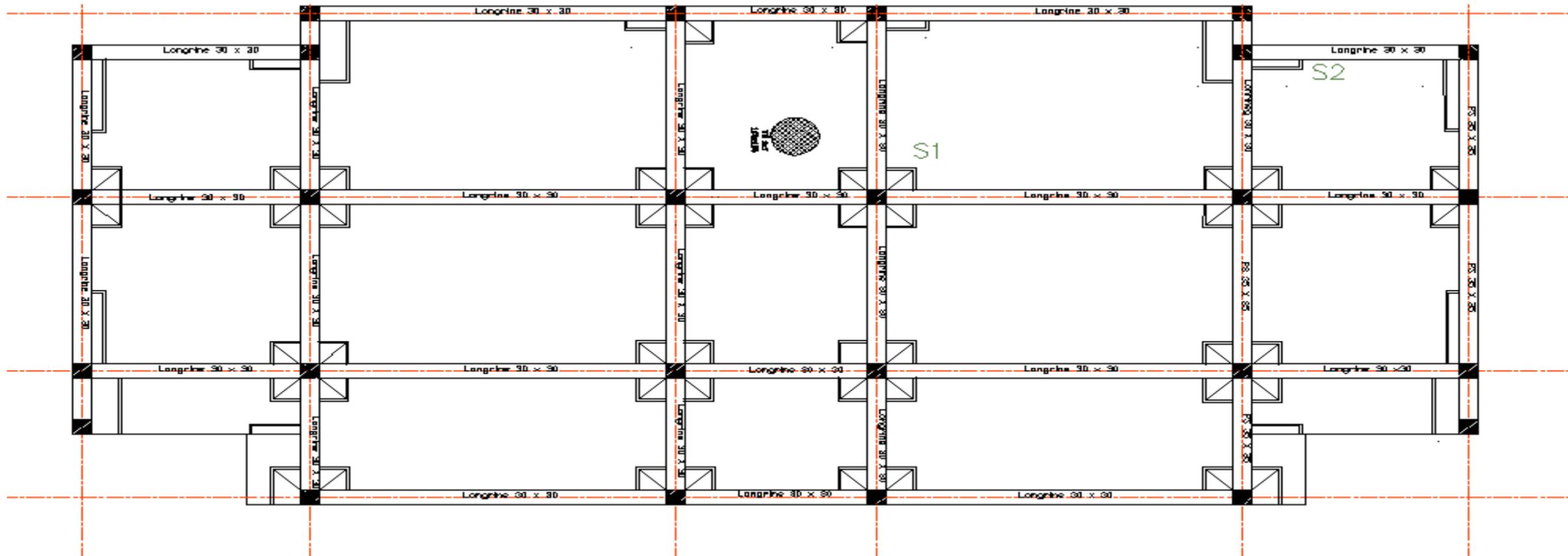


Tableau de ferrailage des voiles

repère	Nbr	long	D	façonnage
Ⓐ	14	187.5	12	12 — 80 — 12
Ⓑ	14	187.5	12	12 — 306 — 12
Ⓒ	14	187.5	8	<div style="text-align: center;"> 15 15 15 15 </div>

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TLEMCEN DAIRA : TLEMCEN COMMUNE : TLEMCEN
PROJET : ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT EN BETON ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ETAGE DIFFERENTE
ENCADRANTS : HASSANEN ET BENAMARA
TITRE : PLAN DE FERRAILAGE DES VOILES
ABDELLAOUI FATMA ZAHRA MOUSSAOUI SARRA
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PLAN DE FONDATION

TABLEAU DES SEMELLES ISOLEES						
répère	Dimension			Ferrailage		schémas des semelles isolées
	A	B	H	①	②	
S1	210	210	50	T20 e = 26cm	T20 e = 26cm	
S2	100	120	30	T12 e = 17cm	T10 e = 28cm	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TLEMCEN DAIRA : TLEMCEN COMMUNE : TLEMCEN
PROJET : ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT EN BETON ARMEE AVEC UNE HAUTEUR D'ET AGE DIFFERENTE
ENCADRANTS : HASSADEN ET BENAMARA
TITRE : PLAN DE FONDATION
ABDELLAOUT FATIMA ZAHRA MOUSSAOULI SARRA
UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ANNEXE D

WBS :
Construction d'un
bâtiment R+6 Tlemcen

