

Université ABOU BAKR BELKAID - TLEMCEN

Faculté de technologie
Département de Génie civil



Mémoire de l'obtention du diplôme
Master en génie civil
Option : Structures

**ELABORATION ET CALCUL D'UN BATIMENT EN BETON ARME A
USAGE MULTIPLE EN R+11 SITUE DANS LA REGION DE TLEMCEN**

Présenter par :

ALLAM Yacine

BABA AHMED Mohammed Aymene

Membre des jurys :

M^{lle} AYAD. F

Présidente

M^r HOUTI. F. B

Examineur

M^r HASSAINE .N

Encadreur

M^{me} SIDJELMACI. F

Encadreur

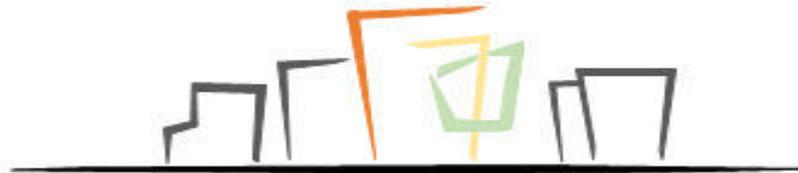
Université **ABOU BAKR BELKAID - TLEMCEM**

Faculté de technologie
Département de Génie-Civil

Mémoire de fin d'étude

Elaboration et calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple en R+11

situé dans la région de Tlemcen



Etudiants :

ALLAM Yacine

BABA AHMED Mohamed Aymene

Encadreurs :

M^r HASSAINE Nasreddine

M^{me} SIDJELMACI Fedia

Contact :

yacinegc13@gmail.com

aymenebam1@gmail.com

Promotion : 2019-2020

Remerciement

On remercie en premier lieu Dieu tout puissant de m'avoir accordé la puissance et la volonté pour achever ce travail.

On tient à remercier toute l'équipe pédagogique de la faculté de technologie et les intervenants professionnels responsables de la formation génie civil.

Aux membres de notre jury Pour le grand honneur qu'ils nous font en acceptant de juger ce travail.

M^{lle} AYAD .F, la résidente de jury, et, M^r HOUTI .F.B, notre examinateur du mémoire.

Nous vous remercions de l'honneur que vous nous avez fait en acceptant de présider et examiner notre jury. Nous vous remercions de votre enseignement et nous vous sommes très reconnaissants de bien vouloir porter intérêt à ce travail. Nous avons bénéficié, au cours de nos études, de votre enseignement clair et précis. Votre gentillesse, vos qualités humaines, votre modestie n'ont rien d'égal que votre compétence. Veuillez trouver ici, professeurs, l'expression de nos sincères remerciements

*Avant d'entamer ce rapport, nous profitons de l'occasion pour remercier tout d'abord notre encadreur Monsieur **HASSAINE Nasreddine** qui n'a pas cessé de nous encourager pendant la durée du projet, ainsi pour sa générosité en matière de formation et d'encadrement. Nous le remercions également pour l'aide et les conseils concernant les missions évoquées dans ce rapport, qu'il nous a apporté lors des différents suivis, et la confiance qu'il nous a témoigné.*

*Nous tenons à remercier notre co-encadreur Madame **SEDJELMASI Fedia** de nous avoir incités à travailler en mettant à notre disposition leurs expériences et leurs compétences.*

*On doit aussi une grande partie de notre travail à **DJELAMA Mousaab** Ses conseils nous ont aidé à surmonter beaucoup de difficultés. On le remercie chaleureusement pour sa pédagogie, sa patience, sa disponibilité et son dévouement.*

*On tient aussi à remercier tous les gens du CTC Tlemcen, chercheurs, thésards stagiaire et visiteurs, pour leur disponibilité, leur sympathie, et pour l'ambiance amicale qui règne au sein du projet. On remercie particulièrement M^r **BENYACOUB. A**, et M^r **SELKA** pour leur disponibilité et leur bonne humeur.*

Enfin On ne peut pas oublier les gens de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen où était le début de notre chemin scientifique. On les remercie sincèrement pour nous avoir donné ce niveau d'ingénieur, ce niveau qui a constitué notre véritable appui et notre support durant ce travail et il le fera le long du notre chemin professionnel...

Dédicace

*Avec un énorme plaisir et une immense joie que je dédie ce modeste travail
aux être les plus chers de ma vie*

*A mes meilleurs parent ; dans l'architecture de ma vie vous étiez le système
constructif le plus puissant, le mieux structuré, aucune dédicace, mot ou
travail ne sauront exprimer ma gratitude, mon amour et ma considération pour
les sacrifices que vous avez fait pour mon instruction et mon bien être. Je vous
remercie pour votre amour, vos prières et vos encouragements tout au long de
ma vie. J'espère qu'à travers ce travail j'ai pu vous rendre un petit
pourcentage de tous ce que vous m'avez offert dans la vie*

« Que dieu vous protège »

*A mes chers frères ; avec tout l'amour que je vous porte je vous souhaite tout
le bonheur du monde dans vos vies. Que dieu vous réserve tout le bien du
monde.*

*A mon binôme, pour sa patience, sa collaboration et sa compréhension dans
les moments difficiles, qui me donne toujours de la force pour continuer et
d'aller de l'avant.*

*A ma famille et à toute personne qui a participé de près ou de loin pour la
réalisation de ce travail.*

Yacine ALLAM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux être les plus chers à mon cœur

A la doyenne de notre famille « Mia » ma grande mère ; qui m'a soutenu et encouragé ; votre sourire fait mon bonheur, que dieu vous accorde une longue vie et bonne santé.

A ma tendre mère, celle qui m'a donné la vie, la source de tendresse, la patience et la générosité qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager à me donner de l'aide, ta prière et ta bénédiction mon étaient une source pour mené au bien à bien mes études, que dieu te protège et te garde pour moi.

A mon père ; aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours pour vous, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être, que dieu lui accord une longue vie et bonne santé.

A ma sœur ; avec qui j'ai partagé des beaux moments.

A ma deuxième mère ; ma tante « Sou-Chiya » qui a toujours était à mes cotés et m'accompagné par ses prières et son soutient moral, puis dieu jouir ta vie et t'aider à réaliser tes rêves, je te souhaite un avenir radieux plein de réussite.

A mon très cher oncle ; Je le remercie pour le soutien et l'attention qu'il m'a prêté pendant tout mon parcours, je te souhaite une longue et heureuse vie.

A tous mes amis qui m'ont accompagné tout au long de ce parcours universitaire et à toute personne qui a participé de près ou de loin pour l'accomplissent ce modeste travail.

Aymene Mohammed BABA AHMED

RESUME :

Ce projet présente une élaboration et étude d'une structure en béton armé à usage multiple en R+11, constituée d'un rez de chaussée à usage commercial et une mezzanine pour les services, bureaux, et 10 étages à usage d'habitation, implantés à Bouhanak dans la wilaya de Tlemcen.

Ce travail qui nous a été confié est constitué de deux parties ; une étude architecturale et documentaire et la deuxième partie est la partie génie civil.

- La première partie consiste en une étude architecturale et documentaire scindée en deux chapitres, ayant pour objectif de cerner et de comprendre tous les éléments théoriques de base, en rapport avec le sujet de recherche.

- La deuxième partie est la partie génie civil, elle regroupe sept chapitres, de la présentation du projet passant par le dimensionnement afin de modéliser la structure et faire une analyse dynamique généralisée vérifier et calculer le ferrailage des différents éléments de la structure.

Mots clefs :

Habitat collectif, Qualité, Satisfaction des usagers, Processus, Concepteurs, Gestion réglementaire

Bâtiment, Béton armé, Séisme

SUMMARY :

This project presents the development and study of a reinforced concrete structure for multiple use in R + 11, consisting of a ground floor for commercial use and a mezzanine for services, offices, and 10 floors for residential use, set up in Bouhanak in the town of Tlemcen.

This work which has been entrusted to us consists of two parts; a documentary architectural study and the second part is the civil engineering part.

- The first part consists of an architectural and documentary study split into two chapters, with the aim of identifying and understanding all the basic theoretical elements, related to the research subject.

- The second part is the civil engineering part, it brings together seven chapters, from the presentation of the project through the dimensioning in order to model the structure and make a generalized dynamic analysis to check and calculate the reinforcement of the various elements of the structure.

Keywords:

Collective housing, Quality, User satisfaction, Processes, Designers, Regulatory management
Building, Reinforced concrete, Earthquake

ملخص :

يقدم هذا المشروع تطوير ودراسة الهيكل الخرساني المسلح للاستخدامات المتعددة ويتكون من طابق أرضي للاستخدام التجاري و يتكون من 11 طابقاً، طابق أرضي مخصص للاستخدام التجاري و طابق أول مخصص للمكاتب و قاعة المطالعة إضافة إلى 10 طوابق مهيئة للسكن. المشروع يقع منطقة بوهناق بلدية منصوره ولاية تلمسان .

يتكون هذا العمل الذي أوكل إلينا من جزئين، الجزء الأول عبارة عن دراسة معمارية وثائقية والجزء الثاني قسم الهندسة المدنية

- يتكون الجزء الأول من دراسة معمارية وثائقية مقسمة إلى فصلين بهدف تحديد وفهم جميع العناصر النظرية الأساسية المتعلقة بموضوع البحث.

- الجزء الثاني هو قسم الهندسة المدنية ، ويجمع سبع فصول ، من تقديم المشروع إلى الأبعاد من أجل نمذجة الهيكل وإجراء تحليل ديناميكي معمم لفحص وحساب تقوية العناصر المختلفة للهيكل.

الكلمات المفتاحية :

السكن الجماعي ، الجودة ، إرضاء المستخدم ، المناهج ، المصممون ، الإدارة التنظيمية
بناء، خرسانة مسلحة، زلزال



TABLE DES MATIERES

INDRODUCTION GENERALE

Introduction
Problématique
Hypothèses de recherche
Objectif et finalités de l'étude
Méthodologie et structure du mémoire

PREMIERE PARTIE: CONCEPTION ARCHITECTURALE

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION	6
I-1- ANALYSE THEMATIQUE	6
I-1-1- Définitions	6
I-1-1-1- Définition de l'habitat en générale	6
I-1-1-2- Définition de l'habitat individuel	6
I-1-1-3- Définition de l'habitat intermédiaire (semi-collectif)	6
a- Caractéristiques de l'habitat intermédiaire	6
I-1-1-4- Définition de l'habitat collectif	7
a- Caractéristiques de l'habitat collectif	7
b- Hiérarchisation des espaces	7
b-1- L'espace public	7
b-2- L'espace semi-public	7
b-3- L'espace semi-privé	7
b-4- L'espace privé	7
I-1-1-5- Définition de l'habitat intégré	7
I-1-1-6- Définition de l'habitat haute standing	7
I-1-1-7- Définition d'un bâtiment	7
I-1-1-8- Définition du logement	7
I-1-2- L'habitat en Algérie	8
I-1-2-1- La politique de l'habitat avant et après l'indépendance	8
a- Les politiques urbaines en ALGERIE pendant la colonisation française.....	8
a-1- La période 1830-1919	8
a-2- La période 1919-1948	8
a-3- La période 1948-1962	8
b- Les politiques urbaines en Algérie après l'indépendance	8
b-1- La période 1966-1990	8
b-2- Les années 2000	9
I-1-3- Les normes d'habitations en Algérie	9

I-1-4- Les règles générales de construction et d'urbanisme en Algérie	10
I-1-4-1- Règles de composition urbaine	10
a- Implantation des constructions	10
a-1- Implantation des constructions dans une même parcelle de terrain	10
a-2- Implantation des constructions par rapport aux limites séparatives	11
b- Hauteurs des constructions	12
c- Densité des constructions	14
d- Servitude des constructions édifiées de part et d'autre d'une autoroute	15
e- Servitude des constructions édifiées de part et d'autre d'un grand itinéraire	16
I-1-4-2- Règles de composition Architecturale	16
a-composition architecturale des constructions	16
a-1- Volumétrie	16
a-2- Matériaux :	17
b- Règles de composition architecturale des murs de clôture :	17
c-Déroations aux règles de composition urbaine et architecturale :	17
I-2- ANALYSE DES EXEMPLES	18
I-2-1- Analyse de l'exemple 1 La tour « OPAL » Genève	18
I-2-1-1- Identification et description du projet	18
I-2-1-2- Implantation du projet	18
a- Situation du projet	18
b- Plan de masse	19
c- Orientation du projet	19
I-2-1-3- Analyse spatiale de la tour OPAL	19
a-Programme	19
b- Fonctionnements et accès	20
c- Favorisation et mobilités	21
d- Etude des plans	21
d-1- Niveau sous sol (Parking)	22
d-2- Niveau RDC	22
d-3- Etage courant pour activités	22
d-4- Etage courant pour logements	23
I-2-1-3- Analyse architectural de la tour OPAL	23
a- Les éléments constituant l'espace extérieur	23
b- Les éléments constituant l'espace intérieur	24
I-2-2- Analyse de l'exemple 2 La tour « VIVA » Canada	25
I-2-2-1- Identification et description du projet	25
I-2-2-2- Implantation du projet	25
a- Situation du projet	25
b- Plan de masse	26
c- Orientation du projet	26
I-2-2-3- Analyse spatiale de la tour VIVA	26
a- Favorisation des mobilités	26
b-Programme	27

c- Organigramme et fonctionnements	27
c- Etude des plans	27
d-1- Niveau RDC	27
d-2- Niveau mezzanine	28
d-3- Niveau 1 ^{er} au 11 ^{eme} Etage	28
d-4- Niveau 12 ^{eme} et 13 ^{eme} Etage	29
I-2-2-4- Analyse architectural de la tour VIVA	29
a- Les éléments constituant l'espace extérieur	29
b- Les éléments constituant l'espace intérieur	30
I-2-3- Analyse de l'exemple 2 La tour « BENZIADA » l'Algérie	31
I-2-3-1- Identification et description du projet	31
I-2-3-2- Implantation du projet	31
a- Situation du projet	31
b- Orientation du projet	31
I-2-3-3- Analyse spatiale de la tour BENZIADA	32
a-Programme	32
b- Organigramme de fonctionnements de la tour	32
c- Etude des plans	32
c-1- Niveau étage courant	32
I-2-3-4- Analyse architectural de la tour BENZIADA	34
I-2-4- Tableaux récapitulatifs	34
Conclusion	36

CHAPITRE II : ETUDE ARCHITECTURALE

INTRODUCTION	38
II-1- ANALYSE URBAINE DE LA WILAYA DE TLEMCCEN	38
II-1-1-Généralités sur la wilaya de Tlemcen	38
II-1-1-1- Situation géographique	38
a- Tlemcen dans le cadre national	38
b- Le groupement de Tlemcen dans le cadre de la wilaya	39
II-1-1-2- L'habitat dans la wilaya de Tlemcen	39
II-1-1-3- Les besoins de surfaces à urbanisés	41
II-1-1-4- Lecture du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme PDAU	41
a- Définition de PDAU	41
b- Le rôle de PDAU	41
c- Le contenu de PDAU	41
II-2- ANALYSE DU SITE D'INTERVENTION	42
II-2-1- Présentation de l'assiette d'intervention	42
II-2-1-1- Fiche technique	42
II-2-1-2- Situation du terrain	42
II-2-2- Analyse technique.....	43

II-2-2-1- Accessibilité au quartier Bouhanak	43
II-2-2-2- Accessibilité au terrain et circulations	43
II-2-3- Analyse physique	44
II-2-3-1- La typo-morphologie du terrain	44
a- La forme du terrain et dimensions	44
b- Les pentes du terrain	44
II-2-3-2- Délimitation de l'aire d'étude	45
II-2-3-3- Environnement immédiat	45
II-2-3-4- Les vues	46
II-2-4- Analyse climatique	47
II-2-4-1- La température	47
II-2-4-2- La pluviosité	47
II-2-5- Analyse des servitudes	47
II-2-6- Analyse fonctionnelle	48
II-2-6-1- Etats des hauteurs	48
II-2-6-2- Fonction urbaine	48
II-2-6-3- Les nuisance	49
II-2-6-4- Les gabarits, façades et toitures	49
II-2-7- Synthèse	49
Conclusion	49
II-3- APPROCHE PROGRAMMATIQUE	50
II-3-1- Définition des principaux espaces d'un immeuble d'habitation	50
II-3-1-1- La partie publique.....	50
II-3-1-2- La partie semi-privé	50
II-3-1-3- La partie privé	51
II-3-2- Programme de base	51
II-3-2-1- Classification des fonctions	51
II-3-2-2- Organisation fonctionnelle	51
II-3-2-3- Programme spécifique	52
II-3-3- Les organigrammes	53
II-3-3-1- Organigramme d'hierarchisation des espaces	53
II-3-3-2- Organigrammes fonctionnels	53
a- Identification des fonctionnalités	53
b- Les groupements fonctionnels	54
b-1- Accueil	54
b-2- Préparation et prise des repas	55
b-3- Hygiène	55
b-4- Sommeil	56
II-3-4- La genèse du projet	57
II-3-4-1- Etape 1 : « Axes majeurs de composition »	57
a- L'orientation	57
a-1- Orientation du projet	57
a-2- Orientation des logements	57

II-3-4-2- Etape 2 : « Hiérarchisation des espaces »	58
II-3-4-3- Etape 3 : « Accessibilités au terrain »	59
II-3-4-4- Etape 4 : « Organisation fonctionnelle »	59
II-3-4-5- Etape 5 : « composition volumétrique »	60
a- La forme du projet	60
b- La volumétrie	60
II-3-5-6- Etape 6 : « Principe de l'aménagement du plan de masse »	61
a- L'espace de jeux	61
b- Les espaces de végétation	62
II-3-5- Principe de composition des plans	62
II-3-5-1- Typologie 1 : F3	62
II-3-5-2- Typologie 2 : F4	63
II-3-5-3- Typologie 3 : F5	63
II-3-5-4- Plan de réez de chaussé : (L'étage commercial)	64
II-3-5-4- Plan de mezzanine	64
II-3-6- Processus d'élaboration des façades	65
Conclusion	67
 CONCLUSION GENERALE DE LA PREMIERE PARTIE	 68

DEUXIEME PARTIE: CALCUL GENIE CIVIL

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE III : PRESENTATION DU PROJET

INTRODUCTION :	72
III-1- PRESENTATION DE L'OUVRAGE	72
III-2- DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	73
III-2-1- Disposition des blocs	73
III-2-2- Caractéristiques géographiques	73
III-2-3- Paramètres des bâtiments et caractéristiques géotechnique du sol	74
III-3- OSSATURES ET SYSTEME CONSTRUCTIF	74
III-3-1- Les planchers	74
III-3-2- La maçonnerie	75
III-3-3- Les terrasses	75
III-3-4- Les revêtements	75
III-3-5- Les escaliers	75
III-3-6- L'ascenseur	75
III-3-7- Les fondations	75

III-4- LES REGLEMENTS	76
III-5- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	76
III-5-1- Béton	76
III-5-1-1- Résistance à la compression	76
III-5-1-2- Resistance à la traction	76
III-5-1-3- Module de déformation longitudinale du béton	77
III-5-1-4- Module de déformation transversale	77
III-5-1-5- Contraintes limites	77
a- Etat limite ultime	77
b- Etat limite de service	78
III-5-2- Acier	78
III-5-2-1- Caractéristiques mécaniques de l'acier	78
III-5-2-2- Contrainte et déformation de l'acier	79
a- Etat limite ultime ELU	79
b- Etat limite de service ELS	80
Conclusion	80

CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT ET DSCENTE DE CHARGES

INTRODUCTION	83
IV-1- LE PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	83
IV-1-1- Les poteaux	83
IV-1-2- Les poutres	86
IV-1-2-1- Les poutres principales	87
IV-1-2-2- Les poutres secondaires	87
IV-1-3- Pré-dimensionnement des planchers	88
IV-1-3-1- Planchers corps creux	88
IV-1-3-3- Planche en dalle pleine	88
IV-1-4- Pré-dimensionnement des voiles.....	89
IV-2- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGE	90
IV-2-1- Planchers	90
IV-2-1-1- Planchers terrasse	90
a- Planchers terrasse inaccessible (Dalle pleine)	90
b- Planchers terrasse accessible (corps creux)	91
c- Planchers étage courant	91
d- Dalle pleine	92
IV-2-2- Murs	92
IV-2-2-1- Murs extérieurs :.....	92
IV-2-2-2- Murs intérieurs :.....	93

Chapitre V : ETUDE DES PLANCHERS

INTRODUCTION :	95
V-1- ETUDE DU PLANCHER CORPS CREUX	95
V-1-1- Etude des poutrelles	95
V-1-1-1- Dimensionnement des poutrelles	95
V-1-1-2- Combinaison des charges	96
V-1-2-3- Méthodes de calcul	97
V-1-2-4- Types des poutrelles	97
V-1-2-5- Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants	98
V-1-2-6- Détermination des armatures	109
a- Calcul des armatures longitudinales	109
b- Calcul des armatures transversales	112
c- L'ancrage des barres	114
V-1-2-7- Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles	115
V-1-2- Ferrailage de la dalle de compression	115
V-2- ETUDE DES DALLES PLEINES	116
V-2-1- Combinaison des charges et combinaisons fondamentales	116
V-2-2- Méthodes de calcul	116
V-2-3- Calcul des moments fléchissant	117
V-2-3-1- Moments dus aux charges uniformément réparties	117
V-2-3-2- Moment total appliqué sur la dalle	117
V-2-4- Calcul des armatures	118
V-2-4-1- Suivant X-X	119
V-2-4-2- Suivant Y-Y	121
V-2-4-3- Calcul de l'enrobage	121
V-3- ETUDE DES BALCONS	122
V-3-1- Vérification si la dalle est portante dans un seul ou deux sens	122
V-3-2- Combinaison des charges	123
V-3-3- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants	123
V-3-4- Détermination des armatures	124
V-3-4-1- Calcul des armatures longitudinales	124
V-3-4-2- Calcul des armatures transversales	126
V-3-5- Calcul du contre poids	126

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

INTRODUCTION :	128
VI-1- ETUDE D'ESCALIER	128
VI-1-1- Pré-dimensionnement des escaliers	129
VI-1-1-1 - Pré-dimensionnement d'escalier « model 1 »	130
a- Pour le RDC	130
b- Pour l'étage courant	132
VI-1-1-2 - Pré-dimensionnement d'escalier « model 2 »	133
VI-1-2- Descente de charges	136
VI-1-3- Combinaison de charges	136
VI-1-4- Détermination des sollicitations	137
VI-1-5- Détermination des armatures	140
VI-1-6- Etude de la poutre palière	143
VI-1-6-1- Pré-dimensionnement de la poutre brisée	143
VI-1-6-2- Evaluation des charges	144
VI-1-6-3- Détermination des armatures	145
a- Calcul des armatures longitudinales	145
b- Calcul des armatures transversales	148
VI-2- L'ASCENSEUR	150
VI-2-1- Choix de l'ascenseur	150
VI-2-2- Etude de l'ascenseur	151
VI-2-2-1- Evaluation des charges	151
a- Calcul de la charge de rupture	151
b- Calcul de la charge de rupture Mg	152
c- Vérification de Cr	152
d- Calcul de la charge permanente totale G	152
e- Calcul de la charge permanente totale Q	153
f- Combinaisons fondamentales	153
VI-2-2-2- Vérification de la dalle en poinçonnement	153
VI-2-3- Etude de la dalle pleine de la salle machine	154
VI-2-3-1- Evaluation des moments sous charges concentrées	154
VI-2-3-2- Evaluation des moments sous charges réparties du poids propres	155
VI-2-3-3- Superposition des moments agissant au centre du panneau	156
VI-2-3-4- Calcul des armatures	156
a- Suivant X-X	156
b- Suivant Y-Y	159
c- Nécessité de disposer des armatures transversales	159

VI-3- ETUDE DE L'ACROTÈRE	161
VI-3-1- Calcul du poids propre de l'acrotère	161
VI-3-2- Détermination des sollicitations	162
VI-3-3- Combinaisons des charges	162
VI-3-3- Détermination des armatures	163

CHAPITRE VII : ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION	168
VII-1- CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	168
VII-2-1- Méthode statique équivalente	169
VII-2-1-1- Principe de la méthode	169
VII-2-1-2- Conditions d'application de la méthode	169
a- Régularité en plan	169
b- Régularité en élévation	169
VII-2-2- Méthode d'analyse modale spectrale	170
VII-2-2-1- Le principe de la méthode	170
VII-2-2-2- Domaine d'application	170
VII-2-2-3- Modélisation de la structure	170
a- Description du logiciel SAP 2000 V14	170
b- Etapes de modélisation	170
VII-3- CHOIX DU TYPE DE CONTREVENTEMENT	171
VII-4- ANALYSE SISMIQUE DU MODEL	172
VII-4-1- Analyse par la méthode modale spectrale	172
VII-4-1-1- Spectre de réponse de calcul	172
VII-4-1-2- Nombre de modes à considérer	176
VII-4-1-3- La résultante des forces sismiques	178
VII-4-1-4- Effet de la torsion accidentelle	178
VII-4-1-5- Les déplacements latéraux inter-étages	179
VII-4-1-6- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	180

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

INTRODUCTION :.....	184
VIII-1- LES POTEAUX	184
VIII-1-1- Vérification des poteaux sous sollicitations normales	184
VIII-1-2- Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes	185
VIII-1-3- Combinaison d'actions	186
VIII-1-4- Sollicitation dans les poteaux	187
VIII-1-5- Calcul de ferrailage des poteaux	188

VIII-1-5-1- Situation durable [1,35.G + 1,5.Q]	189
a- Ferrailage longitudinal	190
b- Ferrailage transversal	191
VIII-1-5-2- Situation accidentelle	193
a- Ferrailage longitudinal	194
b- Ferrailage transversal	195
VIII-1-3-3- Schéma de ferrailage	199
VI-2- LES POUTRES	200
VIII-2-1- Combinaison d'actions	200
VIII-2-2- Calcul de ferrailage des poutres	201
VIII-2-2-1- Poutre principale	201
a – Ferrailage longitudinales	201
b- Calcul des armatures transversales	204
c- Justification des poutres aux niveaux des appuis	206
d- Vérification de la flèche	207
VIII-2-2-2- Poutre secondaire	208
VIII-2-3- Schéma de ferrailage	210
VIII-3- LES VOILES	211
VIII-3-1- Combinaisons d'actions	211
VIII-3-2- Caractéristiques géométriques des voiles	212
VIII-3-3- Sollicitation dans les voiles	212
VIII-3-4- Calcul de ferrailage des voiles	215
VIII-3-4-1- Méthode de calcul	215
a - Armatures verticales	216
b- Armatures horizontales	216
c- Armatures minimales	216
d- Exigence de RPA99 version 2003	217
e- Armatures de couture	217
f- Armatures transversales	217
g- Armatures pour les potelets	217
h- Disposition constructive	217
i- Les vérifications	218
j- Vérification de la contrainte de cisaillement	218
VIII-3-4-2- Détermination du ferrailage des voiles	219
a- Armatures verticales	219
b- Armatures horizontales	220
c- Armatures transversales	220
d- Les espacements	220
d- Longueur de recouvrement	220
e- Les vérifications	220
VIII-3-4-3- Récapitulatif des ferrailages des voiles	221

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION	229
IX-1- CHOIX DU TYPE DE FONDATION	229
IX-1-1- Types de fondations	229
IX-1-2- Les combinaisons d'actions	230
IX-2- PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES	230
IX-2-1- Vérification des semelles isolées	230
IX-2-2- Vérification des semelles filantes sous poteaux	231
IX-3- ETUDE DU RADIER GENERAL.....	233
IX-3-1- Pré-dimensionnement du radier général	234
IX-3-1-1- Hauteur du radier	234
a- Condition forfaitaire	234
b- Condition de rigidité	234
IX-3-1-2- Calcul des débords	234
c- Condition de non cisaillement	235
IX-3-1-3- Vérifications nécessaires	236
a- Vérification vis-à-vis le poinçonnement	236
b- Vérification vis-à-vis la contrainte de sol	236
IX-4- SOLLICITATION DE CALCUL	238
IX-5- FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL	238
IX-5-1- Ferrailage de la dalle	238
IX-5-1-1- Suivant X-X	238
IX-5-1-2- Suivant Y-Y	241
IX-5-1-3- Vérification au cisaillement	244
IX-5-2- Ferrailage des nervures	245
IX-5-2-1- Ferrailage longitudinales	245
IX-5-2-2- Calcul des armatures transversales	248
IX-6- SCHEMA DE FERRAILLAGE	249
IX-6-1- Schéma de ferrailage de la dalle	249
IX-6-2- Schéma de ferrailage des nervures.....	250
CONCLUSION GENERALE DE LA DEUXIEME PARTIE :.....	251
CONCLUSION GENERALE	
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	
ANNEXES	



Liste des figures

PREMIERE PARTIE: CONCEPTION ARCHITECTURALE

Chapitre I : Etude bibliographique

Figure I-1 : Coupe explicitant les règles d'implantation des constructions.....	11
Figure I-2 : Vue en Plan des règles d'implantation d'une construction	11
Figure I-3 : Coupe définissant les règles d'implantation d'une construction	11
Figure I-4 : Coupe arrêtant la hauteur d'une construction en bordure d'une voie.»	12
Figure I-5 : La tolérance sur la hauteur d'une construction en bordure d'une voie plane.....	12
Figure I-6 : La tolérance sur la hauteur d'une construction d'une voie en pente.....	13
Figure I-7 : Coupe définissant la hauteur d'une construction localisée entre 02 voies.....	13
Figure I-8 : Coupe définissant la hauteur d'une construction localisée entre 2 voies	13
Figure I-9 : Définition de la hauteur d'une construction à l'angle de 02 voies.....	14
Figure I-10 : Vue en Plan définissant le recul ou la servitude d'une construction.....	15
Figure I-11 : Vue en Plan définissant le recul ou la servitude d'une construction.....	16
Figure I-12 : Façade principale de la tour	18
Figure I-13 : Insertion du projet dans le tissu urbain.....	18
Figure I-14 : Plan de masse de la tour OPAL est typologie de son environnement	19
Figure I-15 : Différentes vues de projet	19
Figure I-16 : Axonométrie de fonctionnement.....	20
Figure I-17 : Fonctionnements et accès de la tour.....	20
Figure I-18 : Favorisations et accès de la tour.....	21
Figure I-19 : Coupe transversale de la tour	21
Figure I-20 : Programme des deux sous sol	22
Figure I-21 : Programme de RDC.....	22
Figure I-22 : Programme d'étages (1, 2, 3,4et 5).....	22
Figure I-23 : Programme d'étages de logement	23
Figure I-24 : Programme détaillé des étages.....	23
Figure I-25 : Matériaux constituant la façade	24
Figure I-26 : Design de l'espace interieur	24
Figure I-27 : Façade principale de la tour.....	25
Figure I-28 : Insertion du projet dans le tissu urbain.....	25
Figure I-29 : Plan de masse des tours VIVA est typologie de son environnement.....	26
Figure I-31 : Différentes vues de projet	26
Figure I-30 : Favorisations et accès de la tour.....	26
Figure I-32 : Organigramme fonctionnel	27
Figure I-33 : Programme du RDC	27
Figure I-34 : Programme de la mezzanine.....	28
Figure I-35 : Programme d'étage courant	28
Figure I-36 : Différentes formes de logements.....	28
Figure I-37 : Programme détaillé des étages.....	29

Figure I-38 : Différentes formes de logements	29
Figure I-39 : Matériaux constituant la façade	29
Figure I-40 : Design de l'espace intérieur	30
Figure I-41 : Façade principale de la tour	31
Figure I-42 : Insertion du projet dans le tissu urbain	31
Figure I-43 : Différentes vues de projet	31
Figure I-44 : Organigramme fonctionnel de la tour	32
Figure I-45 : Programme détaillé des étages	32
Figure I-46 : Type de logement par étage	33
Figure I-47 : Programme détaillé des logements	33

Chapitre II : Etude architecturale

Figure II-1 : Position de Tlemcen dans la région Nord –Ouest.	38
Figure II-2 : Découpage administratif de la wilaya de Tlemcen.....	39
Figure II-3 : Typologie d'habitat de la ville de Tlemcen.	40
Figure II-4 : Situation du terrain d'intervention.....	42
Figure II-5 : Accessibilités au quartier Bouhanak.....	43
Figure II-6 : Accessibilités au terrain et circulation.....	43
Figure II-7 : La morphologie du terrain et ces différentes dimensions.....	44
Figure II-8 : La coupe A-A' du terrain.....	44
Figure II-9 : La coupe B-B' du terrain.....	44
Figure II-10 : Délimitation du terrain.....	45
Figure II-11 : Limites et gabarit autour du terrain.	46
Figure II-12 : Vues sur les différentes limites du terrain	46
Figure II-13 : Orientation et climat du terrain.....	47
Figure II-14 : Voiries et réseaux divers.....	47
Figure II-15 : Analyse des hauteurs.	48
Figure II-16 : Carte de fonctions urbaines.	48
Figure II-17 : Carte des nuisances.....	49
Figure II-18 : Schéma organisationnel fonctionnelle du projet.....	51
Figure II-19 : Organigramme d'hiérarchisation des espaces.	53
Figure II-20 : Les différents types de fonctionnalités.	53
Figure II-21 : Organigramme fonctionnel de l'accueil	54
Figure II-22 : Organigramme fonctionnel de l'accueil.	55
Figure II-23 : Organigramme fonctionnel de l'hygiène.....	56
Figure II-24 : Organigramme fonctionnel de sommeil.	56
Figure II-25 : Axes d'orientation du terrain	57
Figure II-26 : Schéma de principe d'organisation de logements	58
Figure II-27 : Hiérarchisation des espaces.	58
Figure II-28 : Accessibilités au terrain.....	59
Figure II-29 : Organisation fonctionnelle.....	59
Figure II-30 : Compositions volumétriques du projet.....	60

Figure II-31 : La volumétrie du projet et les différentes vues.....	60
Figure II-32 : Emplacement des fonctions du projet.....	61
Figure II-33 : Jeux d'enfants	61
Figure II-34 : Espaces de végétation	62
Figure II-35 : Plan de typologie F3	62
Figure II-36 : Plan de typologie F4	63
Figure II-37 : Plan de typologie F5	63
Figure II-38 : Plan RDC (Niveau commercial).....	64
Figure II-39 : Plan mezzanine (Niveau service).....	65
Figure II-40 : Façade schématique du projet.....	66
Figure II-41 : Façade principale	66
Figure II-42 : Façade secondaire	66

DEUXIEME PARTIE: CALCUL GENIE CIVIL

Chapitre III : Présentation du projet

Figure III-1 : Situation géographique de l'ouvrage.....	72
Figure III-2 : Disposition des blocs.....	73
Figure III-3 : Plancher corps creux	74
Figure III-4 : Dalle pleine.....	74
Figure III-5 : Radier générale.....	75
Figure III-6 : Diagramme contraintes-déformations du béton	78
Figure III-7 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	79

Chapitre IV : Pré-dimensionnement et descente de charges

Figure IV-1 : Surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité.....	83
Figure IV-2 : Poutre principale	87
Figure IV-3 : Poutre secondaire	87
Figure IV-4 : Corps creux	88
Figure IV-6 : Dalle pleine	88
Figure IV-7 : Coupe de voile.....	89
Figure IV-8 : Eléments constituant plancher terrasse inaccessible	90
Figure IV-9 : Eléments constituant plancher terrasse accessible.....	91
Figure IV-10 : Eléments constituant plancher étage courant.....	91
Figure IV-11 : Eléments constituant le balcon	92
Figure IV-12 : Eléments constituant le mur extérieur	92

Chapitre V : Etude des planchers

Figure V-1 : Coupe transversale d'un plancher corps creux	95
Figure V-2 : Dimensions des poutrelles	95
Figure V-3 : Schéma de poutrelle (Section de calcul)	96
Figure V-4 : Schéma statique de la poutrelle RDC à ELU/ ELS	99
Figure V-5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU	103
Figure V-6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	108
Figure V-7 : Section de calcul	109
Figure V-8 : Section de calcul travée	110
Figure V-9 : Section de calcul appui	110
Figure V-10 : Type des dalle pleine et les différents diagrammes des moments	116
Figure V-11 : Section de calcul en travée	119
Figure V-12 : Section de calcul en appui	120
Figure V-13 : Enrobage	121
Figure V-14 : Balcon le plus défavorable	122
Figure V-15 : Coupe du balcon et schéma statique	122
Figure V-16 : Schéma de balcon avec contre poids	126

Chapitre VI : Etude éléments secondaires

Figure VI-1 : Schéma d'un escalier	128
Figure VI-2 : Vue en plan des différents model d'escaliers	129
Figure VI-3 : Schémas statiques d'escalier model 1 « RDC »	130
Figure VI-4 : Coupe escaliers model 1 RDC, type 1	131
Figure VI-5 : Coupe escaliers model 1RDC, type 2	131
Figure VI-6 : Schémas statiques d'escalier model 1 « EC »	132
Figure VI-7 : Coupe escaliers model 1 EC, type 3	133
Figure VI-8 : Schémas statiques d'escalier model 2	134
Figure VI-9 : Coupe escaliers model 2, type 1'	134
Figure VI-10 : Coupe escaliers model 2, type 3'	135
Figure VI-11 : Coupe escaliers model 2, type 2'	135
Figure VI-12 : Schéma statique d'exemple de calcul	137
Figure VI-13 : Diagrammes de M et T à l'ELU et l'ELS	139
Figure VI-14 : Section de calcul	143
Figure VI-15 : Schéma statique de la poutre brisée	144
Figure VI-16 : Coupe d'une installation ascenseur	150
Figure VI-17 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen	154
Figure VI-18 : Panneau de la dalle de la salle machine	155
Figure VI-19 : Dimensions et schéma statique de l'acrotère	161
Figure VI-20 : Diagrammes des efforts internes	162
Figure VI-21 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée	163
Figure VI-22 : Position du point d'application de l'effort normal N_u	163

Chapitre VII : Etude dynamique

Figure VII-1 : Décrochement en plan	169
Figure VII-2 : Décrochement en élévation.....	170
Figure VII-3 : Vue 3 D de la structure	171
Figure VII-4 : Organigramme de classification des systèmes de contreventements.....	173

Chapitre VIII : Etude des éléments structuraux

Figure VIII-1 : Position de N et M dans la section transversale	189
Figure VIII-2 : Zone nodale	192
Figure VIII-3 : Position de N et M dans la section transversale	193
Figure VIII-4 : Section de calcul.....	201
Figure VIII-5 : Section de calcul.....	202
Figure VIII-6 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.....	208
Figure VIII-7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	210
Figure VIII-8 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	210
Figure VIII-9 : Caractéristique géométrique d'un voile.....	212
Figure VIII-10 : Sollicitations sur les voiles	212
Figure VIII-11 : Disposition des voiles.....	213
Figure VIII-12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	218
Figure VIII-13 : Section de calcul.....	219
Figure VIII-14 : Diagramme des contraintes SEC	219

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Figure IX-1 : Schéma d'une semelle isolée	230
Figure IX-2 : Répartition des efforts dans la semelle.....	231
Figure IX-3 : Radier nervurés	233
Figure IX-4 : Dimensions du radier	236
Figure IX-5 : Schéma du radier nervuré étudié.....	237
Figure IX-6 : Section de calcul en travée	238
Figure IX-7 : Section de calcul en appui.....	240
Figure IX-8 : Section de calcul en travée.....	241
Figure IX-9 : Section de calcul en appui.....	243
Figure IX-10 : Détails de ferrailage de la dalle en travée	249
Figure IX-11 : Détails de ferrailage de la dalle en appui	249
Figure IX-12 : Détails de ferrailage des nervures en appui et en travée	250



Liste des tables

PREMIERE PARTIE: CONCEPTION ARCHITECTURALE

Chapitre I : Etude bibliographique

Tableau I- 1 : Tableau comparatif des exemples choisis.	35
--	----

Chapitre II : Etude architecturale

Tableau II-1 : Type d'habitat dans la wilaya de Tlemcen en pourcentage.	39
Tableau II-2 : L'estimation du besoin en logement.	39
Tableau II-3 : Les avantages et inconvénient du site d'intervention.....	49
Tableau II-4 : Tableau de classement des fonctions.	51
Tableau II-5 : Surfaces des différentes fonctions.	52
Tableau II-6 : Tableaux récapitulatifs des surfaces des logements.	52
Tableau II-7 : Les surfaces totales et les circulations.....	52
Tableau II-8 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de l'accueil	54
Tableau II-9 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de préparation	55
Tableau II-10 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de l'hygiène.....	55
Tableau II-11 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de sommeil	56

DEUXIEME PARTIE: CALCUL GENIE CIVIL

Chapitre III : Présentation du projet

Tableau III- 1 : Caractéristiques géographiques du projet	73
Tableau III-2 : Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton.	76
Tableau III- 3 : Module de déformations instantanées et différées du béton.	77
Tableau III- 4 : Caractéristiques mécaniques de l'acier	79
Tableau III- 6 : Contraintes limites à l'ELS.....	80
Tableau III- 7 : Caractéristiques mécaniques du béton.	80
Tableau III- 8 : Caractéristiques mécaniques des aciers.	81

Chapitre IV: Pré-dimensionnement et descente de charges

Tableau IV-1 : Calcul de la section des poteaux ainsi que la vérification au flambement	86
Tableau IV-2 : Pré-dimensionnement des poutres et vérification du <i>RPA</i>	87
Tableau IV-3 : Dimension des planchers	88
Tableau IV-4 : Pré-dimensionnement des voiles	89
Tableau IV-5 : Charge due aux planchers de la terrasse inaccessible.....	90

Tableau IV-6 : Charge due aux planchers de la terrasse accessible.....	91
Tableau IV-7 : Charge due aux planchers étage courant.....	91
Tableau IV-8 : Charge due aux planchers dalle pleine	92
Tableau IV-9 : Charge due au mur extérieur.....	92
Tableau IV-10 : Charge due au mur intérieur	93

Chapitre V: Etude des planchers

Tableau V-1 : Combinaison des charges des différents types des poutrelles.....	96
Tableau V-2 : Sollicitations des différents types des poutrelles à l'ELU et l'ELS	109
Tableau V-3 : Récapitulatif de ferrailage des poutrelles.....	115
Tableau V-5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	118
Tableau V-6 : Résultats de ferrailage pour la dalle pleine	122

Chapitre VI : Etude des éléments secondaires

Tableau VI-1 : Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses	136
Tableau VI-2 : Evaluation des charges et des surcharges pour les paliers.....	136
Tableau VI-3 : Combinaison des charges des différents types d'escaliers	136
Tableau VI-4 : Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS.....	140
Tableau VI-5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des escaliers.....	143
Tableau VI-6 : Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS.....	145
Tableau VI-7 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales	156
Tableau VI-8 : Résultats de ferrailage pour la dalle de la salle machine	160

Chapitre VII : Etude dynamique

Tableau VII-1 : Valeurs des pénalités P_q	174
Tableau VI-2 : Périodes et facteurs de participation massique	176
Tableau VII-3 : Vérification des la forces sismiques à la base	178
Tableau VII-4 : Effet de torsion accidentelle d'axe vertical	179
Tableau VII-5 : Vérification des déplacements latéraux inter-étages	180
Tableau VII-6 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X-X.....	181
Tableau VII-7 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y-Y	182

Chapitre VIII : Etude des éléments structuraux

Tableau VIII-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	185
Tableau VIII-2 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.....	186
Tableau VIII-3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales fondamentales	187
Tableau VIII-4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales accidentelles.....	188

Tableau VIII-5 : Ferrailage de poteau sous différentes sollicitations	197
Tableau VIII-6 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux	198
Tableau VIII-7 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversal des poteaux	198
Tableau VIII-8 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul	200
Tableau VIII-9 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales et secondaires	209
Tableau VIII-10 : Sollicitation de voile 1	213
Tableau VIII-11 : Sollicitation de voile 2	213
Tableau VIII-12 : Sollicitation de voile 3	214
Tableau VIII-13 : Sollicitation de voile 4	214
Tableau VIII-14 : Sollicitation de voile 5	214
Tableau VIII-15 : Sollicitation de voile 6	215
Tableau VIII 16 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 1	222
Tableau VIII-17 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 2.....	223
Tableau VIII 18 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 3.....	224
Tableau VIII-19 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 4.....	225
Tableau VIII-20 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 5.....	226
Tableau VIII-21 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 6.....	227

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

Tableau IX-1 : Détermination de la résultante des charges	232
Tableau IX-2 : Résultats de ferrailage pour la dalle du radier	245
Tableau IX-3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des nervures.....	249

Liste des notions

G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité
E	Charge accidentelle
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
I_x, I_y	Moment d'inertie
Z	Bras de levier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
C_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
N	Effort normal
T	Effort tranchant
M_{Travée}	Moment en travée
M_{Appuis}	Moment en appuis
M₀	Moment maximum
M_u	Moment à l'état limite ultime
M_s	Moment à l'état limite service
N_u	Effort normal à l'état limite ultime
N_s	Effort normal à l'état limite service
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement
W	Poids total de structure
W_i	Poids sismique au niveau i
V	Force sismique totale
V_{Dynamique}	La résultante des forces sismique

V_{Statique}	La résultante des forces sismique calculée par la méthode statique équivalente
C_T	Coefficient de période
K	Coefficient de raideur de sol
f_{cj}	Résistance du béton a la compression à (j) jour
f_{tj}	Résistance du béton a la traction à (j) jour
f_{c28}	Résistance du béton a la compression à (28) jour
f_{t28}	Résistance du béton a la traction à (j) jour
h_d	Epaisseur de la dalle
h_n	Epaisseur de la nervure
i_x, i_y	Rayon de giration
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures
d'	Distance entre les armatures supérieures et la fibre la plus comprimé
l_f	Longueur de flambement
L	Longueur de portée
e	Epaisseur
f_e	Limite d'élasticité d'acier
f	Flèche admissible
δ_{bc}	Contrainte du béton
δ_{st}	Contrainte d'acier
$\overline{\delta}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
Y_b	Coefficient de sécurité de béton
Y_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de l'axe neutre
η	Facteur de correction d'amortissement
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement

INTRODUCTION :

Le panorama actuel de l'architecture a l'instar de celui de bien d'autres disciplines artistiques telles que la littérature, le dessin industriel ou la mode est riche et complexe. Cette compilation des réalisations architectoniques mondiale de la dernière décennie révèle une grande variété et une richesse indéniable de style et de tendance.

La création de tout espace abrité nécessite la matérialisation de frontières dont la géométrie réclame une structure porteuse. Cette structure est indissociable de l'architecture : « c'est un élément fondamental de son expression, même quand elle est cachée » [1].

La diversité caractérise d'ailleurs tous les projets nés de l'imagination et du travail tant d'équipes collectives que d'individus isolés tous loin de se contenter d'adapter des solutions éprouvées, ont bataillé pour trouver des réponses fonctionnelles et esthétiques a des problèmes concrets.

*« L'essence d'un projet, c'est l'harmonie parfaite entre le beau, l'utile et le juste »
F, L, Wright [2].*

Les nouvelles technologies prennent de plus en plus de place dans la structure et les matériaux. L'architecte peut créer sans le soucier des problèmes entre la structure et la fonction, alors ces derniers nous offrent la possibilité de considérer la structure comme forme génératrice où les recommandations structurelles et la forme peuvent déterminer l'organisation fonctionnelle dans toutes ces conditions.

L'innovation dans le domaine de la construction (structure et matériaux de construction) a permis de donner un nouveau souffle dans le domaine de l'architecture en association avec le domaine du génie civil, permettant ainsi la création des constructions de plus en plus hautes, de plus en plus impressionnantes pour ouvrir la voie à une nouvelle génération.

Le développement et l'innovation sont donc des sujets fondamentaux du XXIe siècle. Dans tous les domaines les ingénieurs doivent faire des efforts pour répondre aux exigences grandissantes des architectes.

De nos jours on assiste à une anarchie dans les édifices, une monotonie des styles de conception à cause de la négligence du mariage entre structure et architecture.

[1] : Francisco ASENS. Livre « Panorama de l'architecture contemporaine » pages 16-17

[2] : Lloyd Wright FRANK : Architecte et concepteur Américain

Selon **PATRICE NOVARINA** « *Il y'a longtemps, l'ingénieur et l'architecte n'étaient qu'un, nous sommes devenus deux !! Et de surcroît, chacun doit être plusieurs* »^[3].

La structure des immeubles est un élément fondamental dans la conception architecturale dont elle assure la stabilité et la rigidité de l'ensemble. Elle peut jouer pareillement un rôle esthétique et inventif, pour cela **la structure** et **l'architecture** sont deux notions fortement unies comme elle peut être elle-même le projet constructif.

Grasse aux développements technologiques dédiés à l'émergence des nouvelles structures comme la structure de grande hauteur qui connaît une actualité particulière dans le monde entier ; l'architecture des immeubles est une architecture visionnaire qui devient réalité ; des immeubles de forme audacieuse et innovante, elles font désormais partie intégrante de la plupart des paysages urbains constituant un symbole de technologie.

PROBLEMATIQUE :

Aujourd'hui on construit les immeubles de toutes formes et à toutes les hauteurs.

Les avancées technologiques incessantes font constamment reculer le seuil du possible ou de l'imaginable. Qui nous permet de concevoir des tours inédites.

Comment peut-on arriver à une superstructure de grande hauteur et de haute qualité en exploitant les nouvelles technologies de la structure des immeubles ?

Plusieurs questions seront donc sous-jacentes et gravitent autour du sujet notamment :

De quelle manière allons-nous associer la réflexion architecturale esthétique avec la responsabilité de la construction et la planification de l'ouvrage, et refléter une étude de haut niveau technique nécessaire ?

La structure des immeubles développe le côté esthétique, améliore sa valeur architecturale d'un pays, assure un effet symbolique de la puissance économique. La structure rigide, fournit une structure plus durable et a émergé comme une nouvelle tendance structures complexes de grande taille dues à l'esthétique et à la performance structurelle.

^[3] : Novara PATRIC. Entrepreneur individuel (Conférence sur le thème de l'ingénieur et l'innovation)

HYPOTHESE D'ETUDE :

La conception des nouveaux immeubles utilise des solutions formelles et techniques qui permettent de résoudre les problèmes liés aux contraintes structurelles.

Formulons l'hypothèse que l'élaboration et la réussite de notre projet dépend des trois paramètres :

- La bonne conception architecturale de l'étude de faisabilité.
- La bonne réflexion technique et structurelle.
- La meilleure intégration de l'environnement externe (social, politique et architectural).

Dans cette étude, nous considérons l'hypothèse suivante : **La flexibilité de ce projet dépend de sa bonne conception.** En d'autres termes une mauvaise conception du projet aura, pour conséquence la défaillance de ce dernier.

OBJECTIFS ET FINALITES DE L'ETUDE :

Les objectifs de ce travail est résumé come ce suit :

- Associer les études architecturales avec le génie civil
- Rendre le secteur privé promotionnel un sujet et non pas un objet.
- Développer le côté esthétique des structures des immeubles.
- Connaitre les nouveaux matériaux utilisés dans la construction des immeubles.
- Amélioré le confort des habitations collectifs.

Le sujet étant vaste, ce travail n'a pas la prétention d'aborder le sujet dans toutes ses dimensions, il a pour objet essentiel et plus limité, de définir des axes de recherches aux perspectives de développement que nous espérons fonctionnelles.

METHODOLOGIE ET STRUCTURE DU MEMOIRE :

Afin de répondre aux objectifs ciblés cités précédemment, l'étude s'est attablée à confirmer ou à infirmer les hypothèses à travers une structuration de la recherche qui va s'articuler autour de deux parties:

Une première partie consiste en une étude architecturale et documentaire scindée en deux chapitres, ayant pour objectif de cerner et de comprendre tous les éléments théoriques de base, en rapport avec le sujet de recherche.

La deuxième partie est la partie génie civil, elle regroupe six chapitres, de la présentation du projet passant par le dimensionnement afin de modéliser la structure et faire une analyse dynamique généralisée vérifier et calculer le ferrailage des différents éléments de la structure.

PARTIE I : CONCEPTION ARCHITECTURALE

Chapitre I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

« La matérialisation du projet architectural : De l'idée à l'ouvrage »

Introduction :

L'architecture au service de l'homme tout en étant un miroir qui reflète sa beauté.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la matérialisation du projet architectural l'objectif est de saisir le concept « projet architectural » de la genèse de l'idée jusqu'à ce qu'il devienne une réalité.

Nous essayerons d'examiner un ensemble de projets de bâtiments de grandes hauteurs pour mieux comprendre leurs fonctionnements et voir les démarches de la conception architecturale dans le domaine de l'urbanisme , afin de faire ressortir une synthèse de règles à en tenir compte pour dimensionner et concevoir un équipement répondant aux exigences et besoins des usagers et leurs attentes qu'on va comparer aux normes et règlements régissant ce type de construction et prendre en charge tous ces contraintes dans l'étude de notre projet . Enfin la stabilité représente la qualité la plus fondamentale, elle permet au bâtiment de maintenir son intégrité physique et sa conservation entant qu'objet physique, sans stabilité il ne peut y avoir de commodité et la beauté ne devient plus propre au bâtiment mais un rajout, un superflu pour cacher la non cohérence de ce langage qu'est l'art de bâtir.

I-1- Analyse thématique :

I-1-1- Définitions ^[4]:

I-1-1-1- Définition de l'habitat en générale :

L'habitat est un élément essentiel du cadre de vie qui doit tenir compte des besoins sociaux fondamentaux, constitue pour l'individu, pour une famille et pour la collectivité. Il est un axe autour duquel le développement social, économique et politique des pays peut trouver un dynamisme nouveau .En géographie humaine, l'habitat désigne le mode d'occupation de l'espace par l'homme pour des fonctions de logement. on parle ainsi d'habitat groupé, d'habitat dispersé et, par extension, l'ensemble des conditions de logement.

I-1-1-2- Définition de l'habitat individuel :

Il s'agit de labri d'une seule famille (maison uni familiale) disposant en général d'un certain nombre d'espaces privés, d'un jardin, d'une terrasse, d'un garage.

Il peut se présenter en deux, trois ou quatre façades.

I-1-1-3- Définition de l'habitat intermédiaire (semi-collectif) :

Cet habitat tente de donner un groupement d'habitation le plus grand nombre de qualités de l'habitat individuel (jardin privé, terrasse, garage, entrée personnelle ...)

Il est en général plus dense mais assure aux mieux limité, il est caractérisé par une hauteur maximale de trois étages.

a- Caractéristiques de l'habitat intermédiaire :

- Offre de meilleures conditions de vie que le collectif.
- C'est un habitat se développant horizontalement.
- Un accès individuel donnant accès aux logements.
- Garage individuel.
- Les logements comportent un ou deux murs mitoyens.

^[4] : <https://www.academia.edu/document/in/architecture>

I-1-1-4- Définition de l'habitat collectif :

L'habitat collectif est l'habitat le plus dense, il se trouve en général en zone urbaine, se développe en général en hauteur au de là de R+4 .Les espaces collectifs (espace de stationnement, espace vert entourant les immeubles, cage d'escalier, ascenseur...) sont partagés par tout les habitants.

a- Caractéristiques de l'habitat collectif :

- Forte densité tout en offrant de meilleures conditions de vie.
- C'est un habitat se développant en hauteur (agencement verticales des cellules).
- Un accès semi-collectif donnant accès aux logements.
- Plusieurs logements en paliers.
- Canalisation montante en commune.
- Terrasse commune.
- Circulation commune.
- Les logements comportent un ou deux murs mitoyens.

b- Hiérarchisation des espaces :

Dans n'importe quel type d'habitat on transite entre l'espace public, semi-public, semi-privé et enfin privé. Dans l'habitat collectif, l'espace publique se résume à la rue, et l'espace semi-public à l'unité de voisinage, le semi privé à la cage d'escalier et le palier, et enfin, le logement à l'espace privé.

b-1- L'espace public : Représente dans les sociétés humaines, en particulier urbaines, l'ensemble de passage et de rassemblement qui sont à l'usage de tous soit qu'ils n'appartiennent à personnes, soit qu'ils relèvent du domaine public ou exceptionnellement du domaine privé.

b-2- L'espace semi-public : Réserver principalement aux occupants des propriétés voisines de l'espace tout en restant en accessible à l'autrui par exemple la cour ou le parking d'une cité.

b-3- L'espace semi-privé : Ces espaces font partis de l'habitat mais ne font pas partis de la propriété privé, par exemple une cage d'escaliers d'un immeuble.

b-4- L'espace privé : Propriété privée d'un individu, un appartement par exemple.

I-1-1-5- Définition de l'habitat intégré :

Le fait d'intégrer d'autres fonctions à l'habitat et de l'intègre dans son environnement.

I-1-1-6- Définition de l'habitat haute standing :

Ce sont le logement dépassant les normes de superficie définies pour le type amélioré et utilisant des matériaux de luxe dans la construction.

I-1-1-7- Définition d'un bâtiment :

Nous entendons par bâtiment toute structure indépendante compriment un ou plusieurs logement, pièces ou autres espaces, couverte par un toit, close par des murs extérieurs ou des murs mitoyens qui s'élèvent depuis les fondations jusqu'au toit et destiné a l'habitation ou à des utilisations agricoles, industrielles, commerciales, culturelles ou encore pour assurer la prestation des services.

I-1-1-8- Définition du logement :

On appelle logement un ensemble de pièces principale destinées au sommeil et aux pièces de services (cuisine, salle d'eau ...). Un logement doit comporter au moins une pièce principale

et une pièce de service. On distingue les logements ordinaires des résidences groupées en quatre catégories : résidence pour personnes âgées, résidence pour étudiants, résidence de tourisme, et d'autres résidences.

I-1-2- L'habitat en Algérie :

I-1-2-1- La politique de l'habitat avant et après l'indépendance ^[5] :

a- Les politiques urbaines en ALGERIE pendant la colonisation française (1830 – 1962) :

Cette période marque la fin de la domination ottomane et début de la domination française. Durant la période coloniale la politique suivie en matière d'urbanisme se referait à l'appareil législatif français appliqué en France depuis 1919 avec quelques adaptations aux conditions du pays.

a-1- La période 1830-1919 :

La politique urbaine régissant le développement des villes durant cette période a été caractérisée par l'application du plan d'aménagement et de réserves.

a-2- La période 1919-1948 :

Elaboration de « plan d'aménagement, d'extension et d'embellissement » et qui a été appliqué en Algérie suite au décret du 05/01/1922.

a-3- La période 1948-1962 :

Après la 2^{ème} guerre mondiale, le plan d'aménagement, d'extension et d'embellissement a été annulé ainsi et durant cette période l'agence de planification a créée le plan d'urbanisme de la capitale « Alger » en 1948 Pour l'Algérie et parallèlement y'a eu le lancement du **plan de Constantine en 1958** pour une amélioration du coté social et économique

b- Les politiques urbaines en Algérie après l'indépendance :

Après l'indépendance l'Algérie s'est trouvé en face d'un déséquilibre régional. Cette période de l'indépendance a vu un exode massif des villes intérieur du pays, des zones montagneuses et des hauts plateaux vers le nord. Pour faire face à ce déséquilibre régional et dans le cadre de la politique de l'équilibre régional et en se basant sur la planification économiques et la politique de l'industrialisation, il a été procédé et en urgence aux opérations de l'équilibre à travers le lancement des programmes urbains pour les zones les plus négligées.

b-1- La période 1966-1990 :

L'état algérien s'est rendu compte de l'importance du secteur industriel dans le développement économique par la réalisation de zones industrielles (Z.I) durant cette période. Le parc immobilier laissé par le colonialisme a pu accueillir une bonne partie de la population algérienne mais est resté quand même insuffisant vu la croissance démographique importante qu'a connue l'Algérie.

L'état algérien s'est rendu compte de l'importance du secteur industriel dans le développement économique par la réalisation de zones industrielles (Z.I) durant cette période. L'état ne prenait pas le secteur de l'habitat en priorité et le jugeait non productif et consommateur de ressources financières, de part l'impossibilité de fournir à assez brève échéance des logements acceptables à tous les ménages, car une telle initiative épuiserait les ressources nationales.

^[5] : Projet « Habitat individuel aux performances environnementales » A.BELHADEF

b-2- Les années 2000 :

Les ensembles d'habitation, réalisés au cours d'une période relativement réduite, ont donné un nouvel aspect au paysage urbain, leur typologie, leur aspect architectural ont transformé le cadre bâti traditionnel, les conséquences négatives sur l'environnement ont transformé le cadre de vie de la population. Ces ensembles se présentent sous différents aspects:

- Des immeubles collectifs comprenant plusieurs logements sur plusieurs niveaux ces immeubles sont réalisés dans des zones d'habitations prévues dans le cadre du plan d'urbanisme, avec le souci de les intégrer à des équipements complémentaires; c'est le cas des « Z.H.U.N Nouvelles Zones d'Habitation Urbaines »; ils sont produits généralement selon des techniques de préfabrication.

- Des logements individuels à un seul niveau dénommés «Evolutifs»; le bénéficiaire reçoit une surface de base constituée par une construction en dur et un Terrain.

I-1-3- Les normes d'habitations en Algérie ^[6] :

La loi n°90-29 du 1er décembre 1990 a également édicté des normes d'habitation, dans les bâtiments à usage d'habitation. Aussi, selon les dispositions des articles :

Article 32 : « Sont des bâtiments à usage d'habitation, les locaux qui servent à l'habitation de jour commun de nuit, à l'exclusion des hôtels, internats, asiles ». Et : «Sont pièces principales, les pièces destinées au repos, au repas et à l'activité ménagère». Et enfin : «Sont Pièces secondaires, la salle d'eau, le hall d'entrée, le couloir et le dégagement intérieurs et extérieurs, les escaliers et les débarras, les caves et les garages ».

Article 34 : « La pièce principale doit avoir une surface supérieure ou égale à dix mètres carrés ($\geq 10 \text{ m}^2$) et une largeur supérieure ou égale à deux mètres soixante-dix (2,70m) et une longueur inférieure ou égale à deux mètres ($\leq 2,0 \text{ m}$) et une Hauteur supérieure à deux mètres soixante ($> 2,6\text{m}$). Cas du duplex collectif ($2,30 \text{ m} < H < 2.60\text{m}$). Est considérée une pièce principale à condition qu'elle ouvre sur un volume de $H \geq 4\text{m}$ ».

Article 35 : « Chaque pièce principale doit être éclairée et ventilée. Les pièces secondaires peuvent se ventiler sur des gaines verticales. La profondeur des pièces principales doit être inférieure à deux fois et demie la hauteur ($< 2,5 H$), pour le logement à simple niveau. Cette disposition n'est pas applicable aux régions dont l'altitude est supérieure ou égale à huit cent mètres ($\geq 800\text{m}$) ».

Article 36 : « La cuisine doit comporter un évier muni d'un écoulement siphonné, au-dessus de l'évier, un robinet de puisage, un conduit pour l'évacuation des buées et gaz brûlés. Une ventilation naturelle et efficace ».

Article 37 : « Tout logement ayant deux pièces principales et plus (non compris la cuisine) doit avoir une salle d'eau pour le lavage corporel, le linge avec écoulement siphonné et une amenée d'eau).Un séchoir donnant vers l'extérieur de largeur supérieure ou égale à un mètre vingt ($\geq 1,20\text{m}$) ».

Article 38 : « Cabinet d'aisance : Tout logement ayant une pièce principale et plus doit avoir un cabinet d'aisance indépendant, de surface supérieure à un mètre carré ($\geq 1\text{m}^2$). Il ne doit pas communiquer avec les cuisines et les salles de repos.

Il doit être ventilé soit, par une baie vers l'extérieur, soit par une trémie ($\emptyset > 20 \text{ cm}^2$). L'accès doit se faire sans passage par les pièces principales ».

^[6] : Journal officiel de la république Algérienne JORA

Article 39 : «Aération : Les escaliers, les halls et les couloirs (immeuble /collectif) doivent être aérés et avoir une largeur supérieure à un mètre dix (>1,10m) ».

Article 40 : « Grilles : Les fenêtres appuyées à quatre-vingts centimètres (0,80m) du plancher doit être munies de grilles de protection ».

Article 41 : « Les caves ne peuvent servir d'habitation .Leur aération doivent être assurées».

Article 42 : « Local clos: Tout immeuble doit comporter un local clos ventilé pour le dépôt d'ordure ».

Article 44 : « Gaines. Les Parties Communes des immeubles doivent être pourvues de gaines ».

Article 45 : « Conduit de fumé (ou évacuation gaz brûlés) est prévu par logement. Lorsque le logement comporte plus 05 pièces principales, il est prévu deux (02) conduites de fumée ».

Article 46 : « Peuvent être dérogées par arrêté du ministre de l'habitat, les constructions à caractères temporaire, transitoire, ou saisonnier».

Remarque :

Ce ne sont pas toutes les normes d'habitation qui sont respectées, d'autant plus qu'il s'agit ici de seuils minimums, mais aussi parce qu'elles ne répondent pas à la diversité des formules d'habitat locaux réalisés jusqu'à ce jour (entre social, promotionnel, participatif).

I-1-4- Les règles générales de construction et d'urbanisme en Algérie :

Si par définition, l'architecture demeure toujours une expression d'un ensemble de connaissances et un savoir-faire réunis dans l'art de bâtir, une émanation et traduction d'une culture. Par contre les paramètres et les règles qui la régissent sont en constante évolution en allant de paire avec le progrès et le développement.

Aujourd'hui la discipline en Algérie est encadrée par un ensemble de lois et règles générales relatives à l'aménagement et à l'urbanisme qui interprètent une vision et un choix de développement.

I-1-4-1- Règles de composition urbaine ^[7] :

a- Implantation des constructions :

Selon les dispositions de l'article 21 du Décret exécutif n°91-175 du 28 mai 1991, plusieurs cas se présentent :

a-1- Implantation des constructions dans une même parcelle de terrain :

- Dans une parcelle de terrain, les constructions projetées doivent être implantées dans des conditions telles que les baies éclairant les pièces d'habitation ne soient masquées par aucune partie d'immeubles vue sous l'angle de plus de 45° au-dessus du plan horizontal considéré à l'appui de ces baies.

- Cet angle au-dessus du plan horizontal considéré à l'appui de ces baies peut être porté à 60° pour la façade la moins éclairée à condition que la moitié au plus, des pièces habitables prennent jour sur cette façade.

- En aucun cas, la distance entre les deux constructions ne doit être inférieure à quatre (4) mètres.

^[7] : Législation et réglementation, code de l'urbanisme – partie législative réglementaire

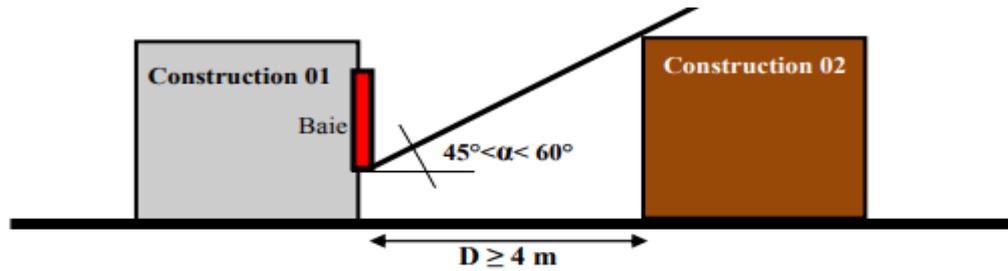


Figure I-1 : Coupe explicite des règles d'implantation des constructions dans une parcelle de terrain. Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

a-2- Implantation des constructions par rapport aux limites séparatives :

Selon les dispositions de l'article 24 du Décret n°91-175, deux (02) cas se présentent :

- 1^{er} cas : Façade percée d'ouvertures : « à moins qu'une construction ne soit édifée à la limite du terrain, la distance mesurée horizontalement de tout point de cette construction au point de la limite du terrain qui est le plus rapproché, doit être au moins égale à la moitié (1/2) de la hauteur du bâtiment considéré, sans pouvoir être inférieure à quatre (04) mètres ».

- 2^{ème} cas : Façade non percée d'ouvertures : lorsque les façades ne sont pas percées d'ouvertures servant à l'éclairage des pièces d'habitation, leur distance aux limites séparatives peut être réduite au tiers (1/3) de la hauteur avec un minimum de deux (02) mètres.

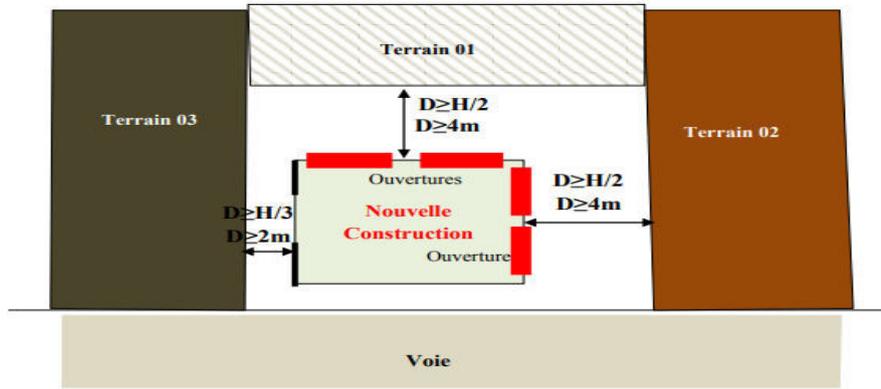


Figure I-2 : Vue en Plan définissant les règles d'implantation d'une construction par rapport aux limites séparatives. Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

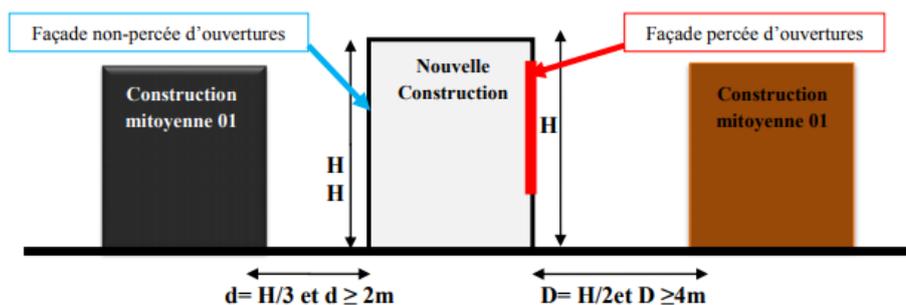


Figure I-3 : Coupe définissant les règles d'implantation d'une construction par rapport aux limites séparatives. Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

b- Hauteurs des constructions :

- Selon l'article 6 de la loi n°90-29: « La hauteur des constructions ne doit pas être supérieure à la hauteur moyenne des constructions avoisinantes »

- Selon les dispositions de l'article 23 du Décret exécutif n°91-175, plusieurs cas se présentent :

* Lorsqu'une construction doit être édifée en bordure d'une voie publique, sa hauteur ne dépassera pas la distance comptée horizontalement entre tout point de celui-ci et le point le plus proche de l'alignement opposé.

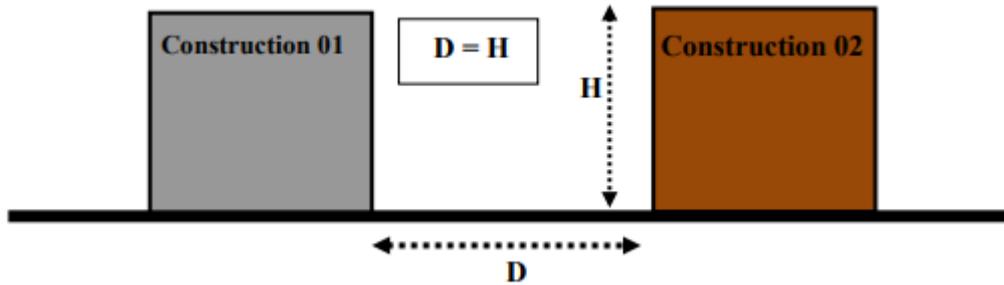


Figure I- 4 : Coupe arrêtant la hauteur d'une construction en bordure d'une voie.
Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

Une tolérance de deux (02) mètres peut être accordée lorsque la hauteur calculée (comme il est indiqué ci-dessous), ne permet pas d'édififier un nombre entier d'étages droits. Cette même tolérance est admise pour les murs, cheminées, saillies et autres éléments de construction reconnus indispensables.

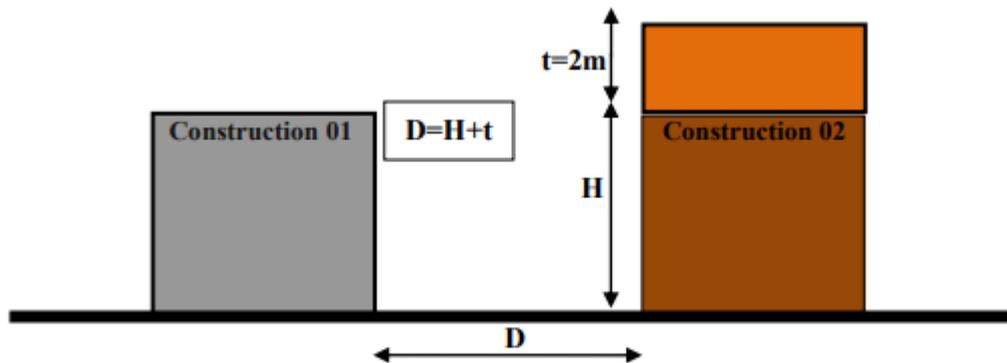


Figure I-5 : Coupe définissant la tolérance sur la hauteur d'une construction en bordure d'une voie plane. Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

* Lorsque les voies sont en pente, la hauteur de façade prise en son milieu, pourra régner sur toute la longueur, à condition qu'en son point le plus élevé par rapport au niveau du sol, cette tolérance ne puisse excéder trois (03) mètres.

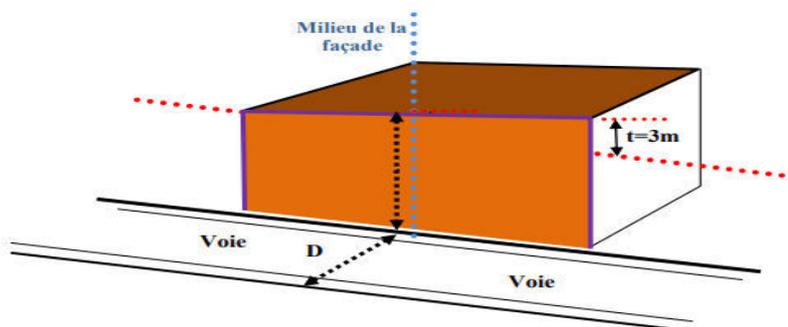


Figure I- 6 : Coupe définissant la tolérance sur la hauteur d'une construction en bordure d'une voie en pente. Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

* Si la distance entre deux (02) voies d'inégales largeurs ou de niveaux différents, est inférieure à 15 mètres, la hauteur de la construction édifiée entre les deux voies est réglée par la voie la plus large ou le niveau le plus élevé à condition que l'excédent de hauteur en résultant ne dépasse pas de six (06) mètres le niveau de permis par la voie la plus étroite ou le niveau le moins élevé.

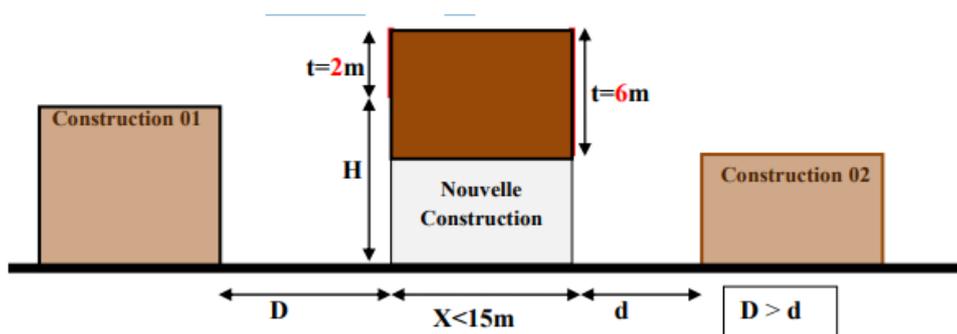


Figure I-8 : Coupe définissant la hauteur d'une construction localisée entre 2 voies d'inégales largeurs (voies au même niveau). Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

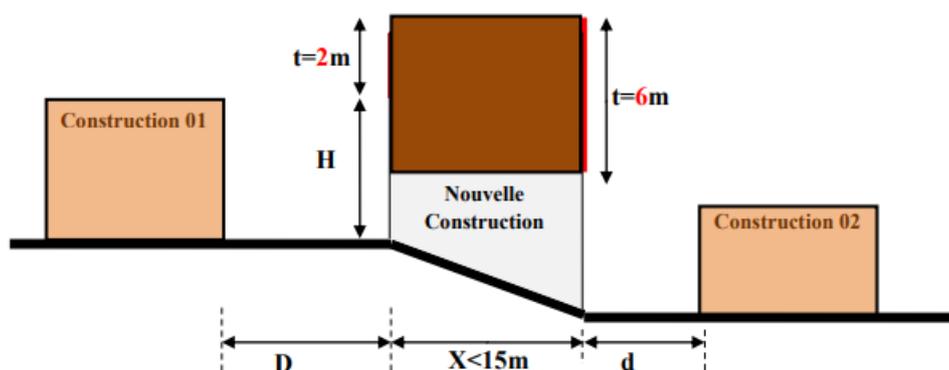


Figure I-7 : Coupe définissant la hauteur d'une construction localisée entre 02 voies d'inégales largeurs (voies sur des niveaux différents). Source : photocopié « Droit de l'urbanisme »

* Lorsqu'une construction est édifée à l'angle de deux voies d'inégales largeurs, la façade de retour sur la voie la plus étroite peut avoir la même hauteur que celle élevées sur la voie la plus large, à condition que la longueur de la façade de retour n'excède pas une fois et demie la largeur de la voie la plus étroite.

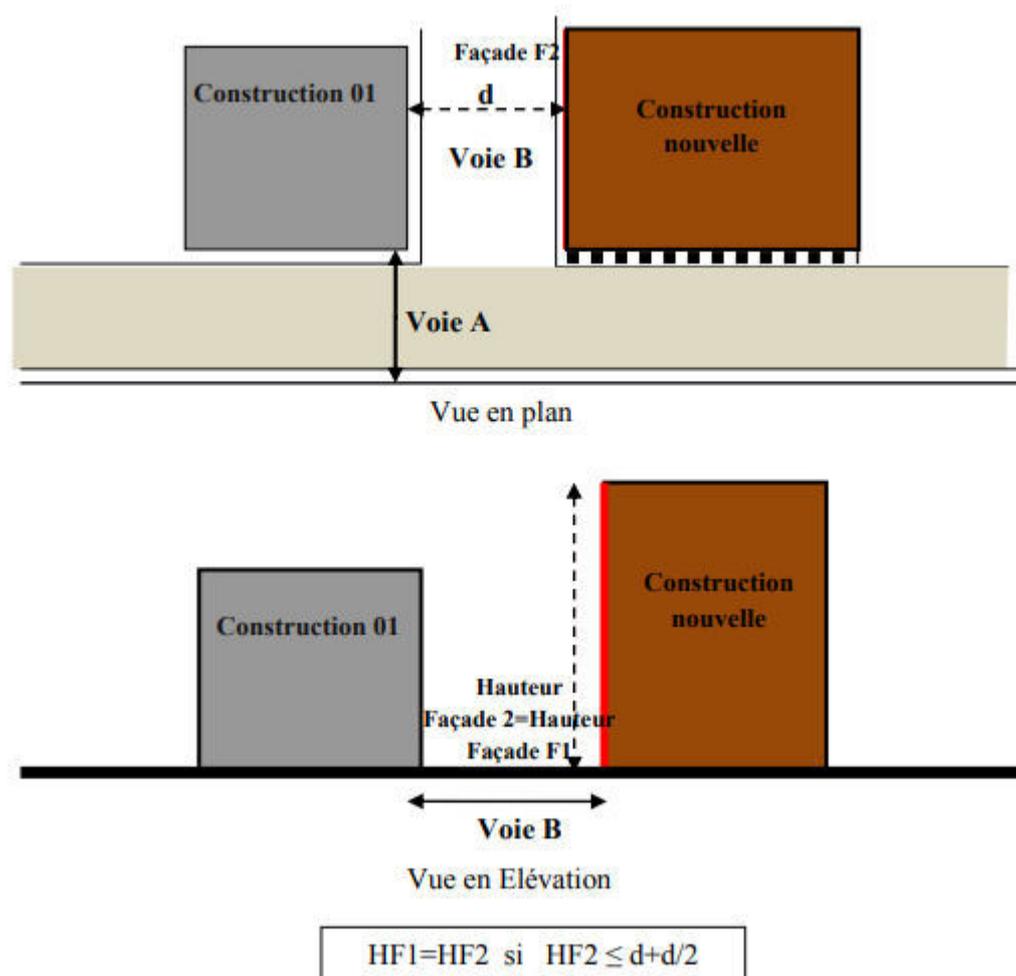


Figure I-9 : Définition de la hauteur d'une construction à l'angle de 02 voies d'inégales largeurs. Source : polycopié « Droit de l'urbanisme »

c- Densité des constructions :

Selon les dispositions de l'article 26 du texte suscité, la densité maximale admise des constructions sur les parties urbanisées, exprimée en rapport entre la surface plancher hors œuvre nette et la surface de la parcelle (ou le coefficient d'occupation des sols) est égal à 1. Selon les dispositions de **l'article 18 du décret exécutif n 91-178 du 28 mai 1991**, le Coefficient d'occupation du sol est défini, par le rapport entre la surface de plancher hors œuvre nette de la construction et la surface du terrain. La surface du plancher hors-œuvre nette d'une construction est exprimée par : la surface de plancher hors-œuvre brute, égale à la somme des surfaces de plancher de chaque niveau de la construction, déduite :

* Des surfaces de plancher hors-œuvre des combles et des sous-sols non-aménagées pour l'habitat ou pour des activités à caractères professionnel, artisanal, industriel ou commercial.

* Des surfaces de plancher hors-œuvre des toitures terrasses, de balcons, des loggias

ainsi que des surfaces non-closes situées au rez-de-chaussée.

* Des surfaces de plancher hors-œuvre des bâtiments ou des parties de bâtiments aménagés en vue de stationnement des véhicules.

* Des surfaces de plancher hors-œuvre des bâtiments affectés au logement des récoltes, des animaux ou du matériel agricoles ainsi que des surfaces des serres du terrain.

Ces règles de composition urbaine prescrites par le **Décret exécutif n°175-91 du 28 mai 1991** sont globales, générales et nécessitent d'être précisées davantage.

A titre d'exemple, la densité des constructions change d'une région à une autre : du Nord du pays à son Sud, ou entre les zones urbaines et les zones rurales d'une région, ou bien encore entre la zone centrale et la zone périphérique d'une même agglomération.

- Les seules indications concernant la zone périphérique d'une agglomération sont prescrites suivant les dispositions du décret suscit, où le souci est plutôt lié aux nécessités de la sécurité des habitants de l'immeuble construit. On distingue deux (02) situations :

d- Servitude des constructions édifiées de part et d'autre d'une autoroute :

Le permis de construire ne peut être accordée pour une construction destinée à l'habitation si elle doit être édifiée à moins de cinquante (50 m) mètres, de part et d'autres de l'axe de l'autoroute et quarante (40 m) mètres, de part et d'autres de cet axe, pour les constructions à usage autre que l'habitation.

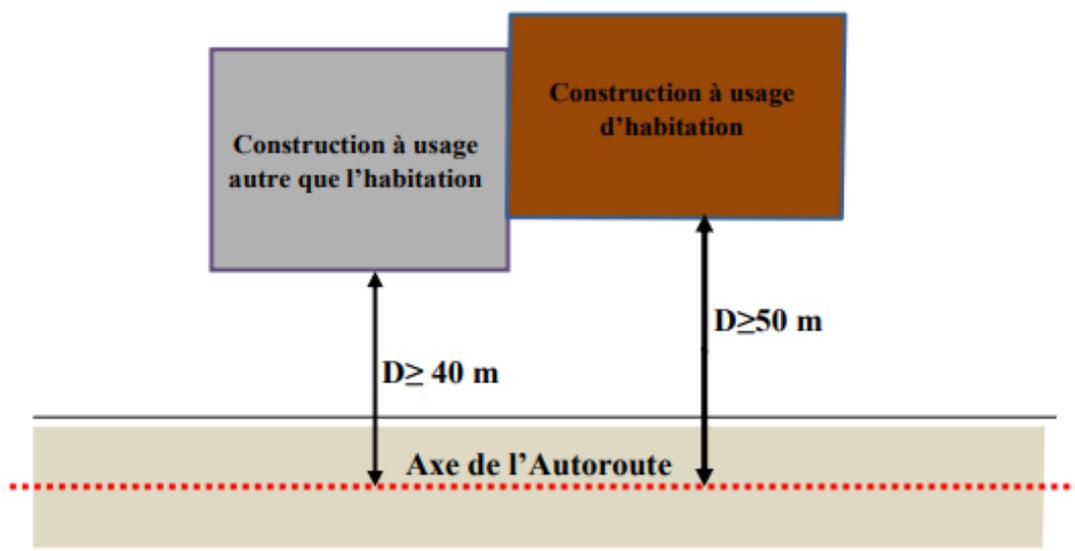


Figure I- 10 : Vue en Plan définissant le recul ou la servitude d'une construction par rapport à une autoroute. Source : polycopié « Droit de l'urbanisme »

e- Servitude des constructions édifiées de part et d'autre d'un grand itinéraire :

Par ailleurs, la proportionnalité de la largeur de la voie publique, quelque soit sa largeur et puis son importance, à la hauteur de la construction n'est pas non plus évidente, et en plus lacunaire ; dans les périphériques des agglomérations, les voies larges ne peuvent pas comprendre de hauts bâtiments, cela pourrait porter préjudice au paysage naturel de ces zones.

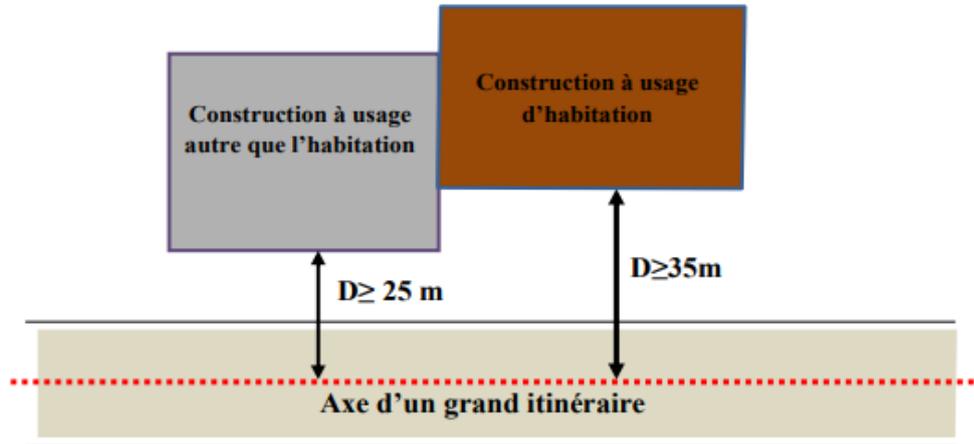


Figure I-11 : Vue en Plan définissant le recul ou la servitude d'une construction par rapport à un grand itinéraire. Source : polycopié « Droit de l'urbanisme »

I-1-4-2- Règles de composition Architecturale ^[8]:

Des règles de composition architecturale ont été décrétées pour les constructions mais aussi pour les murs de clôture.

a-composition architecturale des constructions :

Les dispositions de l'article 27 du décret exécutif n°91-175 du 28 mai 1991, prescrivent l'aspect des constructions, notamment sur le plan volumétrique et les matériaux :

a-1- Volumétrie :

Concernant la volumétrie des constructions, des prescriptions d'ordre global ont été arrêtées. Elles sont comme ce qui suit :

- Les constructions doivent présenter une simplicité de volume et une unité d'aspect.
- Les constructions annexes et les locaux techniques, notamment les constructions destinées à abriter les postes de transformation électrique, doivent s'intégrer à l'ensemble architectural et au paysage.
- Si par leur dimension, les constructions à édifier sont de nature à porter atteinte au caractère ou à l'intérêt des lieux avoisinants, aux sites, aux paysages naturels urbains, ainsi qu'à la conservation des perspectives des monuments, le permis de construire peut être refusé.

^[8] : Décret d'application de loi 91-29 du 1^{er} Décembre 1990

a-2- Matériaux :

Des prescriptions d'ordre global sont également, énoncées concernant les matériaux. Elles sont comme ce qui suit :

- Les constructions doivent présenter des matériaux compatibles avec la bonne économie de la construction, la tenue générale de l'agglomération et l'harmonie du paysage.
- Les murs séparatifs et les murs aveugles d'une construction, lorsqu'ils ne sont pas constitués des mêmes matériaux que ceux des façades principales, doivent avoir un aspect qui s'harmonise avec celui des façades.

b- Règles de composition architecturale des murs de clôture :

- Les dispositions de l'article 29 du décret exécutif n°91-175 du 28 mai 1991, prescrivent l'aspect des clôtures :

Les clôtures doivent être réalisées en bonne harmonie avec les constructions, dans le respect des règles d'architecture et de construction.

- La hauteur totale des clôtures ne pourra excéder deux mètres quarante (2,40 m) le long des voies, la partie pleine des clôtures devra avoir une hauteur inférieure à un mètre cinquante (1,50 m) mesurée à partir du trottoir.

Les règles de composition architecturale prescrites par le **Décret exécutif n°91-175 du 28 mai 1991** sont globales, non adaptées aux réalités locales. Rappelons-le, notre pays possède un riche patrimoine urbain et architectural, qui présente des spécificités régionales : mozabite au Sud, kabyle au centre, arabo-musulman au Nord, des tissus urbains centraux issus de la colonisation.

c-Dérogations aux règles de composition urbaine et architecturale :

Selon les dispositions de l'article 25 du décret exécutif n°91-175 du 28 mai 1991 suscitée, il est précisé des dérogations aux règles de composition urbaine et architecturale prescrites :

« Des dérogations aux règles édictées pourront être accordées ».

Ces dérogations sont relatives à la localisation des constructions projetées, et sont destinées à titre permanent:

« Pour les constructions situées dans des tissus urbains classés ou ceux présentant un caractère spécifique », ou à titre exceptionnel, notamment :

« Pour les constructions présentant un caractère d'innovation».

Une recherche de l'« innovation» dans les constructions nouvelles est vivement incitée.

I-2- Analyse des exemples :

Les critères de choix des exemples thématiques peuvent se résumer comme suit :

- L'échelle d'appartenance
- Richesse du programme
- L'architecture (environnement urbain, organisation spatiale...)
- Nouvelles technologies

I-2-1- Analyse de l'exemple 1 : La tour « OPAL » Genève^[9]

I-2-1-1- Identification et description du projet :

- Nom du projet : Tour OPAL
- Location : Genève, Chêne-Bourg, Suisse
- Date de conception : 2014
- Date de livraison : 2020
- Surface : 1000 m²
- Gabarit : 2 sous sol et 19 étages
- Bureau d'études: Beta Architecture
- Architecte: LACATO VASSAL / NOMOS
- Ingénieur civil : TERREL SAS
- Importance du projet : Territoriale
- Type de construction : Tour haut standing
- Système de construction : Béton armé
- Style : Moderne



Figure I-12 : Façade principale de la tour

I-2-1-2- Implantation du projet :

a- Situation du projet :

Situé idéalement sur le site de la gare de Chêne-Bourg, en plein cœur d'un nouveau quartier, la tour OPAL rayonne. Fruit de l'association entre le Canton de Genève et les CFF, c'est un pôle urbain de qualité qui va voir le jour. Logements, bureaux, commerces : ce ne sont pas moins de 19 étages qui viendront illuminer les alentours de la gare.

La halte de Chêne-Bourg est idéalement placée sur le tracé de la future liaison CEVA (Cornavin-Eaux-Vives-Annemasse) sur laquelle le LEMAN Express reliera Genève à Annemasse en seulement 20 minutes.

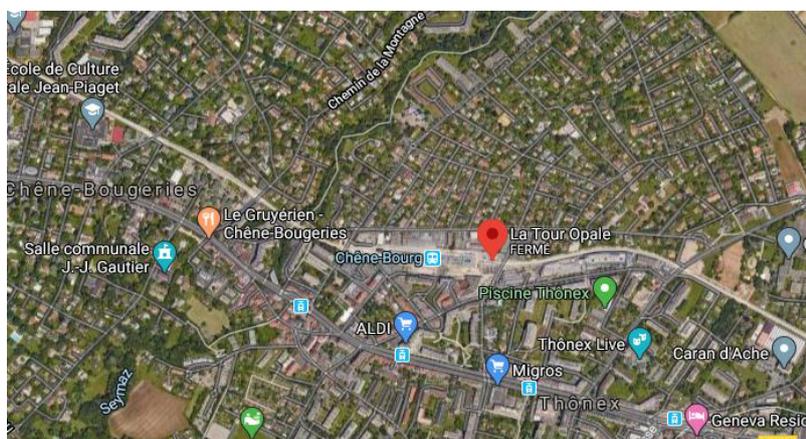


Figure I-13 : Insertion du projet dans le tissu urbain

b- Plan de masse :

- Légende :**
- Axe principal
 - Axe secondaire
 - Axes tertiaires

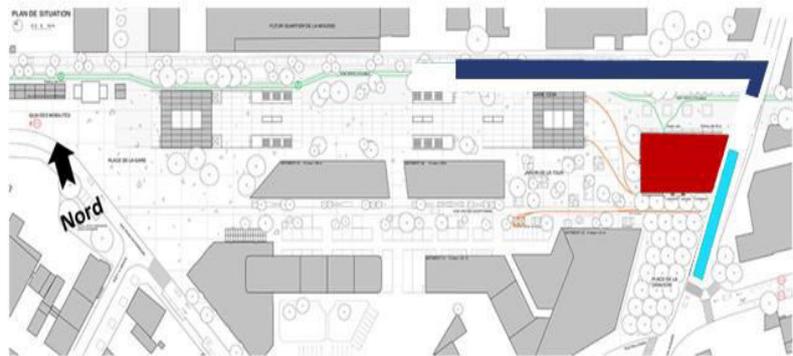


Figure I-14 : Plan de masse de la tour OPAL est typologie de son environnement

c- Orientation du projet :

La qualité d'espace et la liberté d'usage offerte aux usagers, la générosité de l'espace à habiter sont l'objectif majeur du projet

Les appartements sont situés au sud-ouest.

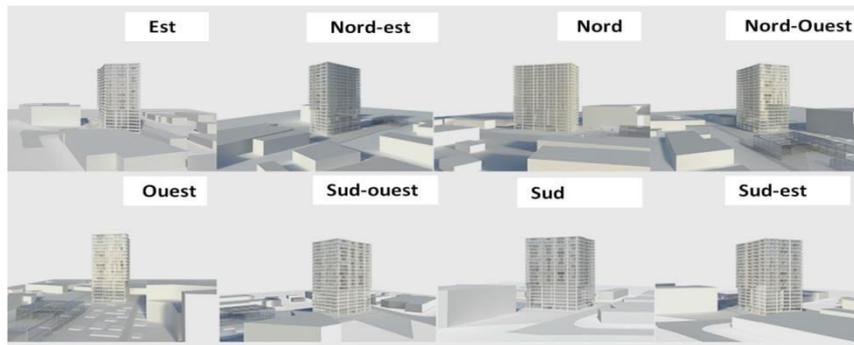


Figure I-15 : Différentes vues de projet

I-2-1-3- Analyse spatiale de la tour OPAL :**a-Programme :**

La répartition du programme en phase est la suivante:

- 14 étages supérieurs dédiés aux logements
- 5 étages d'activités tertiaires
- Commerces au rez-de-chaussée
- 2 sous sols

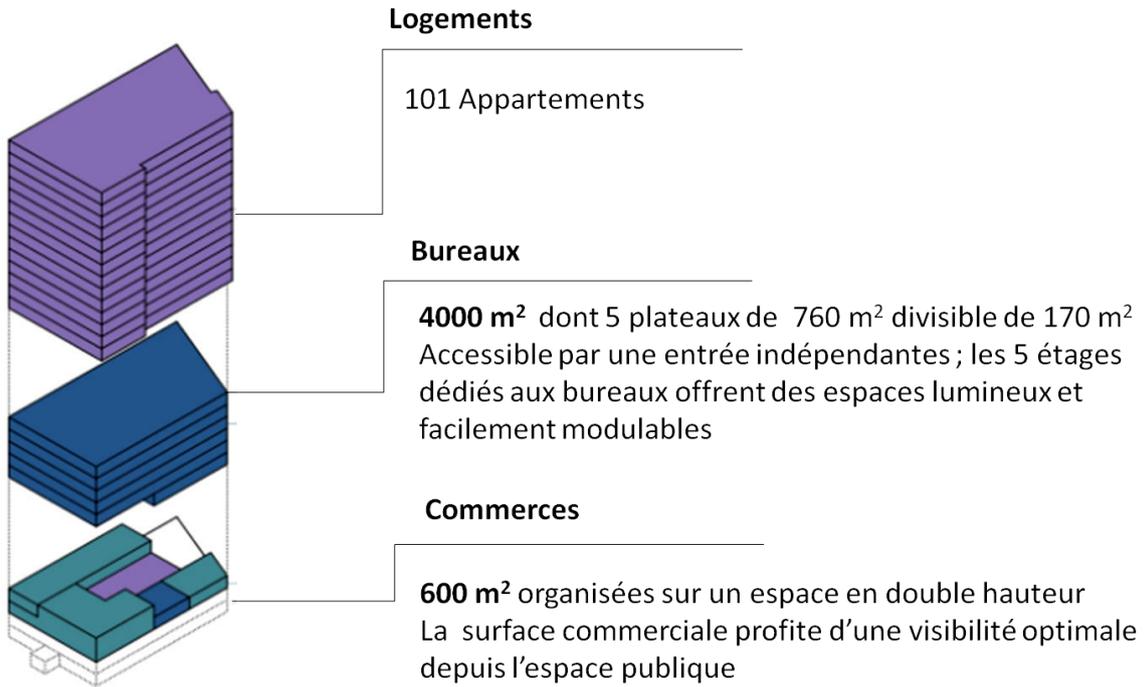


Figure I-16 : Axonométrie de fonctionnement

b- Fonctionnements et accès :

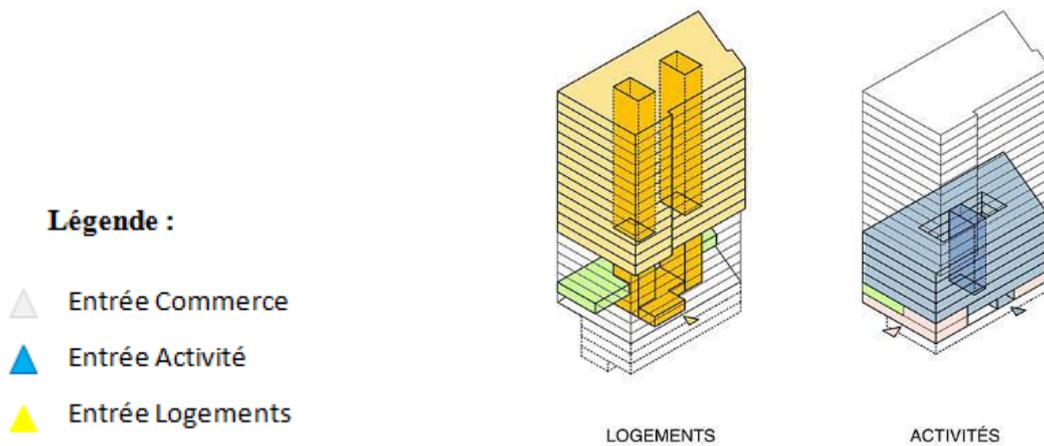


Figure I-17 : Fonctionnements et accès de la tour

c- Favorisation et mobilités :

Légende :

- Chemin de livraison secours
- Aire livraison / Déchets
- Parking sous sol
- Voie verte
- Stationnement vélo
- Entrée Parking
- Entrée Vélo
- Entrée Commerce
- Entrée Activité
- Entrée Logements
- Accès à pied
- Accès en vélo

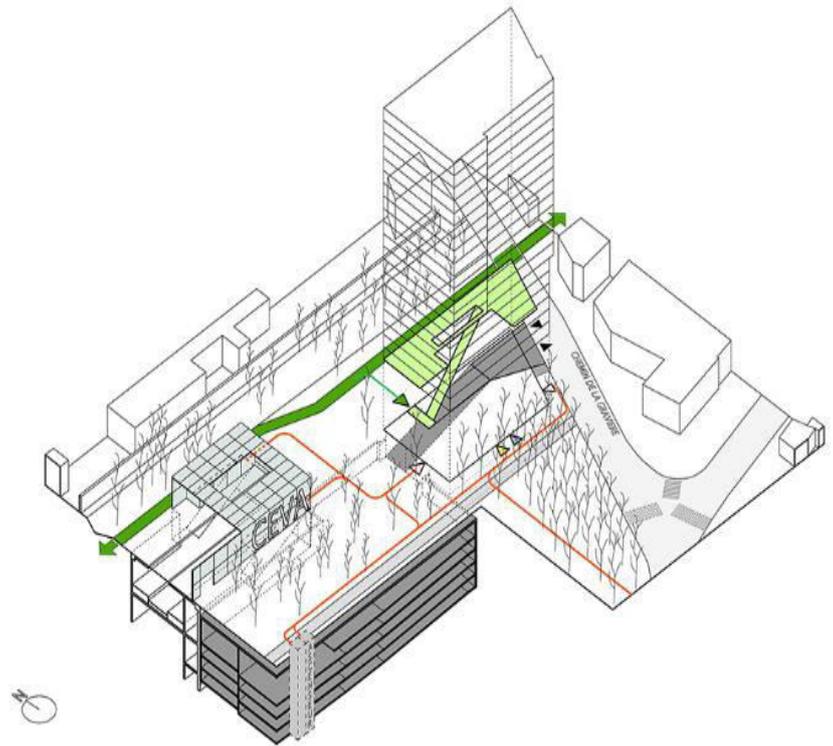


Figure I- 18 : Favorisations et accès de la tour

d- Etude des plans :

Un système structurel à ossature permet de dégager de grandes surfaces peu contraintes et de libérer complètement le linéaire périphérique des façades.

Il permet également de faire évoluer de manière simple la répartition du programme en mettant en place un principe de 5 niveaux «évolutifs» à moyen ou long terme (R+7 à R+12) qui pourront être aménagés en espaces tertiaires ou en logements

- 10 668 m² de SBP logements :
- 91 logements
- 4 913 m² de SBP bureaux :
- 250 places de travail
- 347 m² de SBP de commerces

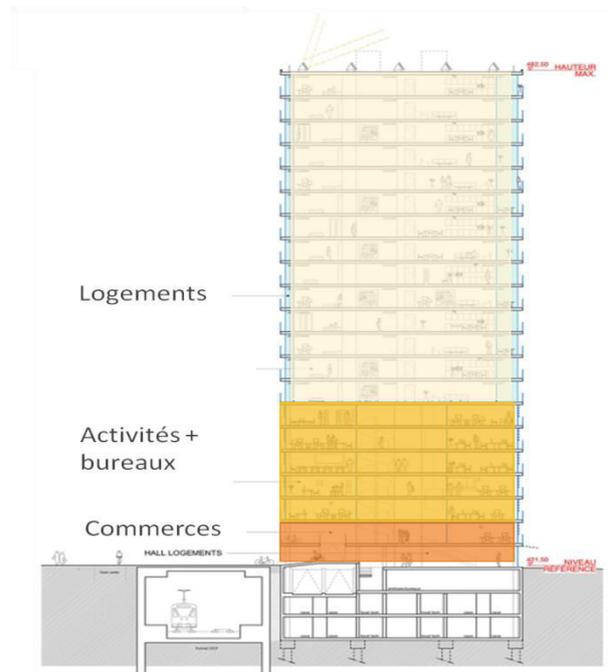


Figure I-19 : Coupe transversale de la tour

d-1- Niveau sous sol (Parking)

Légende :

- Stationnement de véhicules
- Locaux techniques
- Circulation verticale
- Circulation horizontale
- Accès véhicules
- Accès personnes

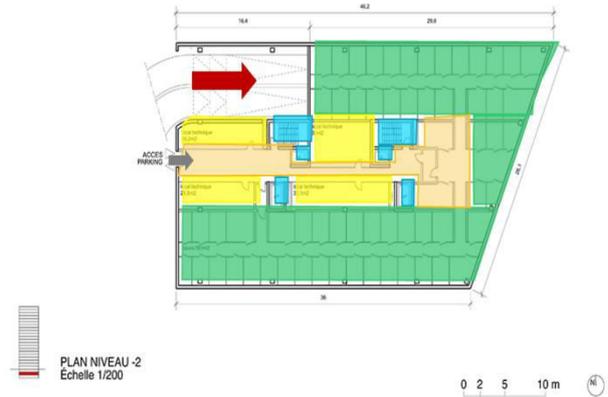


Figure I-20 : Programme des deux sous sol

d-2- Niveau RDC :

Légende :

- Commerces
- Circulation verticale
- Circulation horizontale
- Accès véhicules
- Accès commerce
- Accès logements
- Accès vélos

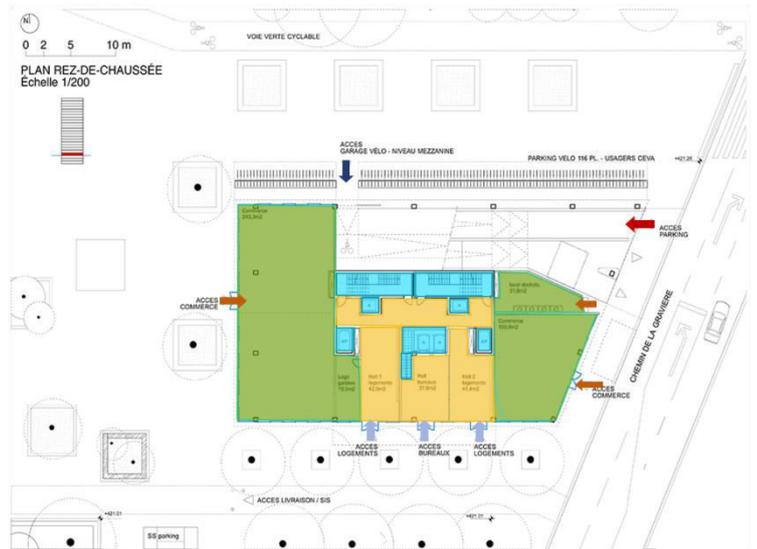


Figure I-21 : Programme de RDC

d-3- Étage courant pour activités :

Légende :

- Activités (restaurants , espace jeux ...)
- Circulation verticale
- Circulation horizontale

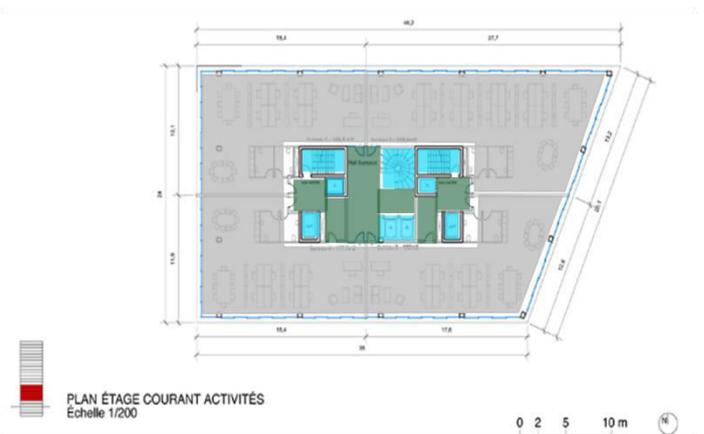


Figure I- 22 : Programme d'étages (1, 2, 3,4et 5)

d-4- Etage courant pour logements :

Légende :

- Espace privé
- Espace public
- Espace semi public
- ▲ Entrée logement
- Surface bâtie

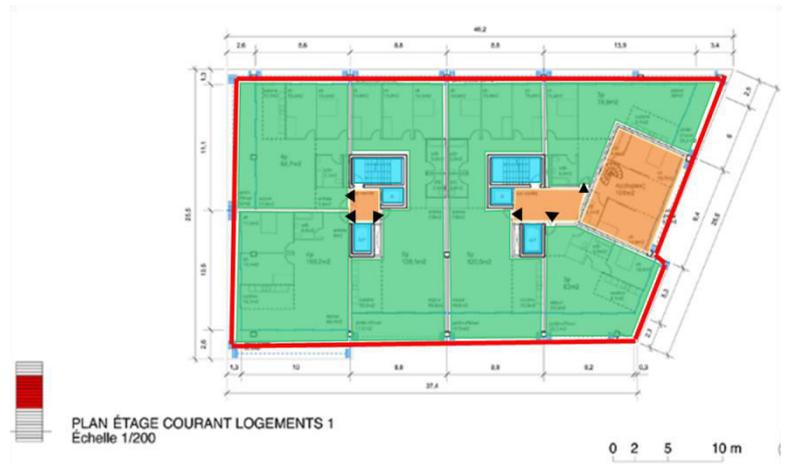


Figure I- 23 : Programme d'étages de logement

Légende :

- Logement F3
- Logement F4
- Logement F5
- Logement F5
- Logement F3
- Logement F3
- Circulation horizontale
- Circulation verticale
- ▲ Entrée logement

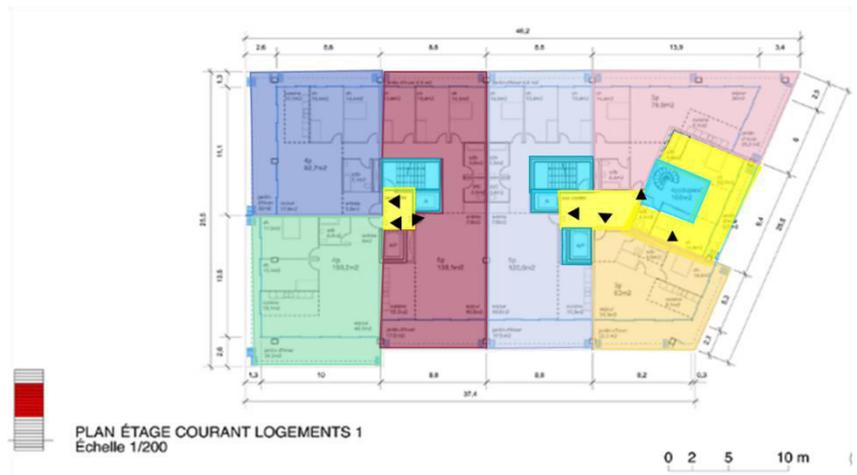


Figure I-24 : Programme détaillé des étages

I-2-1-3- Analyse architectural de la tour OPAL :

La qualité de l'espace d'habitation, sa générosité, le confort, sont déterminants pour une qualité de vie urbaine. Smaller displacements of levels.

La mutation du quartier de Chêne-Bourg dans le canton de Genève est l'opportunité de questionner l'espace à habiter et sa relation avec la ville.

Profiter de la ville, de ses opportunités culturelles, évènementielles, de sa mobilité facile, de l'ensemble des liens humains et sociaux qu'elle propose.

«Vivre dans plus d'espace, vivre dans une maison» sont les désirs d'un habitant, qu'il faut créer en ville.

Le dispositif structurel est simple et flexible, offrant une liberté d'usage dans l'espace et dans le temps.

a- Les éléments constituant l'espace extérieur :

La façade s'efface, et se laisse dessiner par les jardins d'hiver, leur épaisseur et leurs usages, au gré des envies des habitants. Ces jardins d'hiver apportent une importante plus-value aux appartements en termes d'espace. S'ils les prolongent, ils préservent les espaces de vie.

Légende :

- Façade vitrée
- Planchers
- Eléments porteurs

**Figure I-25 :** Matériaux constituant la façade**b- Les éléments constituant l'espace intérieur :**

Les logements sont spacieux, agréables, bien éclairés, tous traversants, et veulent offrir, dans la ville, les qualités et le caractère d'une villa. Tous les logements disposent de jardins d'hiver et de balcons, qui prolongent l'espace intérieur. Toutes les pièces principales s'ouvrent sur ces espaces par des grandes baies vitrées coulissantes du sol au plafond. Le jardin d'hiver, est totalement ouvert en été, et formable l'hiver, pour créer des conditions climatiques protégées des conditions extérieures, en particulier du vent pour les logements situés dans les étages les plus hauts.

**Figure I-26 :** Design de l'espace intérieur

^[9] : <https://OPAL - Chêne – Bourg. Ch /projet/>

I-2-2- Analyse de l'exemple 2 : La tour « VIVA » Canada ^[10]

I-2-2-1- Identification et description du projet :

- Nom du projet : Tour VIVA
- Location : Lavale “Ville –Maris” Canada
- Date de conception : 2018
- Date de livraison : 2020
- Surface : / m²
- Gabarit : RDC avec mezzanine et 13 étages
- Bureau d'études: Ruccolo / Faubert Architectes
- Equipe interne de design : Groupe Alta Socam
- Architecte: Ruccolo Faubert Architectes “**F+R.A**”
- Architecte paysagiste : Beauprés et associés
- Equipe interne de design : Groupe Alta Socam
- Importance du projet : Territoriale
- Type de construction : Tour haut standing
- Système de construction : Béton armé
- Style : Moderne



Figure I-27 : Façade principale de la tour

I-2-2-2- Implantation du projet :

a- Situation du projet :

Un projet unique de condos neufs à Laval sur un site unique, au cœur de l'action dans le nouveau centre ville de Laval.

À deux pas de tout : le **Centro polis** avec ses restos, ses terrasses et son marché gourmand ; le **Carrefour Laval** et ses boutiques modes ; le **cinéma Colosses** ; le **SkyVenture Montréal** et bien plus encore pour les amateurs de glisse, d'escalade ou de golf, tout y est ! De plus, les condos VIVA vous offrent un accès rapide aux **autoroutes 15 et 440**, ainsi qu'au **terminus d'autobus de Laval**.

Sans oublier la navette 360, qui dessert le projet immobilier VIVA et qui est un service de transport gratuit faisant la boucle autour du centre-ville de Laval.

Avec ses balcons et terrasses pour mieux partager la ville, VIVA Condos Urbains propose une qualité de vie qui dépasse votre espace de vie.

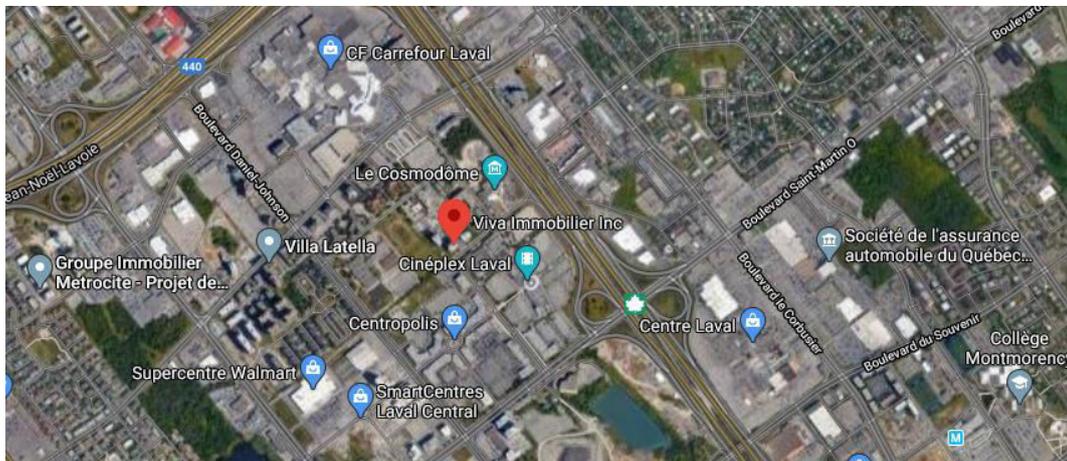


Figure I- 28 : Insertion du projet dans le tissu urbain

b- Plan de masse :

Légende :

-  Axe principal
-  Axe secondaire
-  Axes tertiaires

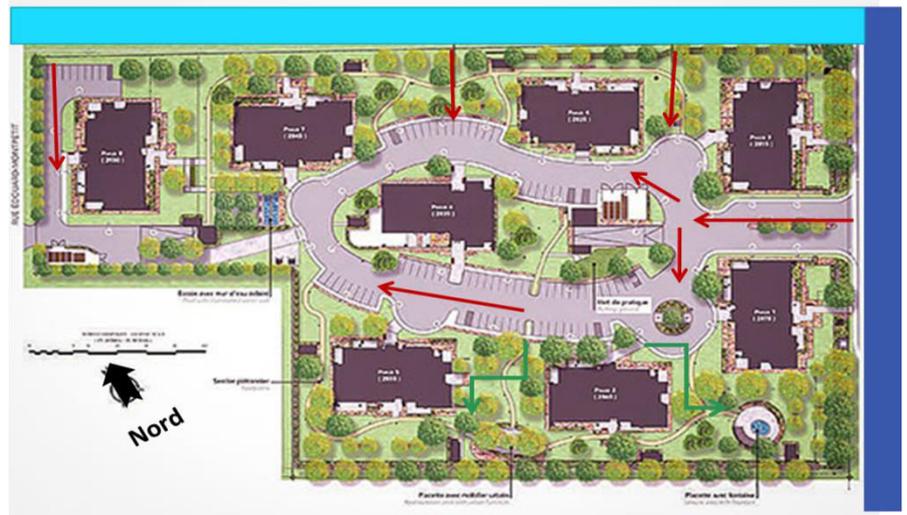


Figure I-29 : Plan de masse des tours VIVA est typologie de son environnement

c- Orientation du projet :



Figure I-30 : Différentes vues de projet

I-2-2-3- Analyse spatiale de la tour VIVA :

a- Favorisation des mobilités :



Figure I-31 : Favorisations et accès de la tour

b-Programme :

La répartition du programme en phase est la suivante:

- 11 étages supérieurs dédiés aux logements
- 02 étages open space(Penthouse)
- Salle de gym au rez-de-chaussée
- Pas de sous sols



Figure I-32: Vue sur la Façade principale

c- Organigramme et fonctionnements :

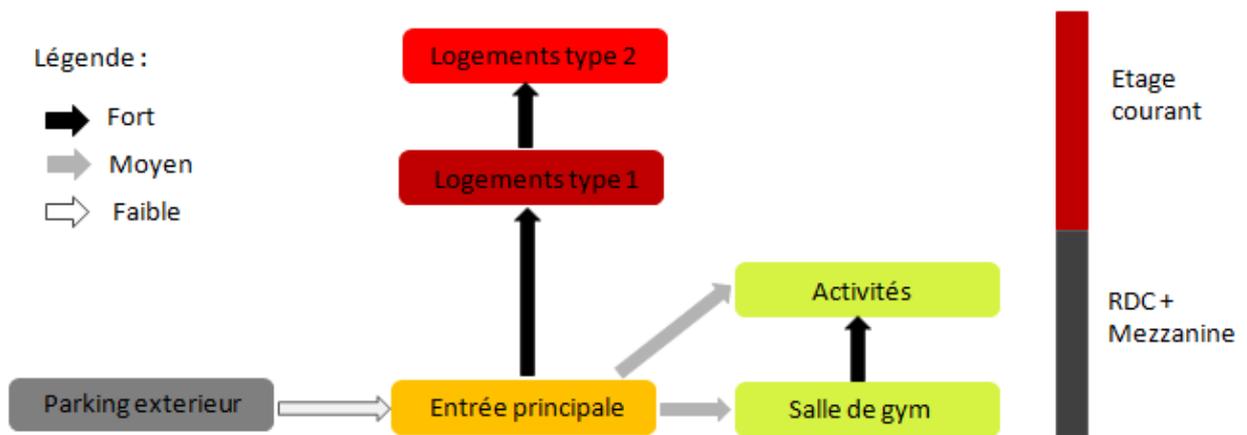


Figure I-32 : Organigramme fonctionnel

c- Etude des plans :

d-1- Niveau RDC :

Légende :

- Salle de sport
- Circulation verticale
- Circulation horizontale
- ➡ Accès logements
- ➡ Salle de sport

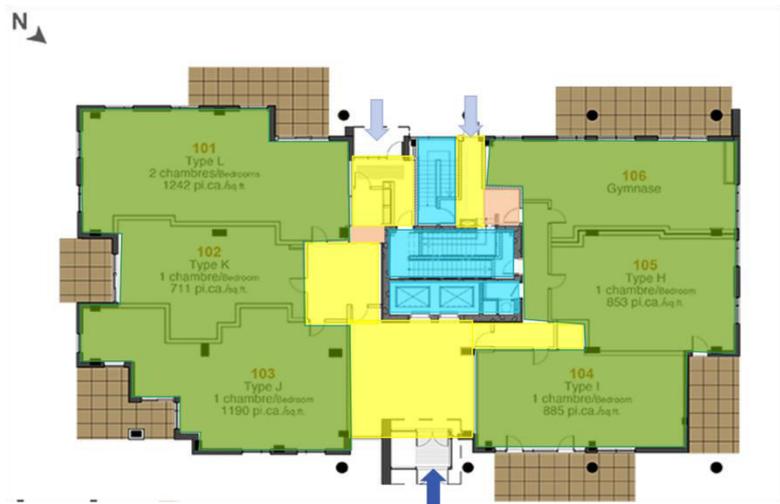


Figure I-33 : Programme du RDC

d-2- Niveau mezzanine :

Légende :

- Activités + Salle de gym
- Circulation verticale
- Circulation horizontale
- Balcon

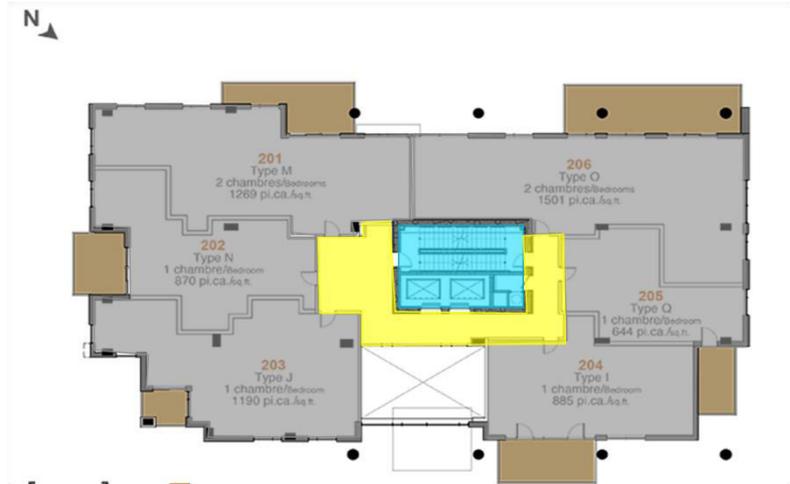


Figure I-34 : Programme de la mezzanine

d-3- Niveau 1^{er} au 11^{eme} Etage :

Légende :

- Espace privé
- Espace publique
- Espace semi publique
- Entrée logement
- Surface bâtie

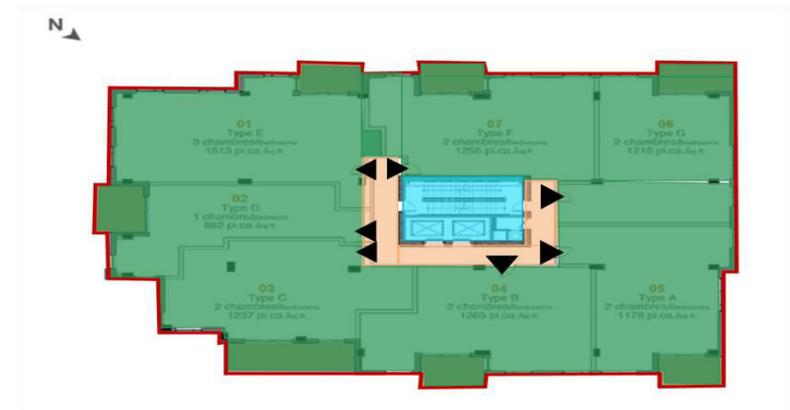


Figure I-35 : Programme d'étage courant

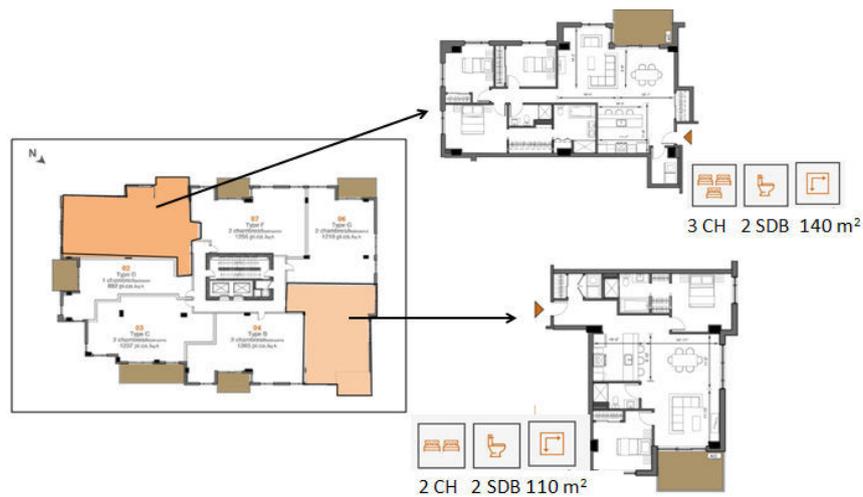


Figure I- 36 : Différentes formes de logements

d-4- Niveau 12^{eme} et 13^{eme} Etage :

Légende :

- Espace privé
- Espace public
- Espace semi public
- Entrée logement
- Surface bâtiesse

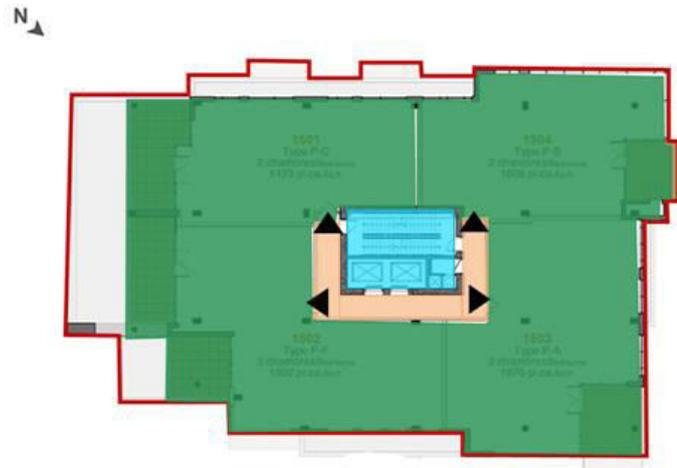


Figure I-37 : Programme détaillé des étages

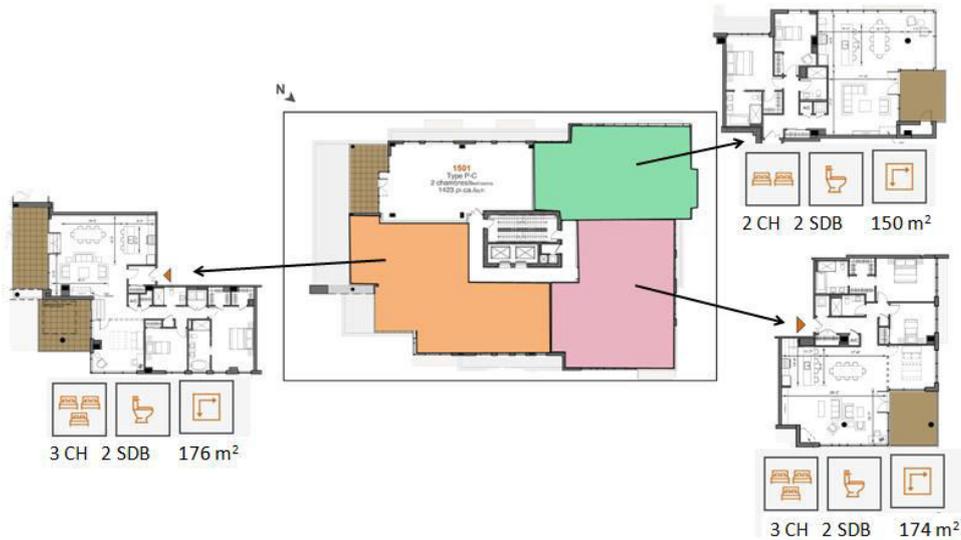


Figure I-38 : Différentes formes de logements

I-2-2-4- Analyse architectural de la tour VIVA :

a- Les éléments constituant l'espace extérieur :

Légende :

- Façade vitrée
- Planchers
- Eléments porteurs



Figure 39 : Matériaux constituant la façade

La tranquillité d'esprit :

Un avantage est la tranquillité d'esprit que vous confèrent les condos VIVA. Pas d'entretien, de réparations ou de rénovations coûteuses, de pelouse à tondre ou même d'entrées à déneiger. De plus, l'isolation supérieure vous procure une intimité de choix pour un condo. Un gros plus pour ceux ou celles qui veulent vivre leur vie à fond!

Le complexe aquatique, la patinoire et la gym :

Garder la forme est important pour vous? Vous aurez la chance de découvrir le tout nouveau méga complexe aquatique de Laval près du Cosmodôme, dont l'ouverture est prévue pour 2020. D'ailleurs, si prendre l'air après une journée de magasinage fait partie de vos passe-temps, la patinoire extérieure du Centro polis et les nombreux sentiers vous combleront. Enfin, profitez de la salle d'entraînement privée. Aucune excuse, VIVA a tout pour s'adapter à votre mode de vie.

La proximité des activités :

Enfin, en plus des activités citées ci-dessus, les condos VIVA sont situés près de tous les services dont vous aurez besoin au quotidien. Épiceries, coiffeur, nettoyeur, tout est facilement accessible en un rien de temps. Tout cela, sans compter les magasins, restaurants et autres activités avoisinantes qui stimuleront vos semaines sans vous ruiner.

b- Les éléments constituant l'espace intérieur :

- Les condos sont tous situés en coin, d'une superficie
- Deux ou trois chambres à coucher, selon le modèle
- Vaste fenestration et espace très lumineux
- Climatisation et chauffage central au gaz
- Toutes les unités possèdent un grand balcon en coin
- Hall d'entrée avec ascenseur
- Penthouses avec très grande terrasse privée



Figure I- 40 : Design de l'espace intérieur

^[10] : <https://Condosviva.com/projet/>

I-2-3- Analyse de l'exemple 2 : La tour « BENZIADA » l'Algérie ^[11]

I-2-3-1- Identification et description du projet :

- Nom du projet : Tour BENZIADA
- Location : Jijel "112 logt E.P.L.F Al Akabi ", l'Algérie
- Date de conception : 2016
- Date de livraison : 2018
- Surface : 2000 m²
- Gabarit : RDC et 14 étages
- Bureau d'études: /
- Architecte /
- Promoteur : Promoteur immobilière tour BENZIADA
- Importance du projet : Territoriale
- Type de construction : Tour haut standing
- Système de construction : Béton armé
- Style : Moderne



Figure I-41 : Façade principale de la tour

I-2-3-2- Implantation du projet :

a- Situation du projet :

L'immeuble d'habitation se situe à l'entrée Est de la ville de JIJEL.

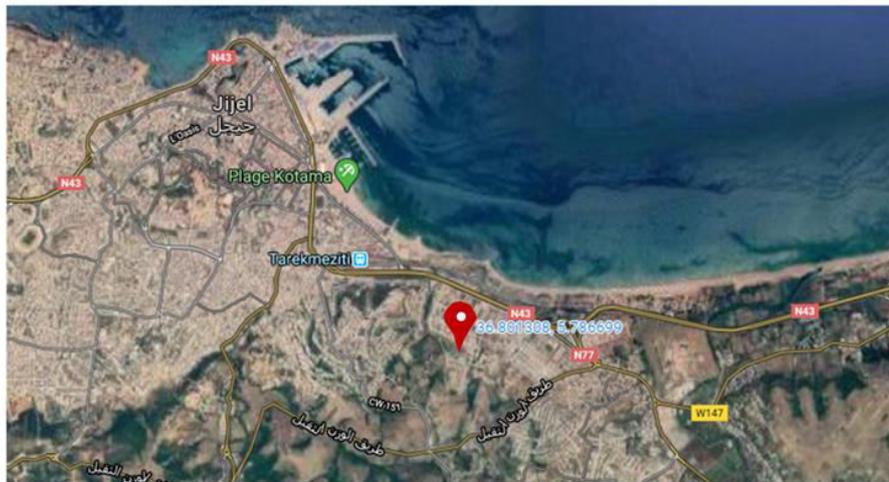


Figure I-42 : Insertion du projet dans le tissu urbain

b- Orientation du projet :



Figure I-43 : Différentes vues de projet

I-2-3-3- Analyse spatiale de la tour BENZIADA :

a-Programme :

La répartition du programme est la suivante:

- 14 étages supérieurs dédiés aux logements
- 56 Appartements haut-standing :
 - 4 Appartements par palier
 - 14 Appartements en F3 de 111,15 m²
 - 42 Appartements en F4 de 112,85 à 116,35 m²
- 02 sous sols pour parking

b- Organigramme de fonctionnements de la tour :

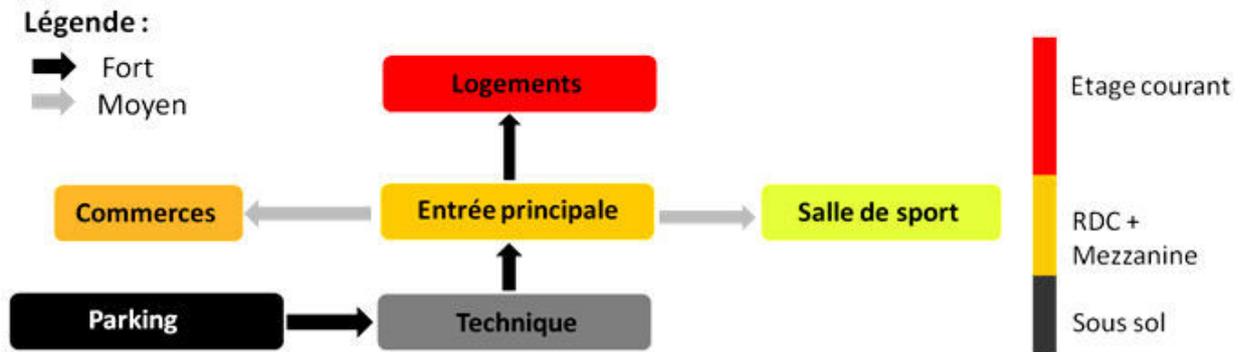


Figure I-44 : Organigramme fonctionnel de la tour

c- Etude des plans :

c-1- Niveau étage courant :

Légende :

- Espace privé
- Espace semi publique
- Espace publique
- ▲ Entrée logement
- Surface bâtiesse

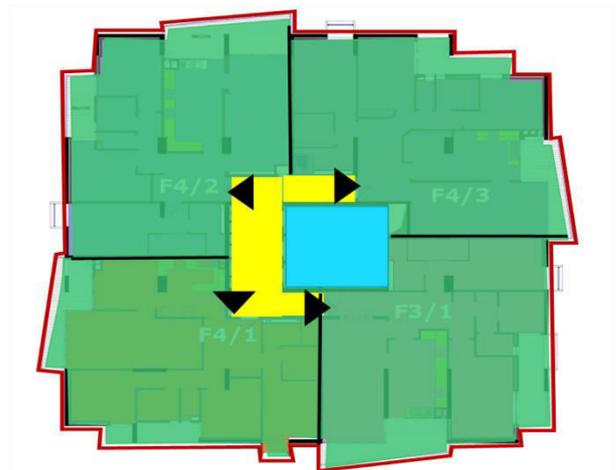


Figure I-45 : Programme détaillé des étages

Légende :

- Logement F4
- Logement F4
- Logement F3
- Logement F4
- Balcon
- Circulation horizontale
- Circulation verticale

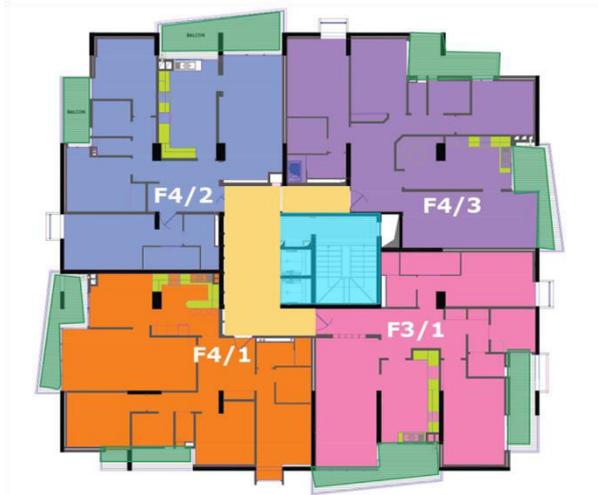


Figure I-46 : Type de logement par étage



Figure I-47 : Programme détaillé des logements

I-2-3-4- Analyse architectural de la tour BENZIADA :

L'immeuble d'habitation se situe à l'entrée Est de la ville de JIJEL. Le projet comporte un socle en trois niveaux (deux pour parking et un pour surface commerciale).

La tour est composée de 56 appartements type F 03 ET F 04 de quatre logements par palier; séjour et cuisine conçus en style moderne (Open-Space), la chambre parentale dotée d'un dressing et d'une salle de bain, les autres toilettes/Salle de bains Aérées; Les matériaux de construction (revêtement de sol; peinture...etc) sont soigneusement sélectionnés ; menuiserie extérieure en PVC en double vitrage et la menuiserie intérieure en bois de premier choix.

*** Commodités et services :**

- Caméras de surveillance des espaces communs.
- Accès à l'immeuble contrôlé par digicode.
- parkings sous sol (88 places) avec accès télécommandés.
- Protection anti-incendie avec détecteurs de fumée et système de désenfumage.
- Antenne parabolique collective.
- Chauffage central (chaudière murale).
- Cuisines équipées.
- (02) ascenseurs.
- Bâche à eau et groupe électrogène.

I-2-4- Tableaux récapitulatifs :

[11] : <https://Promoteur immobilier Mounir BENZIADA>

Tableau I- 1 : Tableau comparatif des exemples choisis. Source : Auteurs

Projet	La tour « OPAL »	La tour « CONDOS VIVA »	La tour « BENZIADA »
Illustration			
Situation	Chêne-Bourg, Genève	Lavale “Ville –Maris”, Canada	Jijel , l’Algérie
Surface	1000 m ²	/ m ²	2000 m ²
Gabarit	2 sous sol, RDC et 19 étages	RDC et 13 étages	RDC et 14 étages
Forme	Trapèze droit	Rectangulaire	Carrée
Synthèse	Les logements sont spacieux, agréables bien éclairés, tous traversants. Tous les logements disposent de jardins d’hiver et de balcons, qui prolongent l’espace intérieur. Toutes les pièces principales s’ouvrent sur ces espaces par des grandes baies vitrées coulissantes du sol au plafond	Utilisation de la nature et conception organique pour donner une valeur esthétique La conception de l’honnêteté structurelle qu’exprime le côté esthétique de tour.	La simplicité de conception et de minimalisme des éléments décoratifs accentue le côté esthétique de cette tour.

Conclusion :

La recherche thématique nous a permis d'élaborer une base de données, afin de déterminer le principe, l'évolution, et les besoins du thème, ainsi que les activités, les types d'espaces et leur hiérarchisation.

La qualité et plus spécifiquement la qualité de l'habitation, est une notion à la fois vaste et complexe mais surtout relative, elle renvoie à une quantité de dimensions abordées par différents auteurs cités dans ce chapitre ou autres, qui ont choisis d'aborder la qualité de l'habitation sous différents angles : physiques ou personnels ou même sociaux, ils ont mis des listes et des dimensions fixes pour que l'habitation répond au mieux aux besoins des habitants.

Lors du développement de ce chapitre on s'est aperçu qu'il y a toujours des constantes liées à l'habitat et à la maison qui sont: protection, sécurité, et confort. Ces dernières sont nées au fil du temps par le développement de la nature de besoin.

La qualité, c'est la qualité d'un « tout architectural et urbain » ; Même si les procédures type ISO, Les labels et certification qui ont dernièrement connu un grand essor, même si les démarches qualité permettent d'assurer la qualité des éléments d'architecture et des différentes parties du projet, pour que la bonne qualité soit assurée, il faut qu'il y est une bonne qualité d'usage, cette dernière ne peut être effective que par le biais d'un raisonnement qui prend en charge la satisfaction des besoins des habitants.

Chapitre II

ETUDE ARCHITECTURALE

**« Un projet est un espace vivant tel qu'un corps humain ce qui induit
que les espaces qui le constituent doivent être complémentaires
et fonctionnels tel que les organes vitaux »**

Louis KHAN

Introduction :

A travers ce chapitre nous allons présenter trois parties :

- Dans la première partie nous allons présenter la ville de Tlemcen sous ses différents aspects afin de mieux la connaître, notamment sa situation géographique. On mettant la lumière sur la lecture des instruments d'urbanisme, il s'agit des instruments d'aménagement de la wilaya de Tlemcen (territoire national, territoire régionale et territoire de la wilaya). Ensuite on va passer à l'analyse de l'état actuel de l'instrument d'urbanisme (PDAU) dans la ville de Tlemcen.

- La deuxième partie est consacrée à l'étude du site d'intervention ses caractéristiques (physiques, techniques, climatiques, ...)

- La troisième partie est une synthèse de toutes les connaissances acquises à travers les phases précédentes présentées sous forme de solution architecturale, on va présenter les différents plans architecturaux, organigrammes, ainsi que les justifications sur lesquels on se base pour notre proposition.

L'objectif de ce chapitre est :

- De maîtriser l'application des instruments d'urbanisme et connaître la ville de Tlemcen.
- Faire une étude générale sur les différents concepts qui ont généré la mise en forme du projet.
- Le passage de l'idée à sa concrétisation nécessite un espace de référence conceptuelle, pour enfin, la formalisation de notre projet sera dans un processus évolutif qui nous permet le passage de l'analyse et ses hypothèses vers la traduction spatiale.

II-1- Analyse urbaine de la wilaya de Tlemcen :

Cette phase analytique a pour but la prise de connaissance de l'aire d'étude de la wilaya, pour bien développer notre démarche afin de définir les éléments de composition de l'espace urbain.

II-1-1-Généralités sur la wilaya de Tlemcen :

II-1-1-1- Situation géographique :

a- Tlemcen dans le cadre national :

Tlemcen occupe une position excentrique par rapport au territoire national et se trouve à l'écart du réseau nord de communications, bloquée à l'ouest par la frontière marocaine, les voies ferroviaires et routières aboutissent aux deux grand métropoles :

* Oran centre de développement industriel de la région ouest

* ALGER la capitale

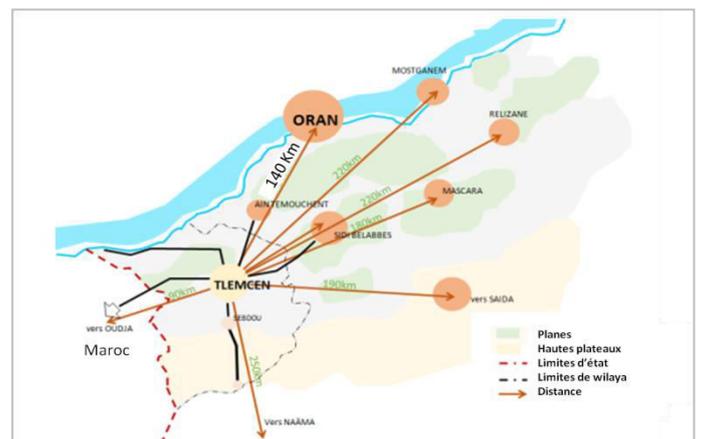


Figure II- 1 : Position de Tlemcen dans la région Nord –Ouest.
Source : Auteurs / Web

b- Le groupement de Tlemcen dans le cadre de la wilaya ^[12] :

La wilaya se divise en 20 daïra, 53 communes, avec une superficie de 9017,69 Km², et 950000 habitants, le groupement de Tlemcen (Tlemcen, Mansourah, Chetouane, Béni mester) se situe au centre de la wilaya. La wilaya de Tlemcen se situe à l'extrémité nord-ouest du pays, elle est délimitée par :

- **Au nord** par la Méditerranée
- **Au sud** par la wilaya de Naâma
- **A l'est** par Ain Temouchent et Sidi – Belabès
- **A l'ouest** par Oujda (Maroc)

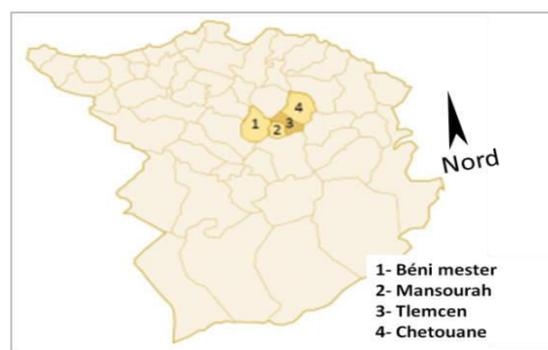


Figure II- 2 : Découpage administratif de la wilaya de Tlemcen. Source : Auteurs

II-1-1-2- L'habitat dans la wilaya de Tlemcen ^[13] :

Tableau II-1 : Type d'habitat dans la wilaya de Tlemcen en pourcentage. Source : APC

Habitat individuelle	Habitat collectif
65%	35%

La ville est composée d'habitat à majorité individuel soit :

- Sous forme de petites maisons individuelles éparpillées comme c'est le cas pour les quartiers : Agadir, Sidi El Haloui,.....etc.
- Sous forme de constructions illicites d'une manière hasardeuse, elles se groupent sous forme de quartiers précaires, sous équipés, désorganisés comme c'est le cas pour El Kalaa supérieur, Boudghène, Koudia, Ouziane.
- L'habitat collectif est majoritairement récente de type « grand ensemble » comme le cas pour « cité des Cerisiers, Imama, Champ de Tir, Chetouane, Oudjlida, Boudjlid
- Sous forme d'habitat pavillonnaire comme c'est le cas pour les quartiers : El Hartoun, Bel Air, Birouana ...etc.

Tableau II-2 : L'estimation du besoin en logement. Source : Document du PDAU

Communes	2004-2009	2010-2014	2015-2019	2020-2025
Tlemcen	2 600	5 000	5 100	12 700
Mansourah	2 200	1 380	3 700	7 280
Chetouane	2 680	690	1 700	4 970
Béni Mester	760	500	2 000	3 260
Total groupement	8 240	7 570	12 400	28 210

^[12] : <https://www.monographies.caci-Tlemcen.dz>

^[13] : Web / Mémoire « ANALYSE URBAINE DU NOYAU HISTORIQUE DE TLEMCCEN »

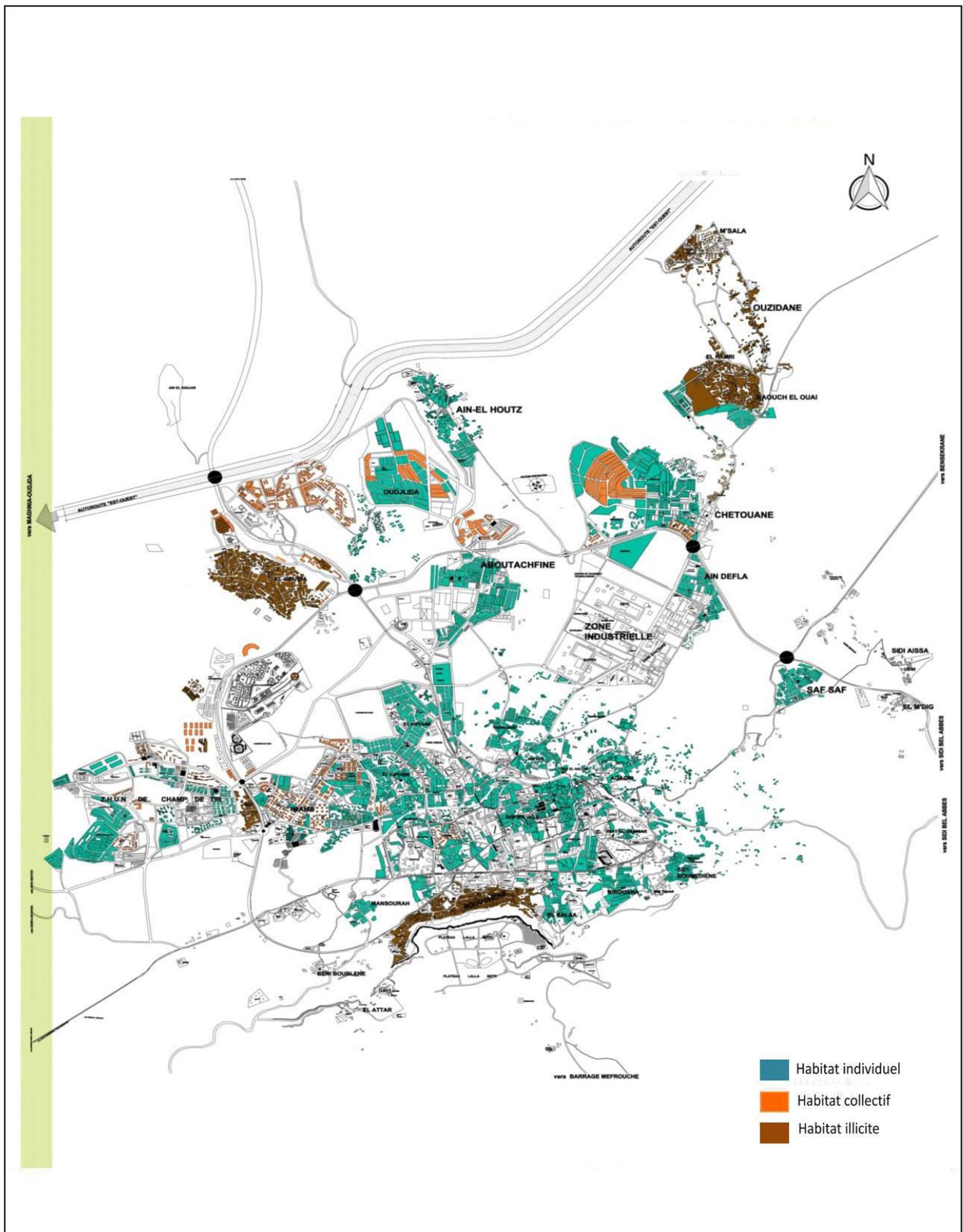


Figure II-3 : Typologie d'habitat de la ville de Tlemcen. Source : Département d'architecture

II-1-1-3- Les besoins de surfaces à urbanisés ^[14] :

Les besoins en espace à dégager à l'horizon 2025, sont estimés à 1500 ha dont 1130 ha pour l'habitat selon une densité brute de 40 logements/ha pour le collectif et 25 logements/ha pour l'individuel dont 2/3 du programme réservé pour le collectif.

350 000 habitants sont prévus à l'horizon 2025 (selon un rythme d'accroissement de 1,8 %), soit un volume additionnel de 113 000 habitants.

- Perspectives de population du groupement : Ils sont situés en majorité dans les zones périurbaines :

* Besoins en logements: 28200 logements (d'ici 2025)

* Les besoins en surface des équipements structurants sont estimés à environ 370 ha

* Le total des besoins en surface sont estimés à l'horizon 2025 à 1500 ha

II-1-1-4- Lecture du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme PDAU :**a- Définition de PDAU :**

Le Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme (PDAU) est un instrument de planification spatiale et de gestion urbaine qui permet aux communes concernées d'organiser rationnellement la production du sol urbanisable, de contrôler la formation et/ou la transformation du bâti dans le cadre d'une gestion économe des sols, de l'équilibre entre les différentes fonctions ainsi que la préservation de l'environnement, des milieux naturels, des paysages et du patrimoine culturel et historique ...

b- Le rôle de PDAU :

- Détermine la destination générale des sols sur l'ensemble du territoire.
- Définit l'extension des établissements humains, la localisation des services et des activités, la nature et l'implantation des grands équipements et infrastructures.
- Détermine les zones d'intervention sur les tissus urbains et les zones à protéger.
- Divise le territoire auquel il se rapporte en secteur : les secteurs urbanisés, les secteurs à urbaniser, les secteurs d'urbanisation future et les secteurs non urbanisés.

c- Le contenu de PDAU :

Selon l'art .17 du décret exécutif 91-177 du 28 Mai 1991, modifié et complété :

- Un rapport d'orientation:

* L'analyse de la situation et les perspectives.

* Le parti d'aménagement.

* Un règlement qui fixe les règles applicable pour chaque zone, les conditions de construction particulières dans les parties du territoire à préserver et les périmètres d'intervention des POS.

- Des documents graphiques :

* Un plan de l'état de fait.

* Un plan d'aménagement délimitant les secteurs homogènes; les périmètres d'intervention.

* Des plans d'occupation des sols.

* Un plan de servitudes.

* Un plan d'équipements.

[14] : Web / Mémoire « ANALYSE URBAINE DU NOYAU HISTORIQUE DE TLEMCCEN »

II-2- Analyse du site d'intervention :

D'après notre analyse de la situation actuelle de la ville de Tlemcen, il est évident de mettre la lumière sur une action de développement urbain voulu a été mené pour orienter l'urbanisation de notre projet vers le nord-ouest de la ville (champ de tir « Bouhanak »).

Le projet doit conférer une lecture claire de sa géométrie et de son intégration tout en satisfaisant les objectifs suivants :

- Créer une harmonie tant fonctionnelle que formelle entre les entités.
- Créer un ensemble cohérent et harmonieux.
- Hiérarchiser les axes, les fonctions et les entités du projet.

II-2-1- Présentation de l'assiette d'intervention :

II-2-1-1- Fiche technique :

- Localisation :
 - * Wilaya : TLEMCEN
 - * Daïra : Mansourah
 - * Commune : Mansourah
- Superficie :
 - * Superficie décrétée : 27 853,14 m²
 - * Superficie aménageable : Entre 4000 m² à 15 600 m²

II-2-1-2- Situation du terrain :

Notre terrain d'intervention est situé au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen à 3,5 Km du centre ville, à Bouhanak.

À deux pas de tout :

- L'université des sciences économiques « Pole de Bouhanak »
- La résidence universitaire 2000 lits « El Bachir EL IBRAHIMI »
- Lycée MAHI Boumediene
- L'école supérieure de management
- La mosquée ABI-ZAID
- La cité administrative
- Le complexe sportif de Bouhanak



Figure II- 4 : Situation du terrain d'intervention. Source : Google Earth

II-2-2- Analyse technique:

II-2-2-1- Accessibilité au quartier Bouhanak :

L'accessibilité au quartier de Bouhanak est marquée par la voix de la rocade, d'où l'accès au quartier est permis à partir de deux voies principales comme le montre la figure ci-dessous. Le site est marqué par la rocade qui relie Chetouane avec Mansourah.

Légende :

- Pole universitaire
- Flux important
- Flux moyen
- Flux faible
- Limite du quartier Bouhanak
- Nœuds d'intersection
- ★ Entrées principales

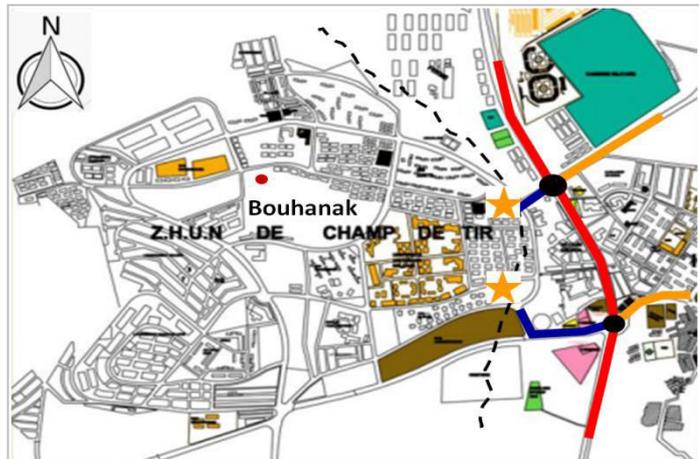


Figure II-5 : Accessibilités au quartier Bouhanak
Source : Traitement personnel

II-2-2-2- Accessibilité au terrain et circulations :

- Le terrain est accessible à partir de :
 - * Deux voies primaires de circulation mécanique forte
 - * Deux voies secondaires
- La circulation mécanique et piétonne est importante au niveau des boulevards qui encadrent le terrain.
- Le site est repéré par plusieurs points :
 - * La cité militaire
 - * L'université des sciences économiques, l'école supérieure de management...
 - * La cité administrative

Légende :

- Terrain d'implantation
- Faculté des sciences éco
- Cité administrative
- Flux mécanique
- Ligne de bus
- Flux faible
- Arrêt de bus
- Nœuds d'intersection



Figure II- 6 : Accessibilités au terrain et circulation.
Source : Auteurs

II-2-3- Analyse physique :

II-2-3-1- La typo-morphologie du terrain :

a- La forme du terrain et dimensions :

Le terrain est de forme irrégulière trapézoïdale « Trapèze »

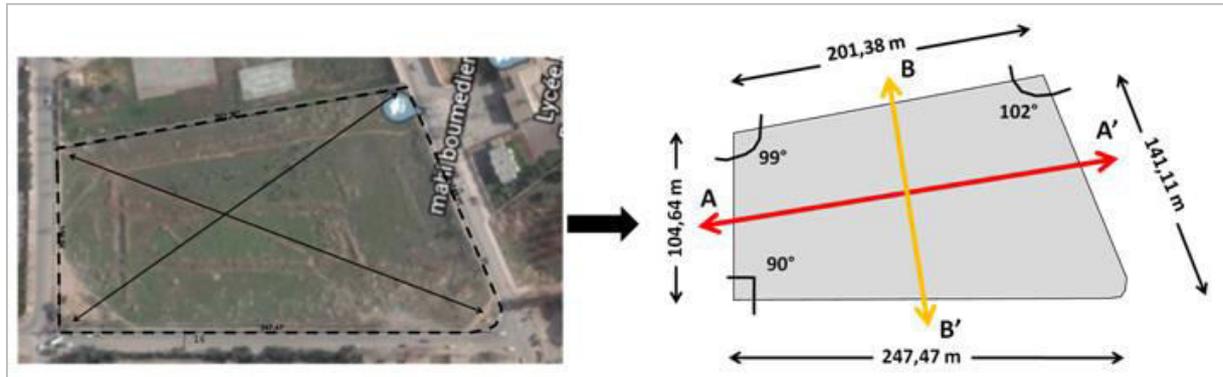


Figure II-7 : La morphologie du terrain et ces différentes dimensions. Source : Auteurs

b- Les pentes du terrain :

La pente topographique est l'inclinaison du terrain étudié entre deux points donc de son angle vis-à-vis de l'horizontale. C'est donc le rapport entre la différence d'altitudes entre les deux points et la distance horizontale, cartographique, entre ces deux points.

- La dénivelée Ouest-nord-sud (A-A') est de : **4 m**

→ Pente maximale est de : **1,8 %**

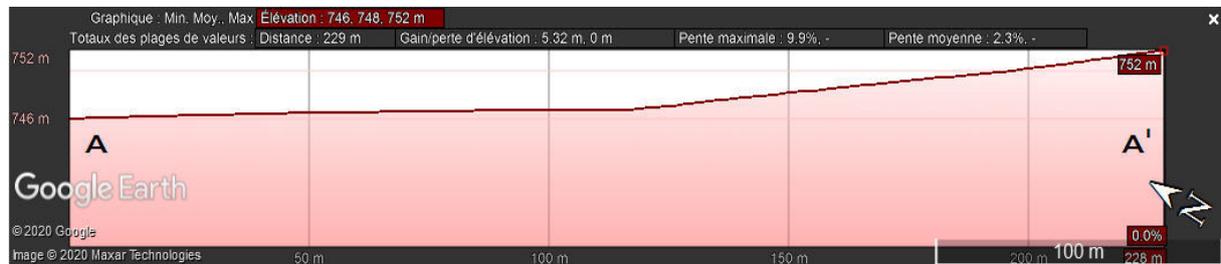


Figure II-8 : La coupe A-A' du terrain. Source : Google Earth (Traitement personnel)

- La dénivelée Ouest-nord-sud (B-B') est de : **3 m**

→ Pente maximale est de : **2,48 %**

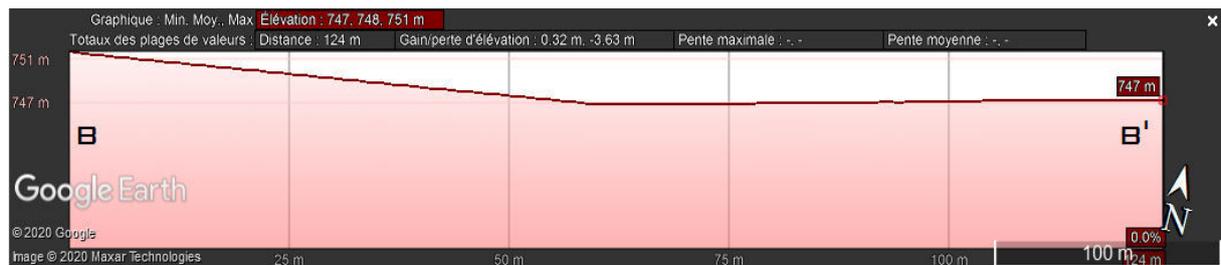


Figure II-9 : La coupe B-B' du terrain. Source : Google Earth (Traitement personnel)

II-2-3-2- Délimitation de l'aire d'étude :

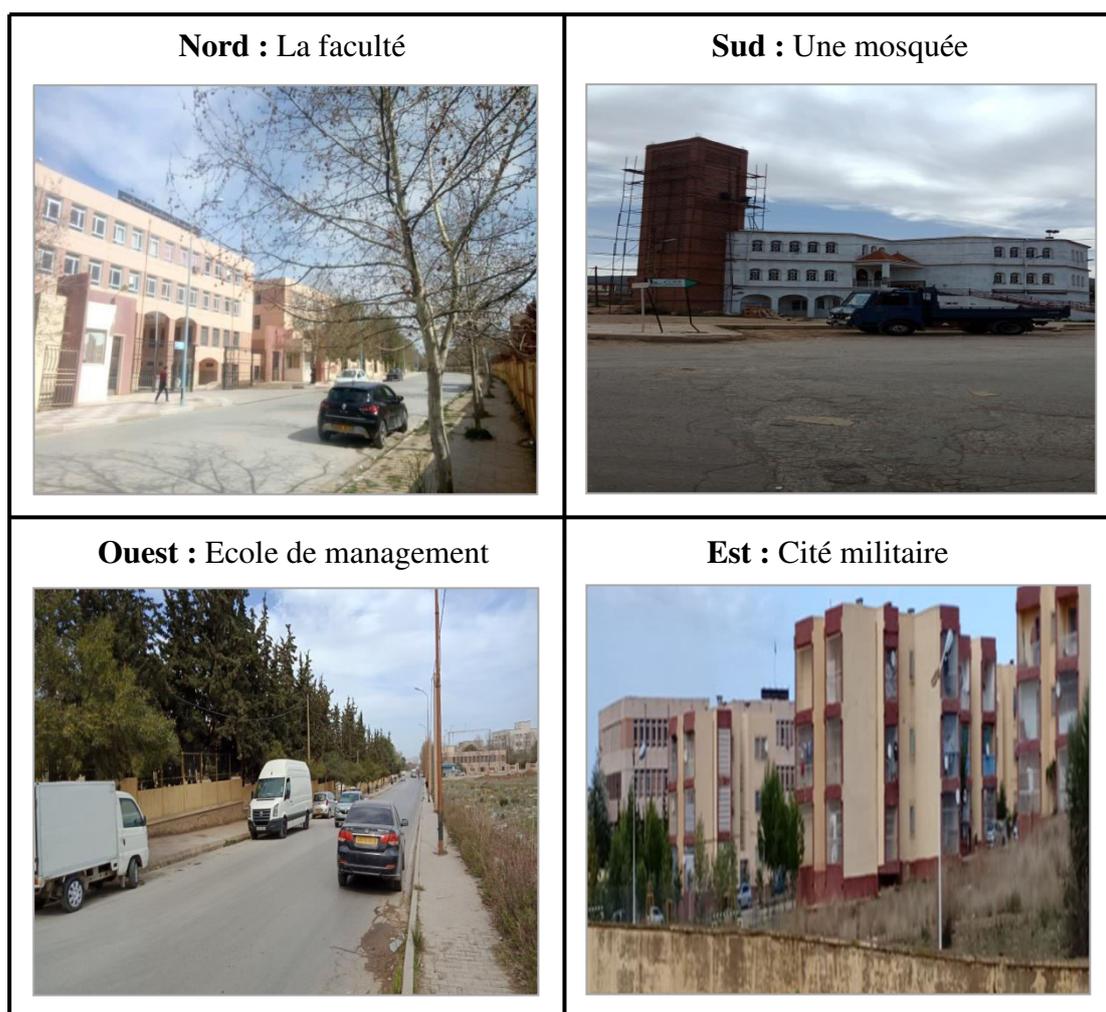


Figure II-10 : Délimitation du terrain. Source : Enquête personnelle 2020

II-2-3-3- Environnement immédiat :

L'environnement immédiat de notre site d'intervention est constitué de :

- Nord : La faculté des sciences économiques et la faculté de droits
- Sud : Une mosquée
- Est : La cité militaire
- Ouest-nord-ouest : L'école supérieure de management
- Ouest-sud-ouest : Groupe d'habitats collectif
- Nord-ouest : La résidence universitaire 2000 lits
- Sud-sud-est : Un lycée
- Sud-est : La cité militaire

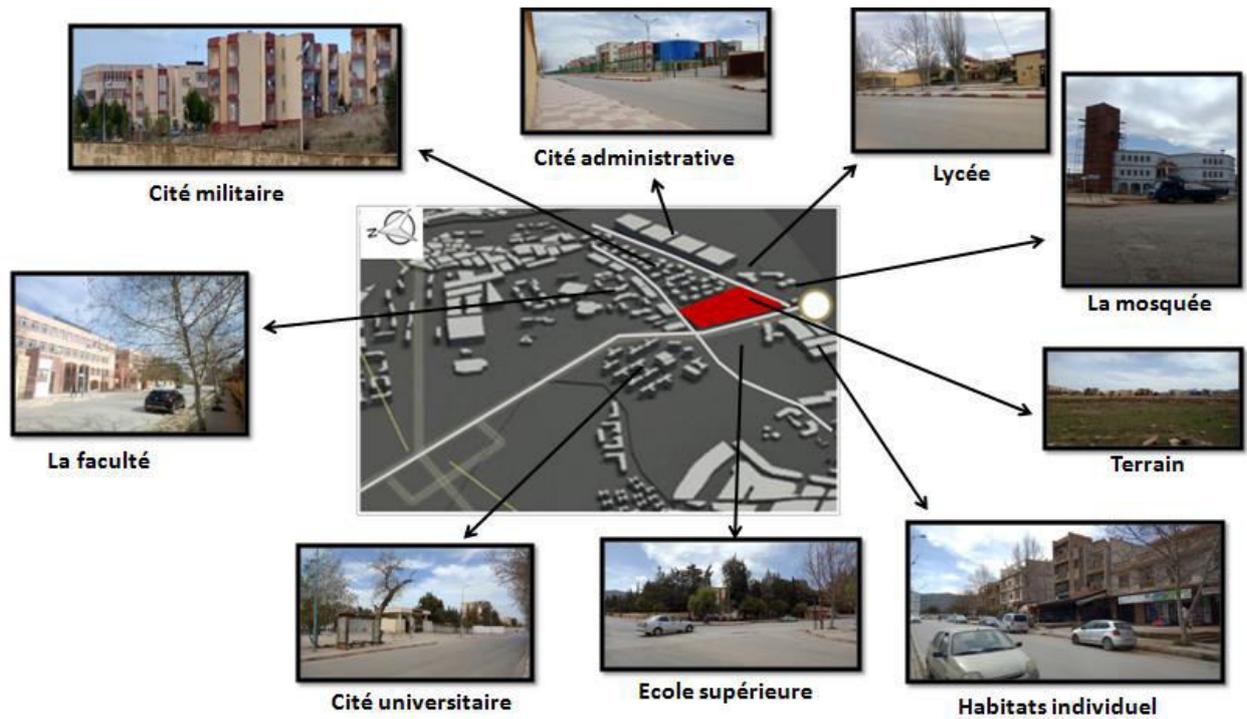


Figure II-11 : Limites et gabarit autour du terrain. Source : Enquête personnelle 2020

II-2-3-4- Les vues :



Figure II-12 : Vues sur les différentes limites du terrain. Sources : Enquête personnelle 2020

II-2-4- Analyse climatique :

II-2-4-1- La température :

Les températures moyennes annuelles sont voisines de 17,7°C, les maxima extrêmes absolus sont supérieurs à 35°C mais inférieurs à 40°C.

II-2-4-2- La pluviosité :

La pluviosité possède deux caractéristiques principales :

- Une pluviométrie annuelle moyenne généralement supérieure à 351 mm.
- Des variations saisonnières assez grandes on peut distinguer :

* Saison sèche de Juin à Août ou Septembre pendant laquelle la pluviométrie n'atteint pas les 10 mm de pluie/ mois.

* Une saison humide comprenant Novembre- Décembre- Janvier (le volume des pluies est supérieur généralement à 45 mm/ mois).

Légende :

-  Solstice d'hiver
-  Solstice de l'été
-  Direction du vent

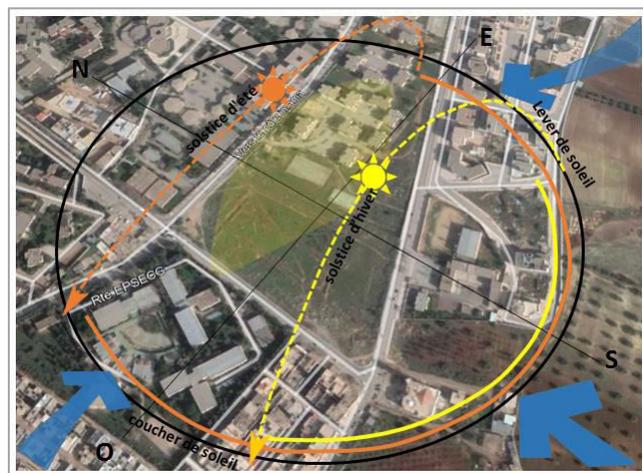


Figure II-13 : Orientation et climat du terrain.
Source : Google Earth (Traitement par auteurs)

II-2-5- Analyse des servitudes :

Le terrain est alimenté par les différents réseaux (électricité, eau, gaz, internet...)

Légende :

-  Réseaux d'assainissement
-  Gaz
-  Alimentation en eau potable
-  Ligne d'électricité
-  Surfaces bâties

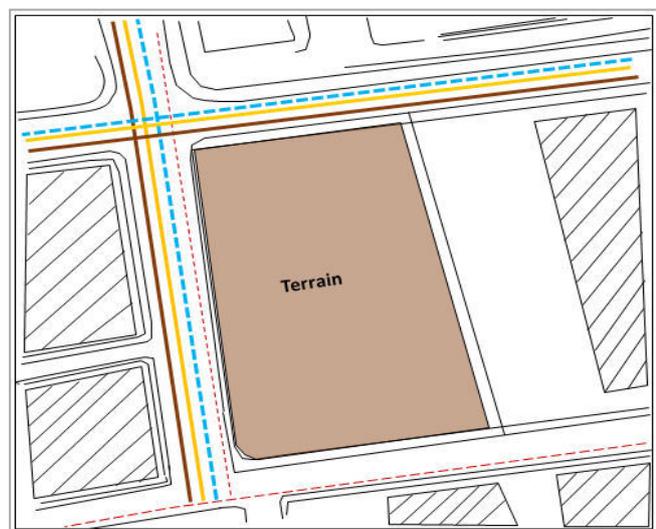


Figure II-14 : Voiries et réseaux divers.
Source : Enquête personnelle / APC

II-2-6- Analyse fonctionnelle :**II-2-6-1- Etats des hauteurs :**

On remarque que le gabarit autour de la zone varie entre RDC et R+4

Légende :

	Terrain d'implantation
	R+2 / R+3
	R+1
	R+3
	RDC / R+1 / R+2 / R+3
	R+1 / R+2 / R+3

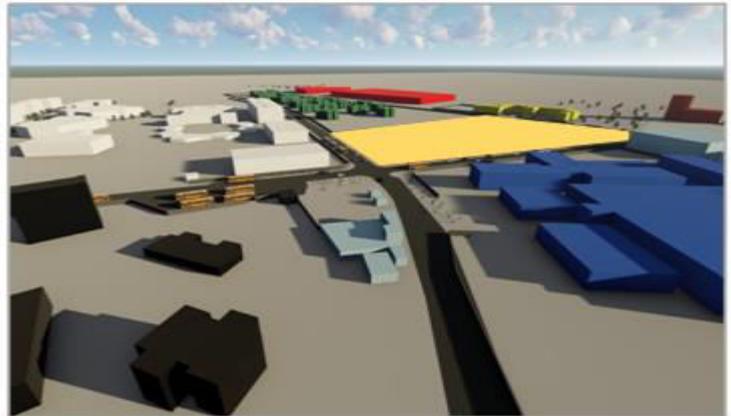


Figure II-15 : Analyse des hauteurs. Source : Auteurs

II-2-6-2- Fonction urbaine :

La majorité des îlots qui entourent notre zone d'étude sont occupés par des équipements et des habitations. Ils existent plusieurs équipements autour du terrain :

- Administratifs
- Sanitaire
- Educatif

Légende :

	Terrain d'implantation
	Hébergement
	Résidence universitaire
	Enseignement supérieur
	écoles
	Services
	Sanitaire
	Loisir
	Cimetière

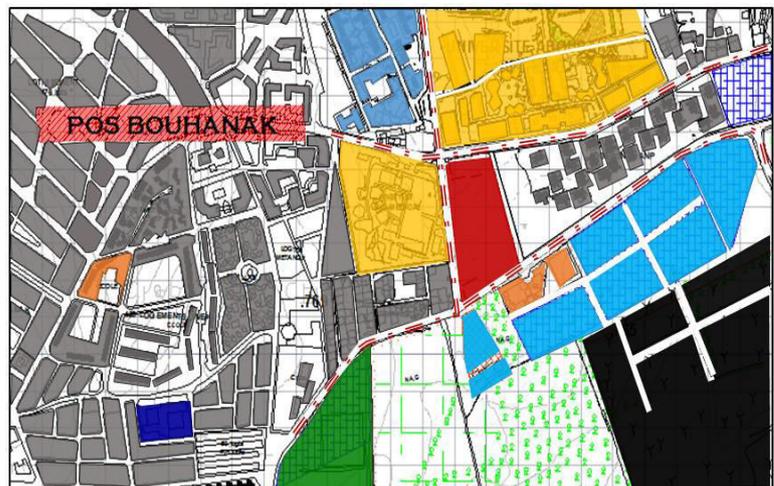


Figure II-16 : Carte de fonctions urbaines. Source : PDAU (Traitement personnelle)

Remarque :

Les habitats sont en bonne condition du fait que la commune de Mansourah est une extension de la ville de Tlemcen, et que le quartier se situ dans un milieu urbain très actif.

II-2-6-3- Les nuisances :

Le terrain est exposé à plusieurs sources de bruit qui varient selon la fréquentation du lieu

Légende :

- Terrain d'implantation
- Nuisance de route
- Nuisance forte
- Nuisance moyenne
- Nuisance faible



Figure II-17 : Carte des nuisances. Source : Auteurs

II-2-6-4- Les gabarits, façades et toitures :

- La structure : Structures à ossatures (Poteaux, poutres)
- Matériaux utilisés : béton armé, acier, verre ...
- Couleurs dominantes : Beige, rouge, blanc
- Types d'ouvertures : Carrées, rectangle, arcs, murs rideau ...

II-2-7- Synthèse :

Tableau II- 3 : Les avantages et inconvénient du site d'intervention. Source : Auteurs

Avantages	Inconvénients
✓ Forte visibilité et lisibilité du site	✗ Le non centralité du quartier Bouhanak
✓ Le site est situé sur un axe piéton important	✗ Les nuisances sonores
✓ L'accessibilité (facilement accessible depuis différentes parties de la ville)	✗ Routes étroites tout au long du quartier
✓ La proximité de plusieurs équipements structurants	✗ Le flux mécanique fort tout autour du terrain
✓ Le site présente une surface importante et non affectée	✗ Le manque de végétation, espaces de jeux et les espaces de loisirs

Conclusion :

Le choix du site d'implantation du projet est recèle plus d'atouts que de contraintes par rapport aux variations analysées ce qui nous offre l'opportunité d'élaborer un projet qui pourra marquer l'image de l'habitat dans la ville de Tlemcen. C'est un site qui est localisé au quartier de Mansourah et qui relie entre l'ancien quartier et la nouvelle extension de la ville.

Cette analyse nous a permis de récolter les données fondamentales qui nous permettront d'intégrer un projet dans le site.

II-3- Approche programmatique :

« un projet avant d'être un dessin est, un processus c'est-à-dire, un travail de réflexion basé sur la recherche des réponses d'un ensemble de contraintes liées à l'urbanisme, au site, au programme, et au thème, ce qui veut dire qu'il est difficile de dissocier le processus de création future et la phase de programmation car l'ensemble constitue l'acte de créer » ^[15]

Le projet architectural tient compte des connaissances acquises à travers les phases précédentes. Tous ces éléments doivent assurer une bonne intégration du projet par rapport à son environnement urbain d'une part, et la relation entre ; la forme, la fonction, l'espace et la structure d'autre part.

Toute création architecturale est orientée et encadrée par un instrument d'analyse et de contrôle nommé **le programme**, elle permet d'établir les principes qualitatifs et quantitatifs d'un équipement.

Le programme est un moment en avant du projet, c'est une information obligatoire à partir de laquelle l'architecte va pouvoir exister, c'est le point de départ mais aussi une phase préparatoire.

Et les questions que pose le programmeur sont :

« **Qui fait quoi ?** », «...**Comment ? Ou'...** ? », Et « **Pourquoi ?** »

- **Qui ?** : Ce sont les usagers de l'équipement.
- **Quoi ?** : Les différentes activités de projet, tend à définir le projet en lui-même qui un « Batiment d'habitation »
- **Pourquoi ?** : Chaque espace a une destination fonctionnelle, et l'objectif générale de ces activités est de rendre accessible à tous le public le développement des sciences, des techniques, du savoir faire, à travers une représentation attractive et ludique.
- **Ou' ?** : Bouhanak, Tlemcen
- **Comment ?** : Cette question vient chapoter nos objectifs en montrant clairement le but de nos analyses et notre projet qui sont :
 - * Assurer un bon lieu d'habitation.
 - * Rendre le secteur privé un sujet et non pas un objet.
 - * Développer le côté esthétique des structures des tours.
 - * Amélioré le confort des habitations collectifs.

II-3-1- Définition des principaux espaces d'un immeuble d'habitation :

II-3-1-1- La partie publique :

Une partie destinée aux usagés et aussi aux publics, elle offre plusieurs services, tels que la réception la restauration, les loisirs ...

II-3-1-2- La partie semi-privé :

C'est une partie réservée exclusivement aux habitants de l'immeuble, elle est composée de l'ascenseur, la cage d'escaliers, parking habitants et l'espace extérieur.

[15] : Peter Richard Alan Meier : Architecte et artiste abstrait américain

II-3-1-3- La partie privé :

C'est une partie indispensable aux habitants, elle comporte les logements

II-3-2- Programme de base :

II-3-2-1- Classification des fonctions :

Le projet présente un programme riche et une diversité de fonctions qui nécessite une hiérarchisation dans la disposition de ces derniers afin que l'on puisse distinguer les fonctions primaires et secondaires, des fonctions calmes et bruyantes.

Tableau II-4 : Tableau de classement des fonctions. Source : Auteurs

Fonctions						
Principales	Hébergement					
	- Logements 3 pièces - Logements 4 pièces - Logements 5 pièces					
Secondaires	Restauration	Remise en forme	Loisirs et détente	Cabinet médical	Lieu d'accueil	Commerce
	- Restaurant - Cafétéria - Snack	- Salle de sport - Salon de beauté	- Salle de jeux - Jardin	Laboratoire d'analyse médicale	- Crèche	- Boutiques - Magasin
Tertiaires	Service	Administration				
	- Poste de garde	- Bureaux				

II-3-2-2- Organisation fonctionnelle :

Afin d'avoir un bon fonctionnement ; les différentes fonctions seront disposées en fonction de leur relation et leur caractéristique pour obtenir une continuité et une complémentarité.

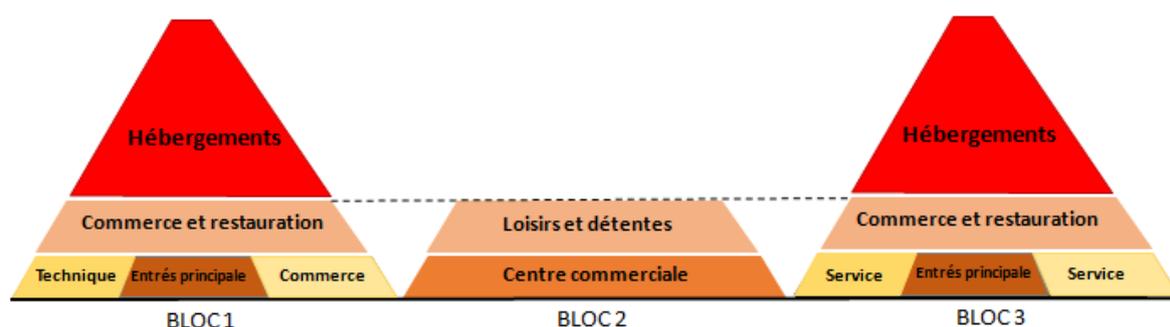


Figure II-18 : Schéma organisationnel fonctionnelle du projet. Source : Auteurs

II-3-2-3- Programme spécifique :

Tableau II-6 : Tableaux récapitulatifs des surfaces des logements. Source : Traitement personnel

Fonction	Espaces	Surfaces [m ²]	Fonction	Espaces	Surfaces [m ²]	Fonction	Espaces	Surfaces [m ²]			
RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F3 Type 01		RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F4 Type 01		RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F5 Type 01				
	Cuisine	23,24		Cuisine	23,449		Cuisine	23.494			
	Hall	32,372		Hall	34,38		Hall	64.894			
	WB	1,97		WB	1,97		WB	1.9800			
	SBC	5,328		SBC	5,328		SBC	5.778			
	Salon	29,85		Salon	29,152		Salon	28.938			
	Chambre 1	24,683		Chambre 1	14,631		Chambre 1	13.576			
	Chambre 2	30,83		Chambre 2	25,073		Chambre 2	24.394			
	Chambre 3	/		Chambre 3	29,141		Chambre 3	29.918			
	Chambre 4	/		Chambre 4	/		Chambre 4	30.402			
	Balcon	/		Balcon	9,1		Balcon	8,96			
	Terrasse acces	/		Séchoir	7,44		Séchoir	7,85			
	Séchoir	7,3		Terrasse accses	/		Terrasse acces	107,56			
	Surface utile	162,73		Surface utile	191,29		Surface utile	360			
	Surface habitable	155,43		Surface habitable	173,92		Surface habitable	234,25			
	RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F3 Type 02		RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F4 Type 02		RESIDENCE ET LOGEMENT	Logement F5 Type 02			
		Cuisine			23,24			Cuisine	23,449	Cuisine	23.494
		Hall			33,344			Hall	31.548	Hall	64.894
		WB			1,97			WB	1,97	WB	1.9800
		SBC			5,328			SBC	5,328	SBC	5.778
		Salon			29,85			Salon	29,152	Salon	28.938
		Chambre 1			24,683			Chambre 1	13,576	Chambre 1	13.576
		Chambre 2			25,584			Chambre 2	24,294	Chambre 2	24.394
		Chambre 3			/			Chambre 3	24,91	Chambre 3	29.918
		Chambre 4			/			Chambre 4	/	Chambre 4	30.402
Balcon		/	Balcon		9,1	Balcon		8,96			
Séchoir		7,3	Séchoir		7,44	Séchoir		7,85			
Terrasse A		/	Terrasse A		/	Terrasse A		/			
Surface utile		156,84	Surface utile		188,84	Surface utile		251,504			
Surface habitable		149,59	Surface habitable		171,47	Surface habitable		234,25			

Tableau II- 5 : Surfaces des différentes fonctions. Source : Traitement personnel

Fonction	Espaces	Surfaces [m ²]	
EQUIPEMENT	Crèche et galerie	395.778	
	Lab médical	244.574	
	Magasin	784.098	
	Commerce divers	244.574	
	Restaurant	395.778	
	Cafétéria		
	Remise en forme	640.352	
	Autres	700	
	Surface totale	3405.154	
	DETENTE	Espace vert	650
		Aire de jeux	1950
Espace libre		6000	
Surface totale		8605	
SERVICE	Poste de garde	15	
	Bureaux	700	
	Surface totale	715	

Tableau II- 7 : Les surfaces totales et les circulations. Source : Traitement personnel

Fonction	Surface totale [m ²]	Circulation [%]
Logement	7005,81	20
Equipement	3405.154	20
Service	715	/

II-3-3- Les organigrammes :

II-3-3-1- Organigramme d'hierarchisation des espaces :

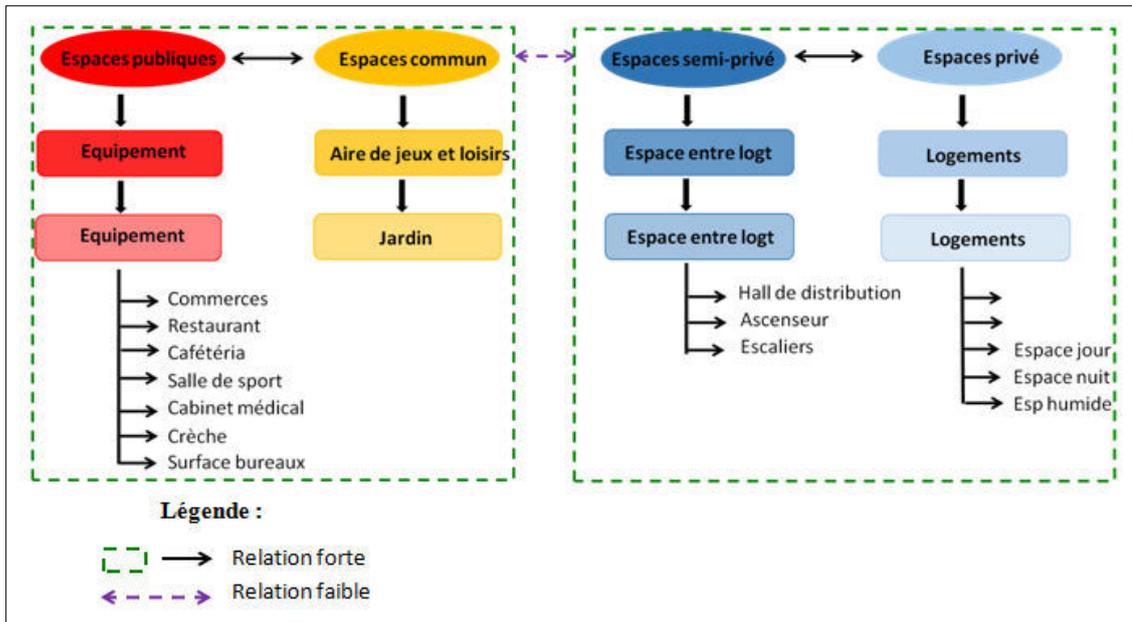


Figure II-19 : Organigramme d'hierarchisation des espaces. Source : Auteurs

II-3-3-2- Organigrammes fonctionnels :

a- Identification des fonctionnalités :

Il y a deux types de fonctionnalités :

- **Les fonctionnalités identitaires** : Dite aussi primaires ; on peut citer comme exemples le sommeil.
- **Les fonctionnalités de support** : Ce sont les fonctionnalités secondaires qui facilitent et organisent la réalisation et l'interaction entre les fonctions identitaires par exemple les distributions.

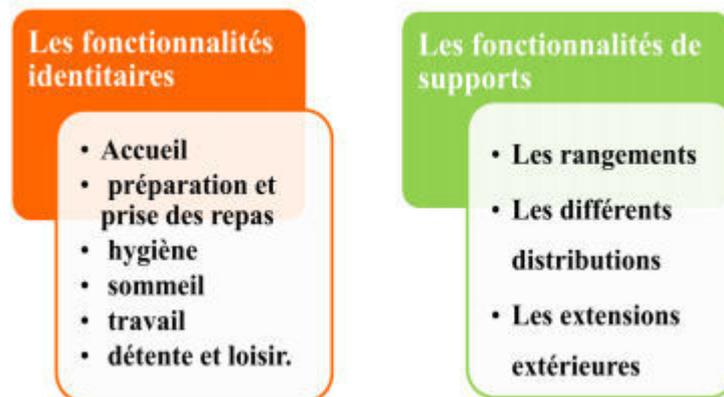


Figure II-20 : Les différents types de fonctionnalités. Source : Traitement personnel

b- Les groupements fonctionnels :

L'étude des fonctionnalités devra permettre de répondre aux différentes préoccupations concernant les modalités d'organisations (**Comment ?**), les usagers concernés (**Pour qui ?**) mais aussi les lieux et les périodes de leurs déroulements (**Ou' ; Quand ?**).

b-1- Accueil :

Lieux où on reçoit les visiteurs, cette fonction devra avoir une relation forte avec la réception on doit y prévoir des espaces de rangement, un minimum d'hygiène et assurer un accès direct à la réception (Coin repas/ Salon).

Tableau II-8 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de l'accueil

	Pour qui !	Pourquoi !	Quand !	Comment !	Ou' !
Proches	- Familles - Amis	- Simple visite - Remettre quelque chose - Passé un moment ou une nuit ensemble	- Fêtes / aïds - Sans occasion	- Pour une longue durée	- A l'intérieur ou à l'extérieur privé
Etrangers	- Voisins - Personnes étrangères	- Simple visite - Laisser les clefs - Vente domicile - Facteur	-Occasionnelle - Rarement	- Pour une courte durée ou un moment	- Dans la zone de transition extérieur

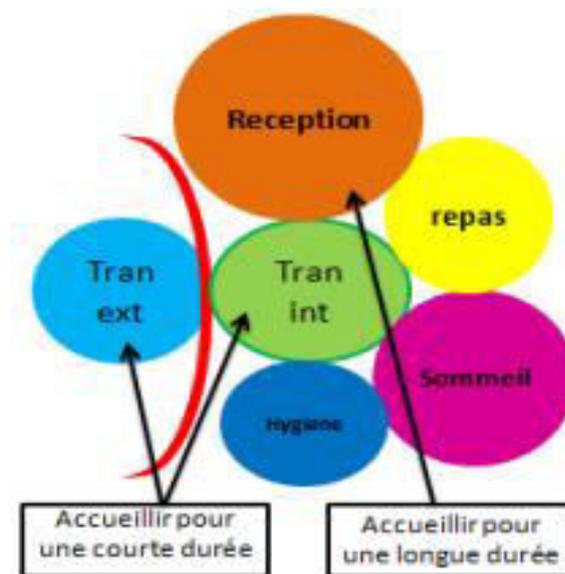


Figure II-21 : Organigramme fonctionnel de l'accueil
Source : Traitement personnel

b-2- Préparation et prise des repas :

Tableau II-9 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de préparation

	Pour qui !	Pourquoi !	Quand !	Comment !	Ou' !
Famille	- Familles principale * Parents * Enfants * Grand parents	- Préparation des repas - Prise des repas	- A différents moment de la journée - 4 fois par jour	- Stocker - Préparer - Faire la vaisselle - Petit déjeuné	- A l'interieur ou à l'exterieur privé
invités	- Famille - Voisins - Personnes étrangères	- Prise des repas * Quotidienne * occasionnelle	- Fêtes - Réceptions	- Réunion de toute la famille pour manger - Faire les devoirs pendent que la maman cuisine	- La réception



Figure II-22 : Organigramme fonctionnel de l'accueil. Source : Traitement personnel

b-3- Hygiène :

C'est l'ensemble des soins apportés au corps pour le maintenir en états de propreté

Tableau II-10 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de l'hygiène

	Pour qui !	Pourquoi !	Quand !	Comment !	Ou' !
Famille	- Familles principale * Parents * Enfants * Grand parents	- Assurer le maximum d'hygiène	- A différents moment de la journée	- Faire les besoins naturels - Hygiène - Se raser	- A proximité des chambres
invités	- Famille - Voisins - Personnes étrangères	- Assurer le maximum d'hygiène	- A différents moment de la journée	- Faire les besoins naturels - Se laver	- A proximité des espaces de réception

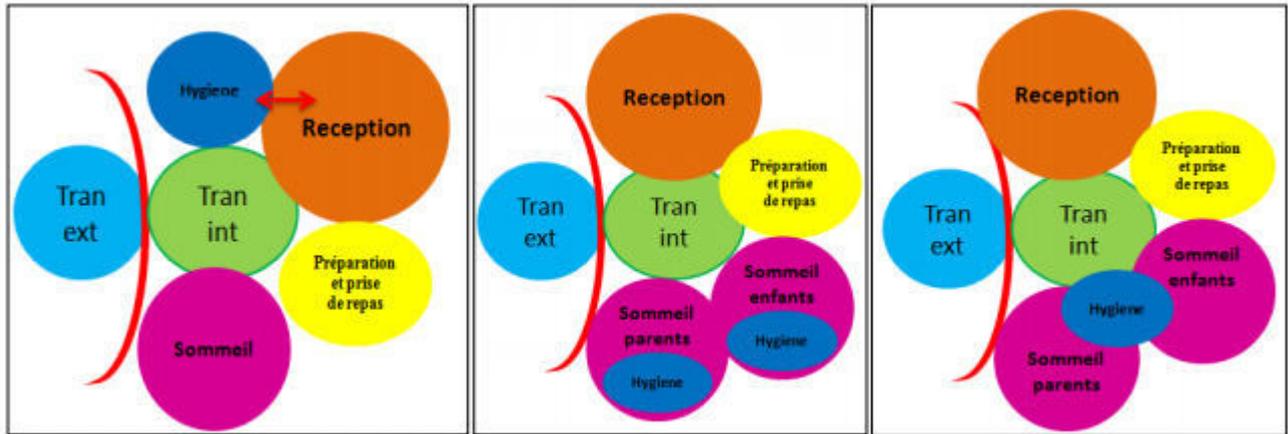


Figure II-23 : Organigramme fonctionnel de l'hygiène. Source : Traitement personnel

b-4- Sommeil :

C'est une partie calme et intime qui fait partie de la vie de nuit.

Tableau II-11 : Préoccupations des modalités d'organisation fonctionnelles de sommeil

	Pour qui !	Pourquoi !	Ou' !
Famille	- Familles principale * Parents * Enfants * Grand parents	- Dormir - Se reposer - Travailler / Etudier - S'habiller - Se détendre	- Un espace calme et privé
invités	- Famille - Voisins - Personnes étrangères	- Dormir - Se reposer	- Espace réservé aux invités

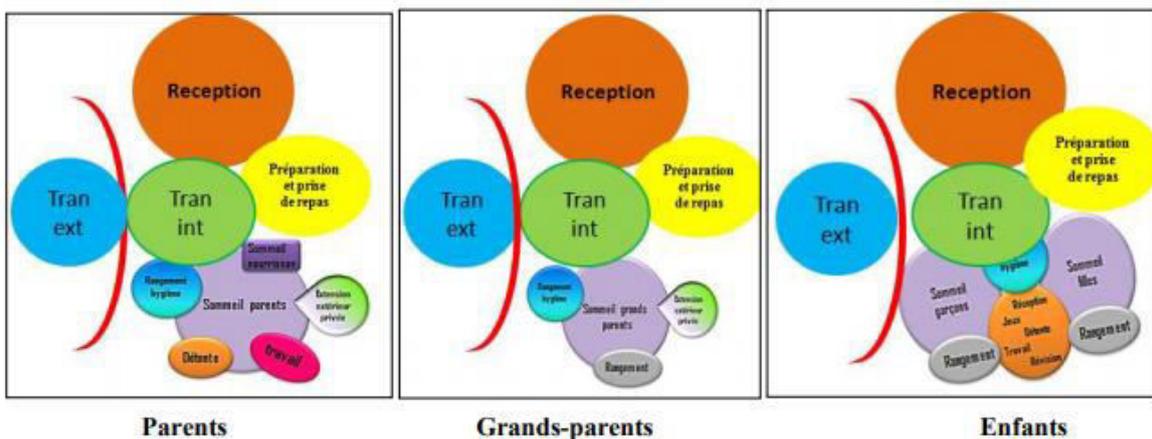


Figure II-24 : Organigramme fonctionnel de sommeil. Source : Traitement personnel

II-3-4- La genèse du projet :

Notre but était d'exprimer le dynamisme d'une ville en développement et ouvrir l'aire à un développement futur par la projection d'un ensemble qui marque sa présence par une architecture expressive et symbolique. Donc, à partir de notre assiette nous avons trouvé plusieurs contraintes qui nous dirigent à donner les premières traces de notre genèse. La genèse contient plusieurs étapes :

II-3-4-1- Etape 1 : « Axes majeurs de composition »

L'objectif de cette étude est de traduire l'organigramme fonctionnel en un organigramme spatial à travers les critères suivants :

- L'accessibilité (Distribution)
- Topologique et dimensionnement
- L'orientation

Nous avons mis l'axe d'orientation de projet :

- L'axe visuel oriente le projet vers le champ de vision qui maintient l'intersection des voies pour donner une image forte pour le projet.

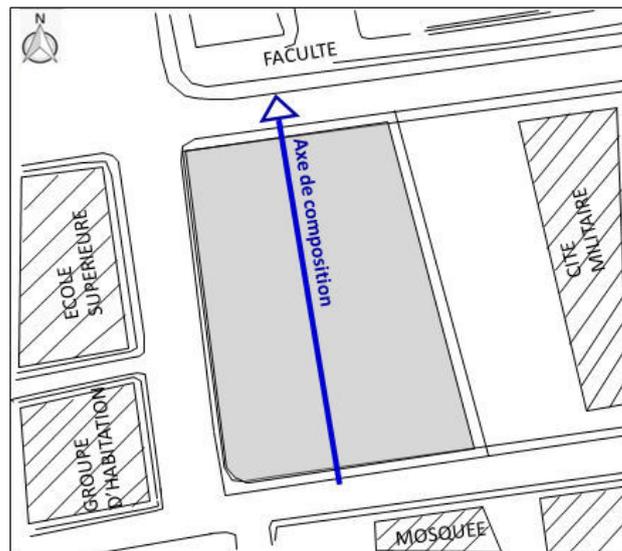


Figure II-25 : Axes d'orientation du terrain

a- L'orientation :

a-1- Orientation du projet :

Nous disposons dans notre projet les orientations suivantes :

- * Au nord : La faculté centrale
- * Au sud : La mosquée et le lycée
- * A l'est : L'école supérieure de management
- * A l'ouest : La cité militaire

a-2- Orientation des logements :

Notre philosophie de l'orientation de nos logements était basée par rapport aux paramètres suivants :

- * La vue panoramique

* L'ensoleillement : Suivant l'ensoleillement de notre parcelle, nous avons organisé nos espaces de sorte que les espaces humides profitent au maximum de l'éclairage naturel.

* Partie jour et partie nuit : Nous avons organisé nos logements du sorte à avoir une séparation entre la partie jour et la partie nuit ; afin d'offrir aux propriétaires l'intimité, le confort et le bien être chez soi.

Suivant ces paramètres nous avons abouti à un schéma de principe d'organisation de nos logements présenté ci-dessous :

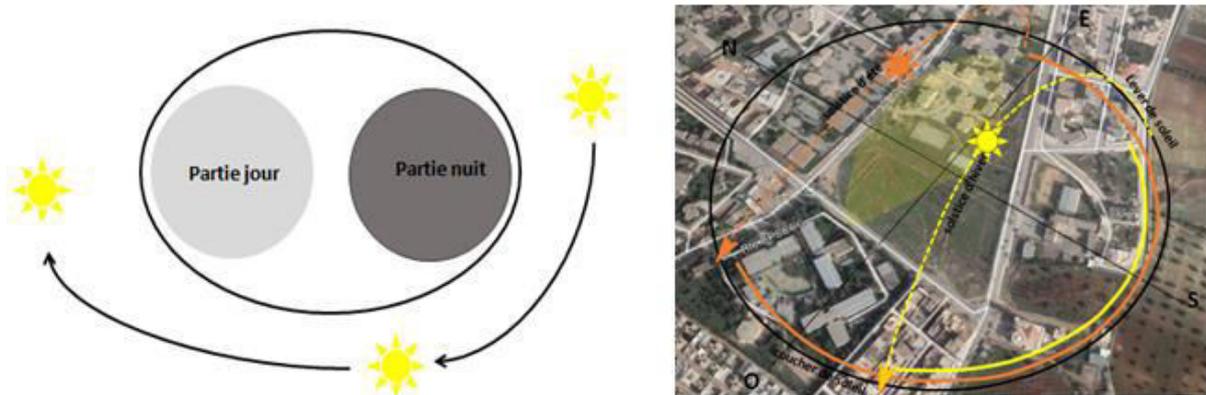


Figure II-26 : Schéma de principe d'organisation de logements

II-3-4-2- Etape 2 : « Hiérarchisation des espaces »

Le projet présente un programme riche et une diversité de fonctions qui nécessite une hiérarchisation dans la disposition de ces derniers afin que l'on puisse distinguer les fonctions primaires et secondaires, des fonctions calmes et bruyantes.

- Un recul :

- * Pour matérialiser notre projet.
- * Assurer la sécurité des usagers.

- Zone de projet : Est projeté dans l'espace centrale du terrain d'implantation.

- Zone publique : Son emplacement est choisi pour des raisons fonctionnelles et pour valoriser notre projet.

Légende :

- Terrain d'implantation
- Zone de projet
- Zone publique
- Zone privé
- Recul
- Flux mecanique

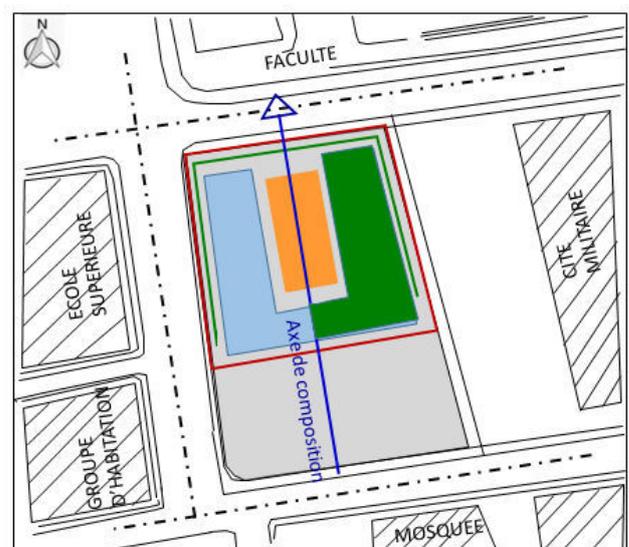


Figure II-27 : Hiérarchisation des espaces.

II-3-4-3- Etape 3 : « Accessibilités au terrain »

Nous avons situé l'accès mécanique au côté Nord-Ouest et au côté Nord-est.

- Elle assure la relation de l'équipement avec son environnement à travers ces différents accès (piéton et mécanique) et les relations fonctionnelles entre les différentes entités internes elle peut se traduire à travers les relations visuelles internes de l'équipement.

Légende :

-  Flux mécanique fort
-  Flux mécanique moyen
-  Voie mécanique projeté
-  Limite du terrain
-  Accès piéton principal
-  Accès mécanique

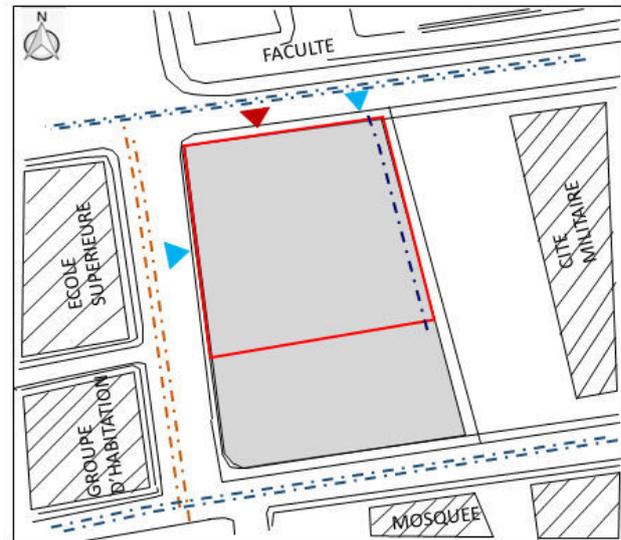


Figure II-28 : Accessibilités au terrain.
Source : Traitement personnel

II-3-4-4- Etape 4 : « Organisation fonctionnelle »

Le schéma fonctionnel qui détermine les fonctions principales au niveau de notre assiette.

Le schéma fonctionnel qui détermine les fonctions principales au niveau de notre assiette.

Légende :

-  Limite du terrain
-  Habitat
-  commerce
-  Sécurité
-  Stationnement
-  Détente
-  Espace vert
-  Circulation
-  Accès piéton
-  Accès mécanique
-  Accès service

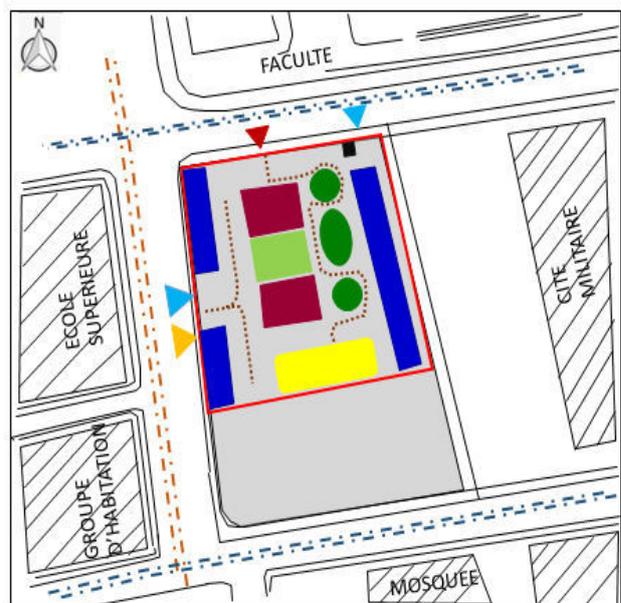


Figure II-29 : Organisation fonctionnelle.
Source : Traitement personnel

II-3-4-5- Etape 5 : « composition volumétrique »

a- La forme du projet :

Représente la composition volumétrique qui se base sur une idée d'un rectangle qui donne une signification symbolique de notre thème.

On divise le rectangle en trois parties qui donnent la forme de carrée.

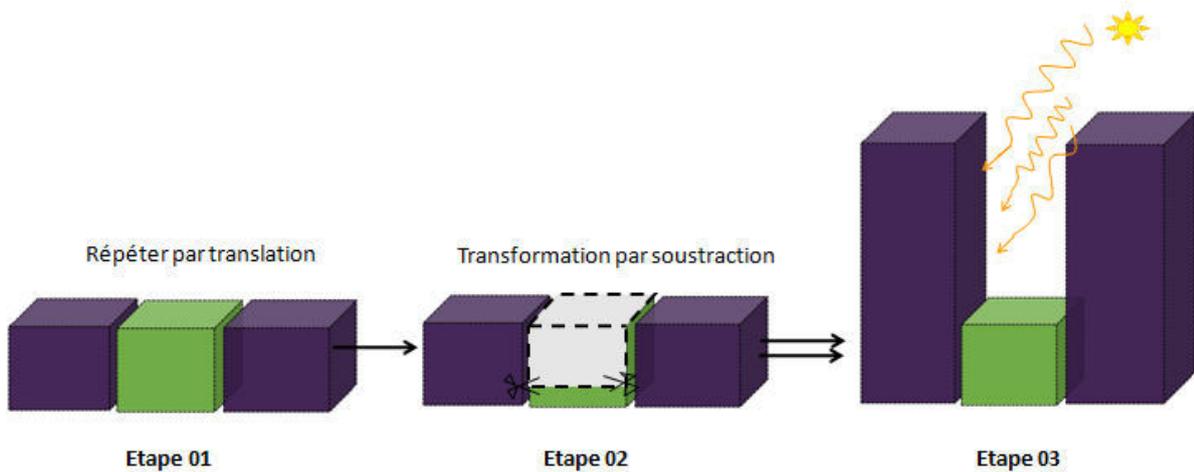


Figure II-30 : Compositions volumétriques du projet

b- La volumétrie :

On a tronqué le volume pour répondre aux exigences fonctionnelles.

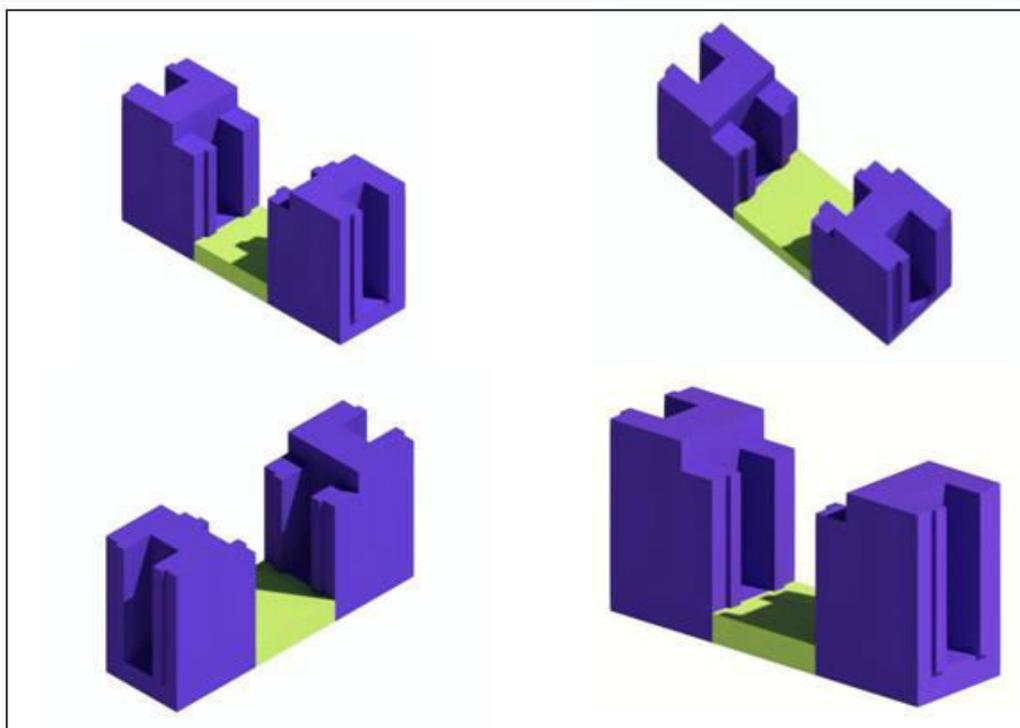


Figure II-31 : La volumétrie du projet et les différentes vues

II-3-5-6- Etape 6 : « Principe de l'aménagement du plan de masse »

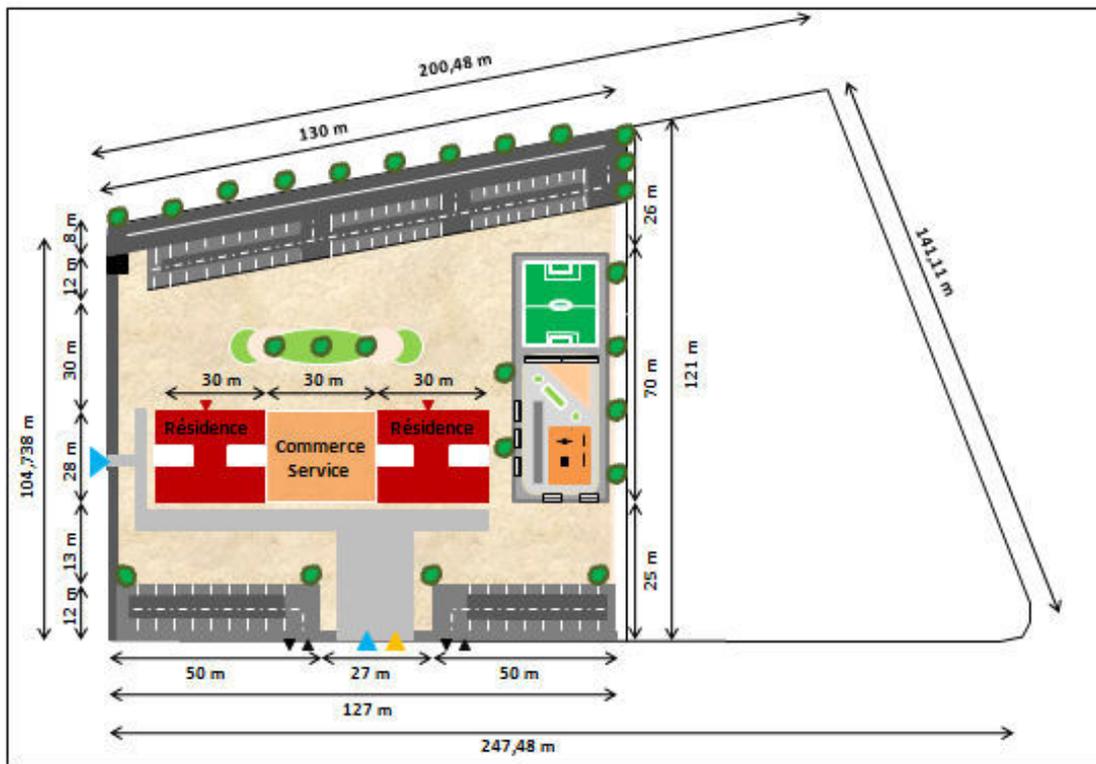


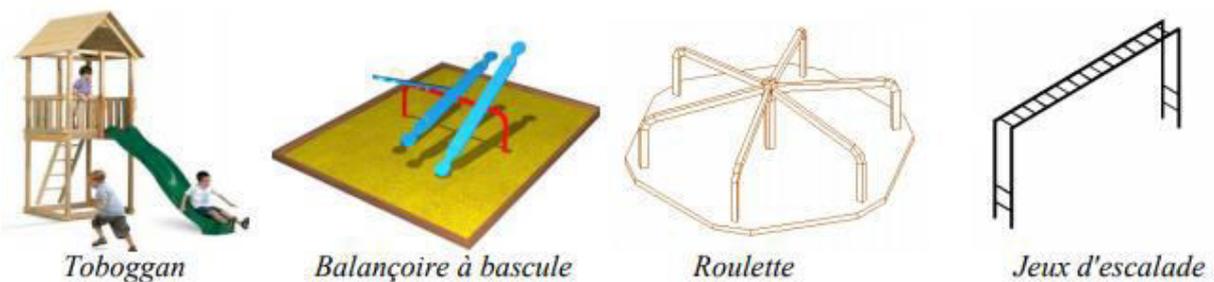
Figure II-32 : Emplacement des fonctions du projet. Source : Traitement personnel

Les principes qui ont guidés se projet sont résumés comme suit :

- Alignement avec la voirie
- Occupation péricentrale de la parcelle
- Création des parcours piéton à l'intérieur de l'ilot
- Organisation des espaces non bâtis

a- L'espace de jeux :

Pour la sécurité des enfants, il est aménagé à l'intérieur de l'ilot pour offrir aux enfants un espace de liberté de courir et sauter et cela par des mobiliers de jeux appropriés.



Toboggan

Balanoire à bascule

Roulette

Jeux d'escalade

Figure II-33 : Jeux d'enfants

b- Les espaces de végétation :

C'est un espace vert destiné aux habitants pour améliorer le cadre de vie en mettant à leur disposition une diversité d'espace, et leur donner la possibilité de pratiquer le jardinage, gérer cet espace qui sera délimité par des arbres fleurissant avec une hauteur réduite et une petite longueur sous forme de clôture végétale pour structurer l'espace et le protéger.



Figure II-34 : Espaces de végétation

II-3-5- Principe de composition des plans :

Suivant les principes obtenus depuis l'étude fonctionnelle, l'organisation et l'étude spatiale de nos unités d'habitation et en fonction de leur disposition par rapport à notre plan de masse nous avons proposé 5 typologie d'unités d'habitations différentes qui s'adaptent au schéma de principe d'organisation de nos logements obtenus lors de l'étude spatiale.

II-3-5-1- Typologie 1 : F3

Ils occupent un seul bloc situé à l'extrémité Nord et un autre symétrique au premier situé au sud, les F3 seront occupées mononucléaire et monoparentales, ils sont caractérisés par :

- Une orientation du séjour Nord
- Une orientation de la cuisine vers le sud-est là où le bloc est exposé le plus avec une extension sous forme de balcon afin de profiter de l'ensoleillement et de l'éclairage naturel.
- Un éclairage et une aération naturelle.
- Une séparation entre vie de jour et vie de nuit afin de garantir l'intimité.

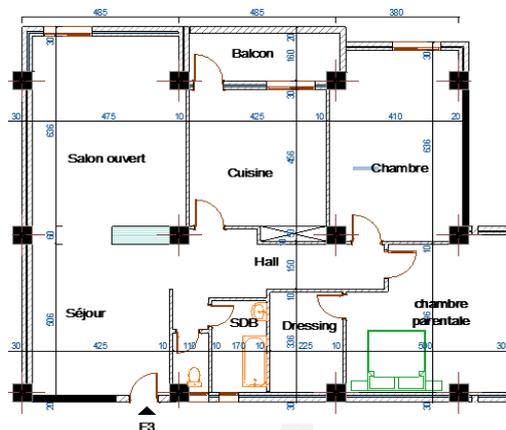


Figure II-35 : Plan de typologie F3

II-3-5-2- Typologie 2 : F4

C'est un logement dédié à la famille élargie et mononucléaire, situé au Nord des deux blocs de notre projet.

Le schéma de principe de l'organisation de nos logements a été respecté, or les espace jour et nuit sont disposés horizontalement, on a adapté une disposition fluide entre les différents espaces, ou' le salon est ouvert sur le séjour, on a aménagé la cuisine avec une loggia pour assurer l'éclairage de cette dernière, avec l'aménagement des trois chambres.

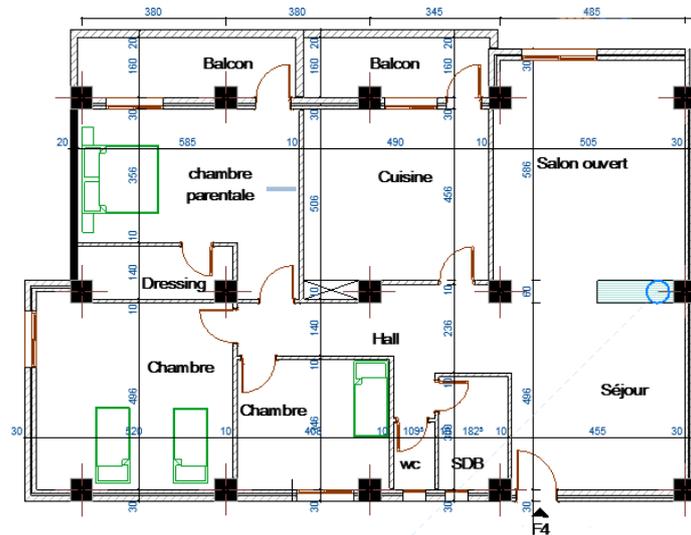


Figure II-36 : Plan de typologie F4

II-3-5-3- Typologie 3 : F5

C'est un logement dédié à la famille élargie, situé aux deux derniers étages dans les deux blocs de notre projet.

En effet le logement est conçu aux occupant de vivre l'espace de manière optimale, en leur offrant un logement qui se compose d'une terrasse avec une dalle jardin (Pergola) qui donne sur la vue panoramique du côté Sud et Sud-est de la wilaya de Tlemcen et le côté Nord.

Le principal concept de la distribution des espaces à l'intérieur de logements et de maintenir le schéma obtenu lors de l'étude spatiale et l'adapter avec nos logements.



Figure II-37 : Plan de typologie F5

II-3-5-4- Plan de réez de chaussé : (L'étage commercial)

- Le projet doit participer à l'animation de l'avenue et la voie parallèle de Bouhanak et à créer une véritable vis de quartier, aussi des locaux commerciaux vont occuper le RDC ainsi qu'une cafétéria qui se développe et qui donne sur la voie secondaire seront destinés au grand publique.
- Un superette permet aux habitants de faire les courses quotidiennes.
- Une salle de sport
- Une crèche
- Les accès de services sont situés à l'Ouest des blocs
- Les accès pour les logements situés à l'Est des blocs pour plus d'intimité

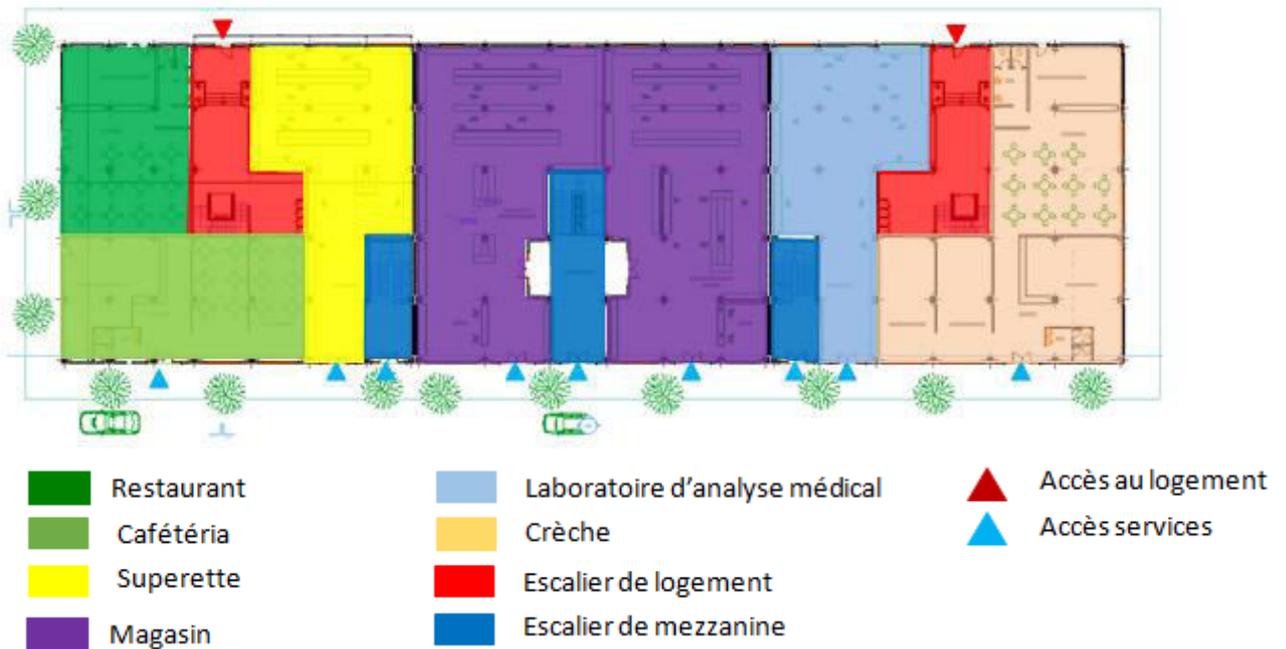


Figure II-38 : Plan RDC (Niveau commercial)

II-3-5-4- Plan de mezzanine :

- Chaque escalier de service distribue aux bureaux (bureau de comptabilité, bureau d'étude, avocat, expert, et des locaux allouer).
- Une salle de travail conçue aux étudiants de la faculté pour la révision en groupe et l'organisation des cours.
- Une salle d'informatique
- Un centre de formation
- Deux salles de sports (pour hommes et l'autre pour femmes).

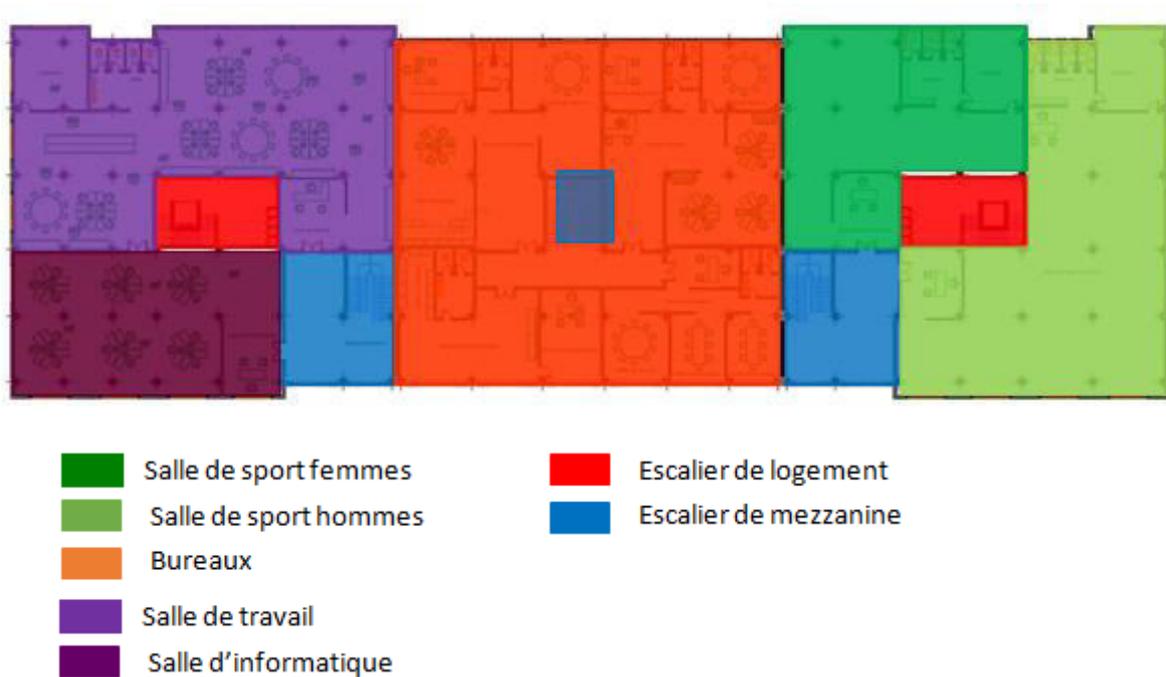


Figure II-39 : Plan mezzanine (Niveau service)

II-3-6- Processus d'élaboration des façades :

« La façade est le résultat final d'un processus, sa forme, sa couleur, comme la forme et la couleur d'une fleur, résultat des forces physiques qui sont intervenus pendant la génération »^[16]

Pour l'élaboration de nos façades on a pris en considération deux éléments essentiels ; les éléments verticaux et les éléments horizontaux ; on s'est basé sur le traitement de l'intimité et le confort et les fonctionnalités. De ce fait on a obtenu trois parties indépendantes dans nos façades :

- La première partie « **Le soubassement** » : Comporte le RDC et le premier étage destinés au service.
- La deuxième parties « **Le corps** » : Englobe les étages courants destinés aux logements.
- La troisième parties « **Le couronnement** » : Marquer par les terrasses accessibles et inaccessibles.

^[16] : Mario BOTTA / Documentaire ARTE

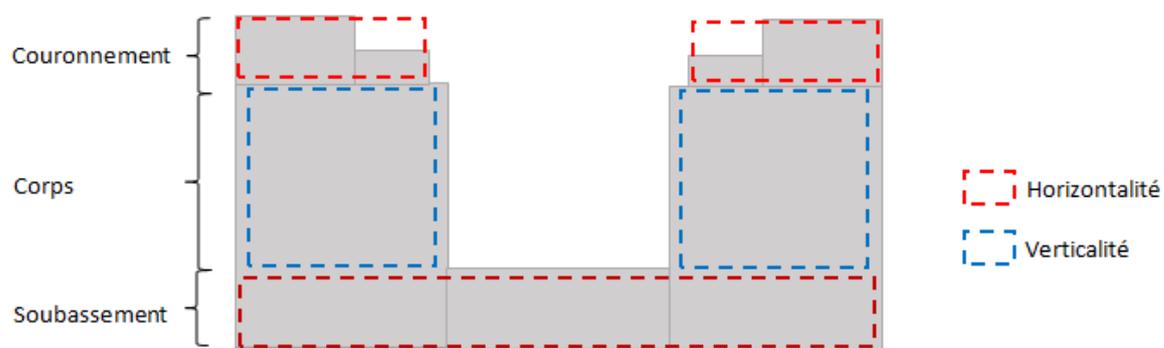


Figure II-40 : Façade schématique du projet



Figure II-41 : Façade principale

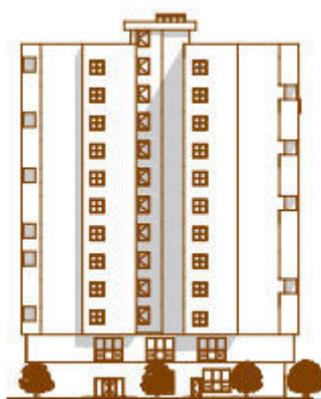


Figure II-42 : Façade secondaire

Conclusion :

Le quartier Bouhanak est aujourd'hui vieillissant, les équipements vétustes n'assurent plus leur fonction, la lisibilité urbaine et commerciale, ainsi que l'accessibilité, sont faibles. Le niveau de qualité des espaces publics n'est plus à la hauteur des attentes des riverains et des salariés. Ce dernier est soumis à des impératifs techniques et qualitatifs devant la dégradation accélérée de ce quartier qu'il faut rénover.

La flexibilité devrait garantir à l'équipement une adaptation aux nouveaux changements opérés sur l'espace et aux nouvelles exigences, afin de prévoir les différentes modifications, elle se traduit par la structure qui réduirait au maximum les contraintes d'aménagement de l'espace et la modularité de l'ensemble des composants constructifs.

Nous avons situé l'accès mécanique au côté Nord-Ouest et au côté Nord-est. Elle assure la relation de l'équipement avec son environnement à travers ces différents accès (piéton et mécanique) et les relations fonctionnelles entre les différentes entités internes elle peut se traduire à travers les relations visuelles internes de l'équipement.

Afin d'avoir un bon fonctionnement ; les différentes fonctions seront disposées en fonction de leur relation et leur caractéristique pour obtenir une continuité et une complémentarité.

Notre projet est accessible depuis plusieurs points selon les entités, et accessible de partout. On a un accès principal positionné comme continuité de l'axe de composition majeur, trois autres secondaire et un accès de service.

Nous avons situé l'accès mécanique au côté Nord et au côté Nord-est ; on a projeté une voie mécanique afin de faciliter l'accessibilité au projet.

- Création des parkings pour répondre aux besoins.
- Accès au parking a été prévu dans la voie projetée pour éviter l'encombrement.
- L'accès principal piéton est percé sur le côté sud du terrain, donnant sur une voie de faible flux mécanique pour assurer la sécurité des usagers ainsi pour la visibilité et lisibilité de projet.
- Implantation des arbres pour absorber le bruit et assurer le calme.

En tant que domaine d'application, l'habitat collectif doit être soumis à un travail de conception architecturale insérée dans un processus afin de réaliser une qualité architecturale qui puisse répondre aux attentes de l'habitant.

Généralement la prise en compte des besoins du client par l'architecte comme constantes de départ, est parfois considérée comme une contrainte, et c'est là que doit intervenir un processus qui fait intervenir la création architecturale basée sur le dialogue d'un coté et la créativité architecturale de l'autre, le tout inséré dans un processus qui soit itératif et bien défini, le client de sa part, est aussi appelé a dialoguer avec l'architecte.

« Pour ne priver ni envahir, il faut que le conflit retrouve son potentiel créatif dans un processus qui soit collectif. »

Conclusion générale de la première partie :

Depuis longtemps, l'une des préoccupations principales de l'être humain était la satisfaction d'un besoin essentiel: s'abriter; cette nécessité d'avoir un toit, a pour but de se sécuriser et se protéger contre les forces hostiles (intempéries, animaux, ...). Depuis la cabane primitive jusqu'à l'habitat contemporain, la maison ou le logement ont toujours constitué l'espace clé de la vie humaine.

L'habitat collectif à son tour a évolué au rythme des préoccupations. Plusieurs approches théoriques lui sont donc attachées, ce type d'habitat renvoi vers plusieurs définitions, difficile de cerner, il présente plusieurs formes, car à travers le temps, la forme urbaine des constructions collectives s'est modifiée par son opposition à l'habitat individuel.

Plusieurs auteurs ont travaillé sur la qualité de l'habitation, sous différentes tendances, ils ont mis des listes et des dimensions fixes pour que l'habitation reprenne au mieux aux besoins des habitants, le développement de ses besoins a fortement marqué le développement de l'habitation elle-même.

En tant que domaine d'application, l'habitation collective doit être insérée dans un travail de conception architecturale par un processus qui puisse répondre aux attentes de l'habitant. Un processus qui fait intervenir une architecture basée sur le dialogue d'un côté et la créativité de l'autre.

En réalité construire un immeuble commence dès la programmation du lotissement, car formellement c'est un produit architectural mais il ne peut se dissocier de son contexte urbain. Il s'est avéré qu'en ALGERIE, l'approche depuis la création du lotissement à la construction se fasse selon une démarche linéaire.

PARTIE II : ETUDE GENIE CIVIL

Introduction générale:

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amené à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers,).

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le **(RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99)** dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre formation d'ingénieur étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude, l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation à la région de Mansourah wilaya de Tlemcen.

L'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte la sismicité de la région et de procéder à une étude de sol permettant de dresser avec une bonne précision la coupe géologique et les caractéristiques des différentes couches.

Notre travail se divisera en trois sous parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord notre ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments non structuraux.

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000), puis nous achèverons cette partie du dit ferraillage.

Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure dont nous exposerons deux variantes, des fondations superficielles en radier général et les voiles périphériques.

Chapitre III

**PRESENTATION DU PROJE
ET
CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

Introduction :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers.

Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériaux de construction, parce qu'il est le moins cher par rapport aux autres matériaux et le mieux maîtrisé.

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifié 99 et CBA 93.
- RPA99 version 2003.

III-1- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier consiste en l'étude d'un projet de logements promotionnels composé de trois blocs dissymétrique séparés par un joint parasismique.

Le projet comporte deux bâtiments à usage multiple (RDC + Mezzanine + 10 étages d'habitation), et un bâtiment à usage commercial (RDC + Mezzanine). Les trois blocs se reposent sur le même radier.

Le lieu de l'implantation est la wilaya de Tlemcen, commune de Mansourah daïra de Mansourah dans le quartier de Bouhannak, le site est classée comme zone de faible sismicité (zone I) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA99 (V2003).



Figure III-1 : Situation géographique de l'ouvrage. Source : Google Earth

III-2- Description de l'ouvrage :

III-2-1- Disposition des blocs :

Les bâtiments à multiple usages sont constitués de :

- Bloc 1 « Résidence » :
 - * Un réez de chaussé pour boutiques et aux magasins et une mezzanine réservé aux bureaux.
 - * 08 étages pour habitation composés de logement de type F3 et F4
 - * 02 étages pour habitation composés de logement de type F5 avec terrasse accessible
- Bloc 2 « Commerce » :
 - * Un réez de chaussé et une mezzanine réservé aux services.
- Bloc 3 « Résidence » :
 - * Un réez de chaussé et une mezzanine réservé au cabinet médical et cabinet dentaire.
 - * 08 étages pour habitation composés de logement de type F3 et F4
 - * 02 étages pour habitation composés de logement de type F5 avec terrasse accessible

Le terrain est raccordé des 3 énergies
(Raccordement aux réseaux publics) :

- * Arrivée de l'eau potable
- * Arrivée de gaz
- * Arrivée de l'électricité

Légende :

-  Réseaux d'assainissement
-  Gaz
-  Alimentation en eau potable
-  Ligne d'électricité
-  Surfaces bâties

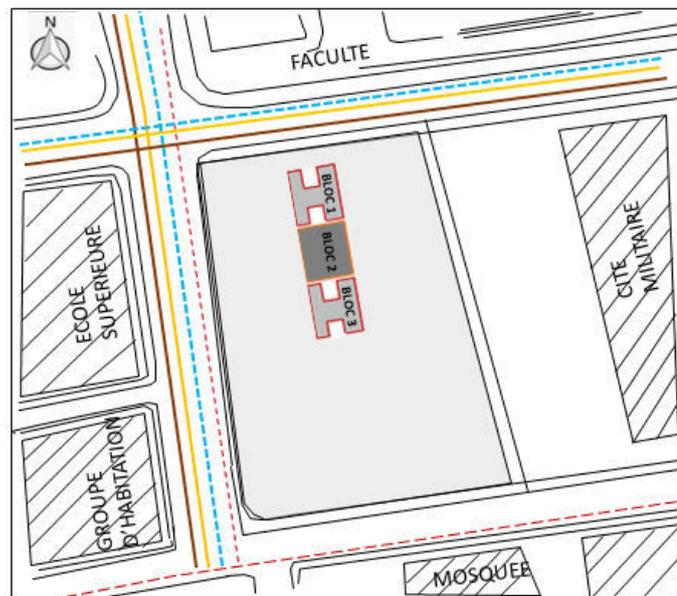


Figure III- 2 : Disposition des blocs.

III-2-2- Caractéristiques géographiques :

Tableau III- 1 : Caractéristiques géographiques du projet

	Langueur [m]	Largeur [m]	Nombre d'étages	Hauteur RDC [m]	Hauteur mezzanine / EC [m]	Hauteur totale [m]	Surface [m ²]
Bloc 01	29,40	26,67	11	4,08	3,06	40,80	784,09
Bloc 02	29,40	26,67	1	4,08	3,06	7,14	784,09
Bloc 03	29,40	26,67	11	4,08	3,06	40,80	784,09

III-2-3- Paramètres des bâtiments et caractéristiques géotechnique du sol :

Les paramètres pris en compte pour l'analyse sismique sont résumés ci-dessous :

- Zone de sismicité ^[17] : Le bâtiment est situé à Tlemcen
 - * Le bâtiment est implanté dans une zone classé par le RPA99V2003 comme zone de faible sismicité [**Zone I**]
- Classe de bâtiment ^[18] : **Groupe d'usage 2**
 - * Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48 m.
- Classification de site ^[19] : **S3 Site meuble**
- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ ^[20]
- Le site d'implantation présente une faible pente de **2,48 %** ^[21]

III-3- Ossature et système constructif :

Structure en béton armé avec système de contreventement mixte portiques/voiles bâtiment a plus de 5 niveaux et dépasse les 17 m.

III-3-1- Les planchers :

Un plancher doit résister aux charges verticales et horizontales.

- **Plancher corps creux** : Pour RDC et EC

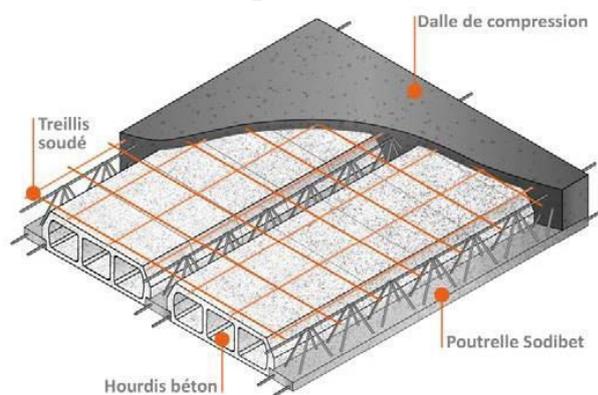


Figure III- 3 : Plancher corps creux

- **Dalle pleine** : Pour les balcons

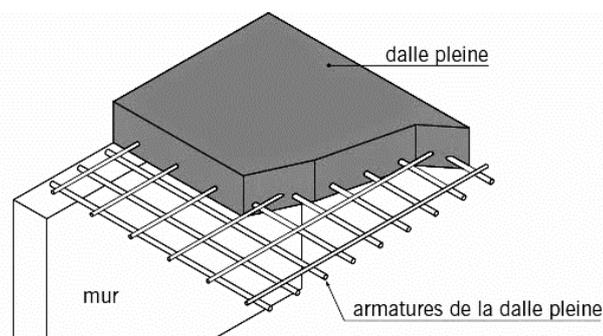


Figure III- 4 : Dalle pleine

^[17] : RPA99 V2003. Chapitre III- §3.1

^[18] : RPA99 V2003. Chapitre III- §3.2

^[19] : RPA99 V2003. Chapitre III- §3.3

^[20] : Rapport géotechnique LTPO Tlemcen

^[21] : Chapitre 2 / II-2-3-1

III-3-2- La maçonnerie :

- **Murs extérieurs :** Les murs extérieurs sont faits en double cloison
 - * Brique creuse de 15 cm
 - * Brique creuse de 10 cm
 - * Un vide de 5 cm entre les deux
- **Murs intérieurs :**
 - * Les cloisons en briques creuses d'épaisseur de 10 cm.

III-3-3- Les terrasses :

- Les terrasses accessibles de bâtiment, comportent des pentes de 1 % à 10 % pour l'évacuation des eaux pluviales.
- Les terrasses non accessibles de bâtiment, comportent des pentes de 10 % à 15 % pour l'évacuation des eaux pluviales.

III-3-4- Les revêtements :

On utilise comme revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds [épaisseur = 2cm]
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs [épaisseur = 2 cm]
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse

III-3-5- Les escaliers :

Nous avons pour notre projet escalier de quarts tournants à trois volées et deux paliers intermédiaires.

III-3-6- L'ascenseur :

Vu la hauteur élancée de ce bâtiment, on a opté pour l'utilisation des ascenseurs pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

III-3-7- Les fondations :

Le radier est une plate-forme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment et qui sert d'assise stable à l'ensemble de la construction. Le radier assure la transmission des charges par la superstructure au sol.

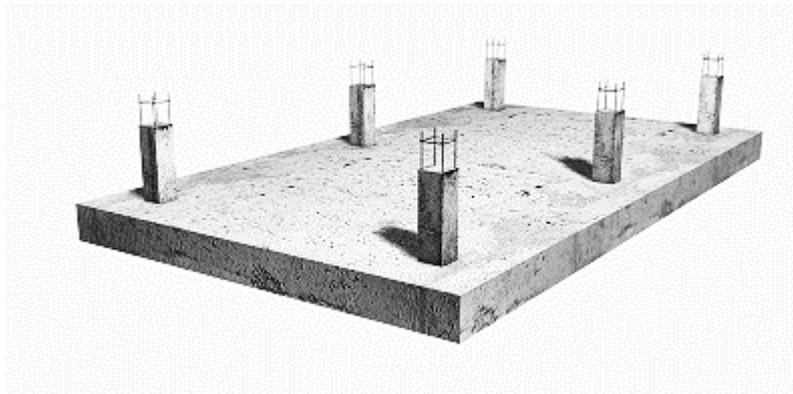


Figure III- 5 : Radier générale

III-4- Les règlements :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- * RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- * BAEL : Béton armé aux états limites
- * DTR C2.2 : Charges et structures.

III-5- Caractéristiques des matériaux :**III-5-1- Béton :**

- Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPJ 425 avec un dosage de 350 kg/m³.
- La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Il est constitué de :

- * Pate pure : (Ciment, eau et air)
- * Granulats : (Sable, gravillons)
- * Produits d'addition éventuels (Adjuvants)

Tableau III-2 : Pourcentage en volume absolue des différents constituants du béton.

Constituants	Eau	Air	Ciment	Granulats
Pourcentage en volume absolue [%]	18-28	1-6	7-14	60-78

III-5-1-1- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

- On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours : f_{c28} .

$$* \text{ Si } : j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 j} f_{c28}$$

$$* \text{ Si } : j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

→ Dans ce projet on adopte $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

III-5-1-2- Resistance à la traction :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} .

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$* \text{ Si } : j \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$* \text{ Si } : j > 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$$

→ Dans ce projet on adopte $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

III-5-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :**Tableau III- 3 :** Module de déformations instantanées et différées du béton.

Déformations instantaneos	Déformations différées
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à l'âge de j jours, un module de déformation instantanée du béton de :</p> $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$	<p>Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) est :</p> $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$
<p>avec f_{cj} en M Pa et pour les bétons à haute résistance, sous réserve que la proportion volumique de granulats soit supérieure à 66%</p>	

* Le module de déformation instantanée : (Courte durée > 24 h)

$$\rightarrow E_{i28} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

* Le module de déformation différée :

$$\rightarrow E_{v28} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87 \text{ MP}$$

III-5-1-4- Module de déformation transversale :

Il est donné par la relation suivante :

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

Tel que ν est le coefficient de Poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Pour le calcul des sollicitations, (ELU)} \\ \nu = 0,2 & \text{Pour le calcul des sollicitations, (ELS)} \end{cases}$$

III-5-1-5- Contraintes limites :**a- Etat limite ultime :**

Contrainte ultime du béton : En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & : \text{Pour les situations durables.} \quad \rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ M Pa} \\ \gamma_b = 1,15 & : \text{Pour les situations accidentelle.} \quad \rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ M Pa} \end{cases}$$

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont :

- * Parabole-Rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- * Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

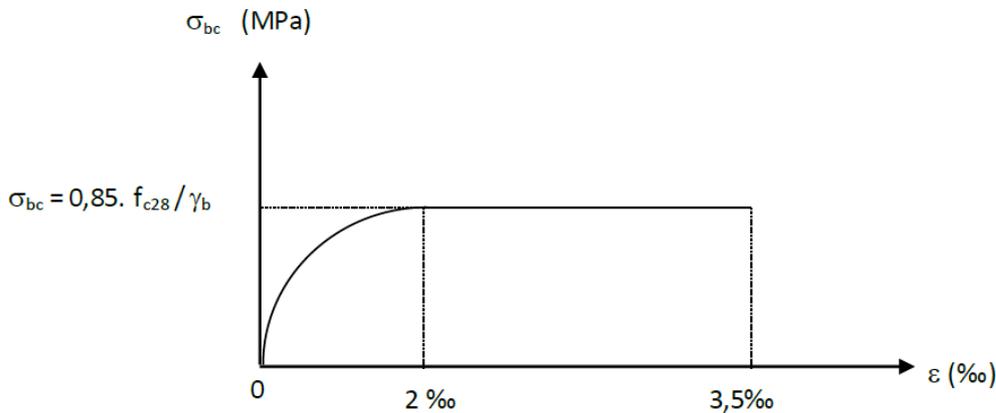


Figure III- 6 : Diagramme contraintes-déformations du béton

Le comportement réel du béton est modélisé par la figure ci-après, d'après BAEL91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si : } t > 24 \text{ heures} & \rightarrow \varepsilon_{bc} = 1 \\ \text{Si : } 1 < t < 24 \text{ heures} & \rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,9 \\ \text{Si : } t < 1 \text{ heure} & \rightarrow \varepsilon_{bc} = 0,85 \\ \text{Si : } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} & \rightarrow \text{La courbe est sous forme d'une droite constante.} \end{array} \right.$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

b- Etat limite de service :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec : $E_b = E_{vj}$ et, $\nu = 0,2$.

- La contrainte limite de service est donnée par :

$$\delta_{bc} \leq \delta_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III-5-2- Acier :

Vue que le béton ne travaille qu'à la compression on a eu recours à l'acier qui est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la traction, ce dernier en étant combiné avec le béton permet de corriger le comportement du béton vis-à-vis la traction.

III-5-2-1- Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier est un alliage de fer et carbone en faible pourcentage, son rôle est l'absorption des efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier montrées dans le tableau

Tableau III- 4 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

	Nuance	F _e [M Pa]
Haute Adherence	Fe E 400	400
	Fe E 500	500
Fils treillis HA	Fe E 400	400
	Fe E 500	500
Acier naturel	Fe F 215	215
	Fe E 235	235

- Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **Es = 200 000 M Pa**

III-5-2-2- Contrainte et déformation de l'acier :

a- Etat limite ultime ELU :

$$f_u = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1,15$ pour des situations durables ($\sigma_s = 348$ M Pa)
- $\gamma_s = 1,00$ pour des situations accidentelles ($\sigma_s = 400$ M Pa)

Le diagramme contrainte – déformation est définie ci-dessous :

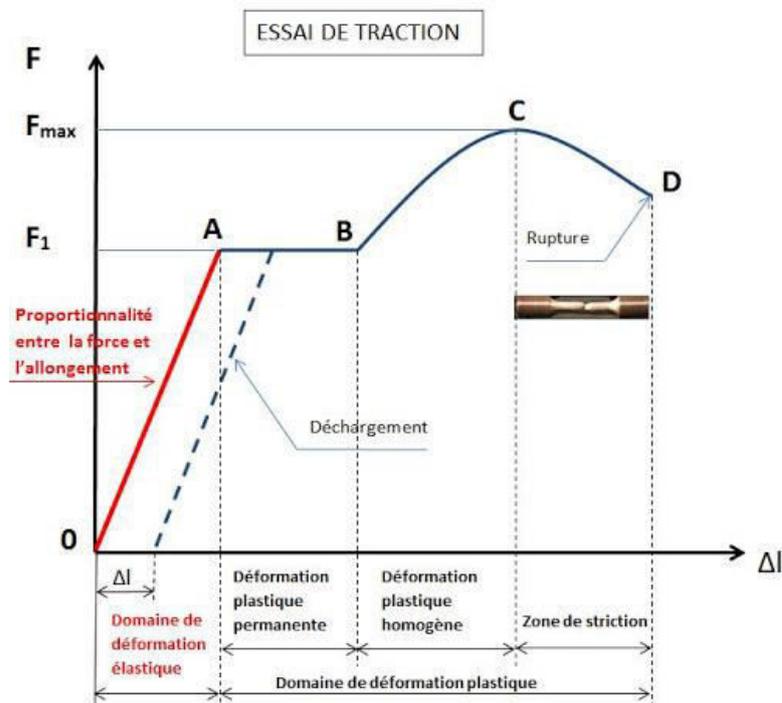


Figure III- 7 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

b- Etat limite de service ELS :

Tableau III- 6 : Contraintes limites à l'ELS.

Etat considéré	ELS
Fissuration peu préjudiciable	Pas de vérification
Fissuration préjudiciable	$\overline{\delta_{st}} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{MPa}$ <p>Où :</p> $\eta = 1$ Pour RL (Rond lisse) $\eta = 1,6$ Pour HA (Haute Adhérence)
Fissuration très préjudiciable	$\overline{\delta_{st}} \leq \text{Min} \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{MPa}$

III-8- Conclusion :

Tableau III- 7 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$
	A la traction		$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$
		Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$
	ELS		$\delta_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Module de déformation instantanée			$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$

Tableau III- 8 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contraintes admissibles	ELU	Situation durable	$\delta_s = 348 \text{ M Pa}$
		Situation accidentelle	$\delta_s = 400 \text{ M Pa}$
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	$\delta_s = 348 \text{ M Pa}$
		Fissuration préjudiciable	$\overline{\delta_{st}} = 201.63 \text{ M Pa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\delta_s = 165 \text{ M Pa}$

Chapitre IV

PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA 93** et le **RPA 99 version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

IV-1- Le pré-dimensionnement des éléments de la structure :

IV-1-1- Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99 V2003 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min (a, b)} \geq 25 & \text{Zone 1 et 2} \\ \text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} & (h_e: \text{ hauteur de l'étage}) \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme montrer la figure :

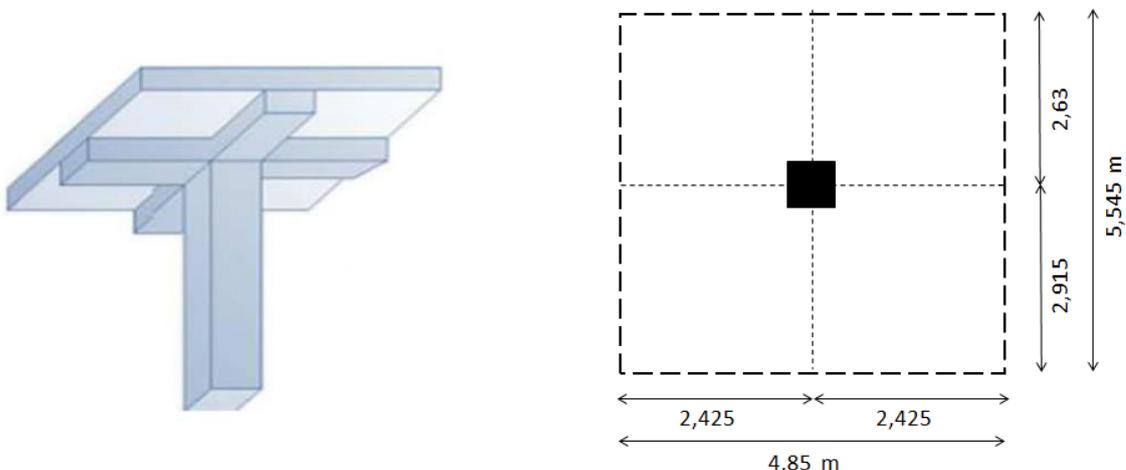


Figure IV- 1 : Surface du plancher reprise par le poteau le plus sollicité

Sachant que :

$$\rightarrow N_U = S \times Q \times n$$

- * N_U : Effort normal du poteau le plus sollicité
- * S : Section supportée par le poteau
- * Q : Charge du plancher $Q = 1 \text{ t/m}^2$
- * n : Nombre de niveau

$$\rightarrow S = 4,85 \times 5,545 = 26,89 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\rightarrow N_U = 26,89 \times 10 \times 13 = 3495,7 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_U \approx 3,50 \text{ MN}$$

- La section réduite :

Selon le BAEL 91 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

Où :

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Cas générale)}$$

Avec :

- β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2 & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85\lambda^2/1500 & \text{Si } 50 \leq \lambda < 70 \end{cases}$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$$\theta = 1 \text{ (Charge } > 24\text{h)} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1,5 \text{ (Cas générale)}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\rightarrow B_r \geq \frac{1,2 \times 3,5}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,23 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \text{ [m}^2\text{]}$$

$$B_r \geq (a - 0,02^2) \quad \text{(Poteau carré } a=b)$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow a &\geq \sqrt{B_r} + 0,02 &\Rightarrow a &\geq \sqrt{0,23} + 0,02 \\ & &\Rightarrow a &\geq 0,4995 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on prend $a=b= 65 \text{ cm}$

- Vérification des conditions de *RPA99 v 2003* :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq 25 \quad \rightarrow a = b = 65 \text{ cm} \geq 25 \Rightarrow CV \\ \text{Min (a, b)} \geq \frac{h_e}{20} \quad \rightarrow 65 \geq 20,4 \text{ cm} \quad \Rightarrow CV \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \Rightarrow CV \end{array} \right.$$

- Vérification du poteau au flambement :

* Calcul du moment d'inertie I_X, I_Y :

On a un poteau carré donc : $I_X = I_Y$

$$\begin{aligned} I_X = I_Y &= \frac{a \times b^3}{12} = \frac{65 \times 65^3}{12} \\ \Rightarrow I_X = I_Y &= 1487552,083 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

* Rayon de giration i_X, i_Y :

$$i_X = i_Y = \sqrt{\frac{I_X}{A}}$$

Avec :

A : La section du poteau calculée

$$\begin{aligned} i_X = i_Y &= \sqrt{\frac{1487552,083}{4225}} \\ \Rightarrow i_X = i_Y &= 18,77 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Calcul de l'élancement λ_X, λ_Y :

$$\lambda_X = \lambda_Y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 l_0 \quad (\text{Construction à plusieurs niveaux})$$

$$l_0 = 3,06 \text{ cm} \quad (\text{Hauteur de l'étage})$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_X = \lambda_Y = \frac{214,2}{18,77}$$

$$\Rightarrow \lambda_X = \lambda_Y = 11,42 < 50$$

$\rightarrow \lambda_X = \lambda_Y = 10,60 < 50 \dots$ Le flambement est vérifié

Tableau IV- 1 : Calcul de la section des poteaux ainsi que la vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	Nbr de planchers	Surface [m ²]	N _u [MN]	a=b [m] Calculé	a=b [m] Choisit	l _f [m]	λ ≤ 50	Condition
RDC	13	26,89	3,50	0,49	0,65	2,856	11,42	Vérifiée
Mezzanine	12	26,89	3,23	0,478	0,65	2,142	11,42	Vérifiée
1 ^{er} étage	11	26,89	2,96	0,456	0,60	2,142	12,50	Vérifiée
2 ^{ème} étage	10	26,89	2,69	0,444	0,60	2,142	12,50	Vérifiée
3 ^{ème} étage	9	26,89	2,42	0,420	0,55	2,142	13,49	Vérifiée
4 ^{ème} étage	8	26,89	2,15	0,394	0,55	2,142	13,49	Vérifiée
5 ^{ème} étage	7	26,89	1,88	0,367	0,50	2,142	14,84	Vérifiée
6 ^{ème} étage	6	26,89	1,61	0,340	0,50	2,142	14,84	Vérifiée
7 ^{ème} étage	5	26,89	1,34	0,311	0,45	2,142	16,49	Vérifiée
8 ^{ème} étage	4	26,89	1,08	0,285	0,45	2,142	16,49	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3	26,89	0,81	0,265	0,40	2,142	18,55	Vérifiée
10 ^{ème} étage	2	26,89	0,54	0,207	0,40	2,142	18,55	Vérifiée
Buanderie	1	14,16	0,27	0,162	0,35	2,142	21,21	Vérifiée

IV-1-2- Les poutres :

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers (en plus de leurs poids propres) aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux).

Le chargement ou encore les charges agissant sur les poutres de plancher sont essentiellement des charges verticales (poids propre, et surcharges d'exploitation, ou de neige).

A noter que ces surcharges sont supposées uniformément réparties mais parfois ces mêmes charges peuvent être ponctuelles.

- Le pré dimensionnement est effectué pour la plus grande portée de poutre à l'aide des formules suivantes :

D'après le BAEL 91 :

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

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

L : plus grande portée entre axes

h : hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

- Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 est effectué par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

IV-1-2-1- Les poutres principales :

D'après le BAEL 91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad L = 5,83 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{583}{15} \leq h \leq \frac{583}{10} \\ 38,86 \leq h \leq 58,3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ On prend : **h = 50 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{5} \leq b \leq \frac{50}{2} \\ 10 \leq b \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ Selon le RPA 99, on prend le minimum : **b = 30 cm**

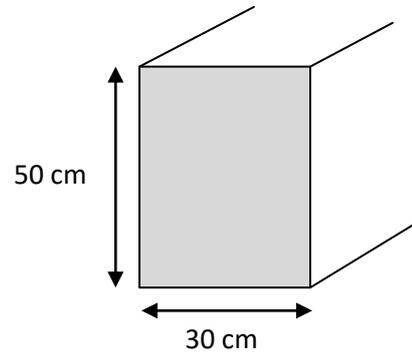


Figure IV- 2 : Poutre principale

IV-1-2-2- Les poutres secondaires :

D'après le BAEL 91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad L = 4,85 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \\ 32,33 \leq h \leq 48,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ On prend : **h = 40 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{40}{5} \leq b \leq \frac{40}{2} \\ 8 \leq b \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ Selon le RPA 99, on prend le minimum : **b = 30 cm**

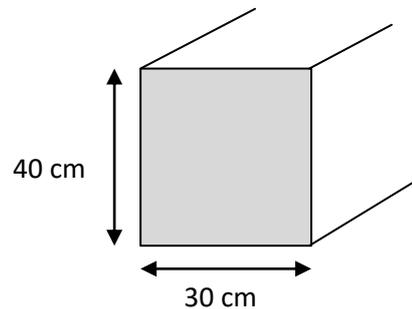


Figure IV- 3 : Poutre secondaire

Tableau IV- 2 : Pré-dimensionnement des poutres et vérification du RPA

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification du RPA
Hauteur [cm]	50 ≥ 30	40 ≥ 30	<i>CV</i>
Largeur [cm]	30 ≥ 20	30 ≥ 20	<i>CV</i>
Hauteur/ Largeur	1,66 ≤ 4	1,33 ≤ 4	<i>CV</i>

IV-1-3- Pré-dimensionnement des planchers :

- Les planchers sont réalisés en deux types :
 - * Type 1 : Corps creux et une dalle de compression type, pour RDC et étages courants.
 - * Type 2 : Dalle pleine, pour les planchers des balcons.

IV-1-3-1- Planchers corps creux :

Dans notre étude on a pris une seule direction pour les poutrelles

On a :

$L = 485 \text{ m}$ (La plus petite portée des poutrelles)

$$\rightarrow h_t \geq \frac{l}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{485}{22,5} = 21,5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 25 \text{ cm}$

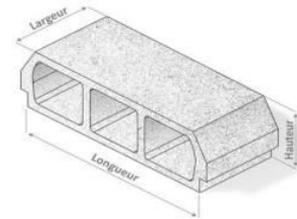


Figure IV- 4 : Corps creux

IV-1-3-3- Planche en dalle pleine :

- Si $l_x / l_y < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.
- Si $0,4 < l_x / l_y < 1$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

On a : $l_x = 4,85 \text{ m}$

$l_y = 5,83 \text{ m}$

$$\rightarrow \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,85}{5,83} = 0,83$$

$$\rightarrow 0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$\rightarrow \text{Dalle portante dans deux sens} \Rightarrow h \geq \frac{l_x}{40}$$

Donc on prend : $h = h_{min} = 15 \text{ cm}$

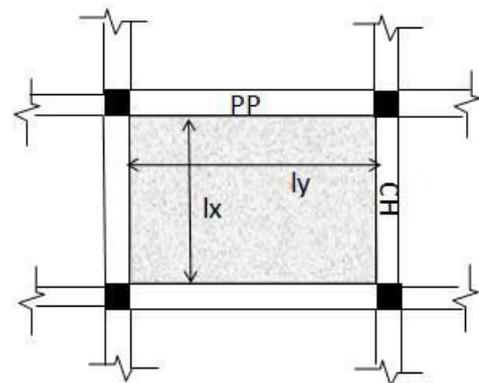


Figure IV- 5 : Dalle pleine

Tableau IV- 3 : Dimension des planchers

Type de plancher	Epaisseur [cm]
Corps creux	20+5
Dalle pleine	15

IV-1-4- Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré-dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Selon RPA99V2003, notre bâtiment appartient à la zone I (Tlemcen)

* Nombre d'étage ≥ 5 étages \rightarrow 11 étages

* La hauteur ≥ 17 m \rightarrow 40,80 m

Sachant que :

$$L \geq 4 a \quad ; \quad a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : Longueur du voile

a : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

$$h_e = 383 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{383}{20} = 0,1915 \rightarrow \text{Pour RDC}$$

$$h_e = 281 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{281}{20} = 0,1405 \rightarrow \text{Pour les}$$

étages courant

Donc on prend : $a = 20 \text{ cm}$

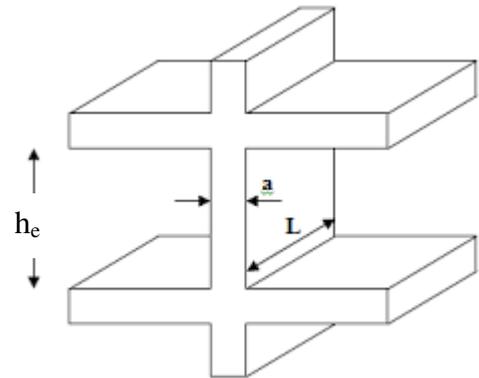


Figure IV- 6 : Coupe de voile

Tableau IV- 4 : Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles	Epaisseur [cm]
RDC et mezzanine	20
Étage courant	15

IV-2- Evaluation des charges et des surcharges ^[22] :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure, en se basant sur le **DTR BC 2.2** nous évaluons le poids volumique pour chaque élément.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Terrasse) vers le niveau le plus bas.

$$G = \rho \times e \quad [\text{KN/m}^2]$$

Avec :

ρ : Poids volumique $[\text{KN/m}^3]$

e : Épaisseur de l'élément $[\text{m}]$

IV-2-1- Planchers :

IV-2-1-1- Planchers terrasse :

Dans notre structure ils existent deux types de terrasses :

- * Terrasse inaccessible (toiture) en dalle pleine
- * Terrasse accessible pour les logements de dernier étage en corps creux

a- Planchers terrasse inaccessible (Dalle pleine) :

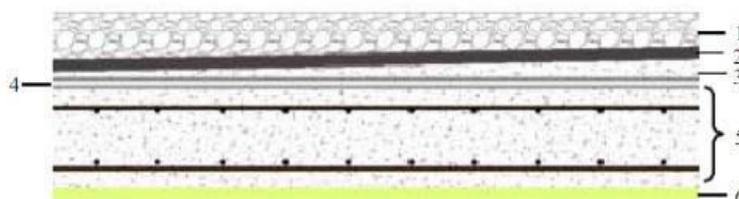


Figure IV- 7 : Eléments constitutifs plancher terrasse inaccessible

Tableau IV- 5 : Charge due aux planchers de la terrasse inaccessible

	ρ $[\text{KN/m}^3]$	Épaisseur $[\text{m}]$	G_i $[\text{KN/m}^2]$
1. Protection gravillon	17	0,02	0,34
2. Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3. Forme de pente	20	/	2,20
4. Isolation thermique	4	0,04	0,16
5. Dalle pleine	25	0,15	3,75
6. Enduit en plâtre	10	0,02	0,20

G	6,77 KN/m^2
Q	1 KN/m^2

b- Planchers terrasse accessible (corps creux) :

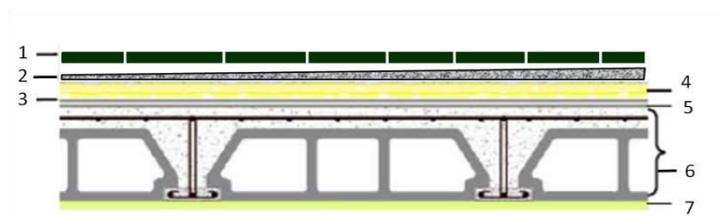


Figure IV- 8 : Eléments constituant plancher terrasse accessible

Tableau IV- 6 : Charge due aux planchers de la terrasse accessible

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G_i [KN/m ²]
1. Carrelage	20	0,02	0,40
2. Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3. Forme de pente	20	/	2,20
4. Lit de sable	18	0,02	0,36
5. Isolation thermique	4	0,04	0,16
6. Planchers corps creux	-	25	3,50
7. Enduit en plâtre	10	0,02	0,20

G	6,94 KN/m²
Q	1,5 KN/m²

c- Planchers étage courant :

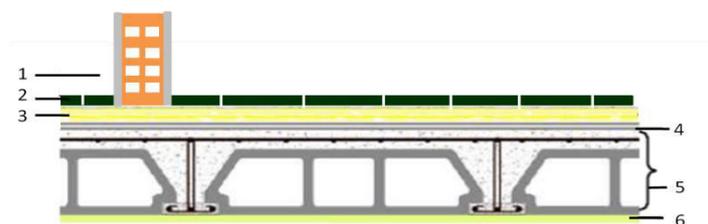


Figure IV- 9 : Eléments constituant plancher étage courant

Tableau IV- 7 : Charge due aux planchers étage courant

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G_i [KN/m ²]
1. Cloison interieur	10	0,01	1
2. Carrelage	20	0,02	0,40
3. Mortier de pose	20	0,2	0,40
4. Lit de sable	18	0,02	0,36
5. Planchers corps creux	-	0,25	3,50
6. Enduit en plâtre	10	0,02	0,20

G	5,86 KN/m²
----------	------------------------------

* Pour le RDC (usage commercial) : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ * Pour l'étage courant (habitation) : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

d- Dalle pleine balcon :

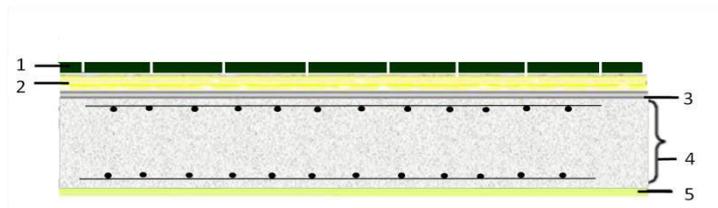


Figure IV- 10 : Eléments constituant le balcon

Tableau IV- 8 : Charge due aux planchers balcon

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G _i [KN/m ²]
1. Carrelage	20	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20	0,2	0,40
3. Lit de sable	18	0,02	0,36
4. Planchers dalle pleine	25	0,15	3,75
5. Enduit en plâtre	10	0,02	0,20

G	5,11 KN/m²
Q	3,5 KN/m²

* Pour la dalle pleine de la cage d'escalier : **Q = 2,5 KN/ m²**

IV-2-2- Murs :

IV-2-2-1- Murs extérieurs :

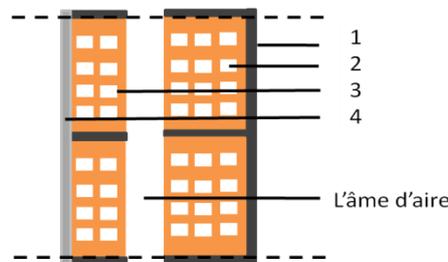


Figure IV- 11 : Eléments constituant le mur extérieur

Tableau IV- 9 : Charge due au mur extérieur

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G _i [KN/m ²]
1. Enduit extérieur en ciment	18	0,02	0,36
2. Brique creuse de 15 cm	9	0,15	1,35
3. Brique creuse de 10 cm	9	0,10	0,9
4. Enduit intérieur en plâtre	12	0,02	0,24

G	2,85 KN/m²
----------	------------------------------

IV-2-2-2- Murs intérieurs :

Tableau IV- 10 : Charge due au mur interieur

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G_i [KN/m ²]
1. Enduit exterieur en ciment	18	0,02	0,36
2. Brique creuse de 15 cm	9	0,15	1,35
3. Enduit interieur en plâtre	12	0,02	0,24

G	1,95 KN/m²
----------	------------------------------

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

[22] : Document technique réglementaire de bâtiment BC 2.2

Chapitre V

ETUDE DES PLANCHERS

Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs-voiles périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

V-1- Etudes du plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux de hauteur 25 cm, dont :

- * La dalle de compression est d'une hauteur de 5 cm
- * Corps creux (entrevous) de hauteur 20 cm

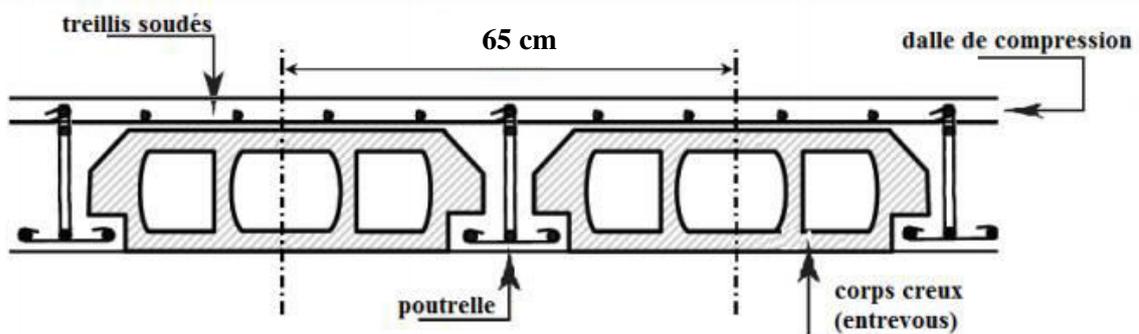


Figure V- 1 : Coupe transversale d'un plancher corps creux

V-1-1- Etude des poutrelles :

V-1-1-1- Dimensionnement des poutrelles :

Selon le **BAEL.91**, les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en **T**.

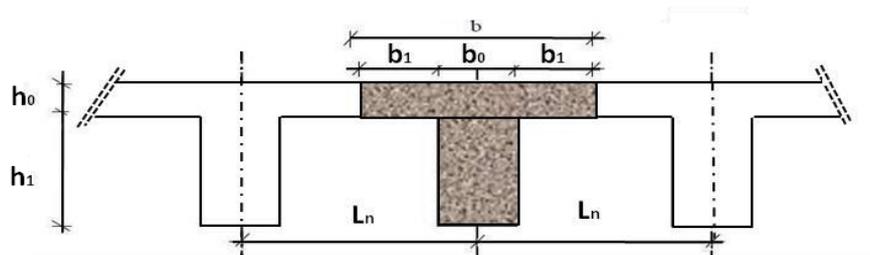


Figure V- 2 : Dimensions des poutrelles

$$\begin{cases} h_t = 25 \text{ cm} \\ h_1 = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 = \min \left(\frac{b-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) \\ b = b_0 + 2 b_1 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

- L_n : La distance entre axes des nervures ($L_n = 65\text{cm}$) [DTRB.C.2.2/Annexe C3]
- L : La portée maximale entre nus d'appuis ($L = 485 \text{ cm}$)
- h_0 : La hauteur maximal de la dalle de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$)
- b_0 : L'épaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 = \min (26,5 ; 38) \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$

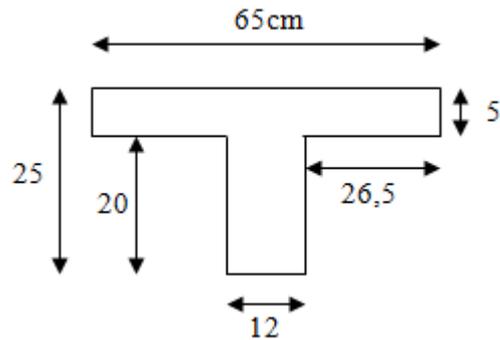


Figure V- 3 : Schéma de poutrelle (Section de calcul)

V-1-1-2- Combinaison des charges :

- Charges revenantes :

ELU : $[1,35 G + 1,5 Q] \times b$

ELS : $[G + Q] \times b$

Avec :

$b = 0,65 \text{ m}$

Tableau V- 1 : Combinaison des charges des différents types des poutrelles

	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Charges revenantes	
			ELU [KN/ml]	ELS [KN/ml]
RDC, Mezzanine	5,86	5	10,02	7,06
Etage courant	5,86	1,5	6,60	4,78
Terrasse accessible	6,94	1,5	7,55	5,49

V-1-2-3- Méthodes de calcul :

Pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

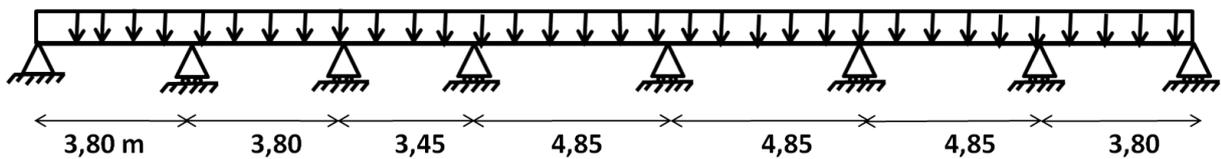
- * Méthode forfaitaire [CBA93/B.6.2,21].
- * Méthode de Caquot [CBA93/B.6.2,22].
- * Méthode des trois moments

V-1-2-4- Types des poutrelles :

- Plancher haut RDC et mezzanine :

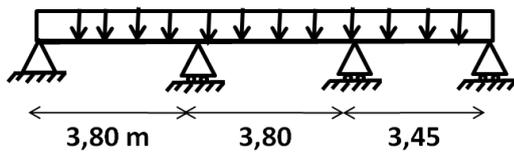
✓ Type 1 :

$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



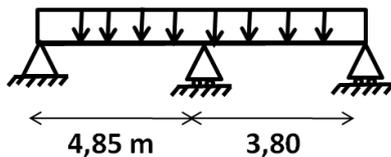
✓ Type 2 :

$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



✓ Type 3 :

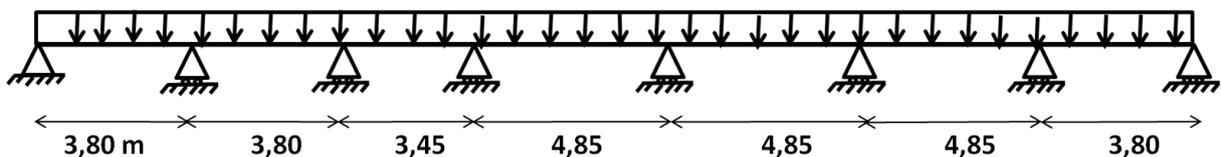
$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



- Plancher étage courant :

✓ Type 1 :

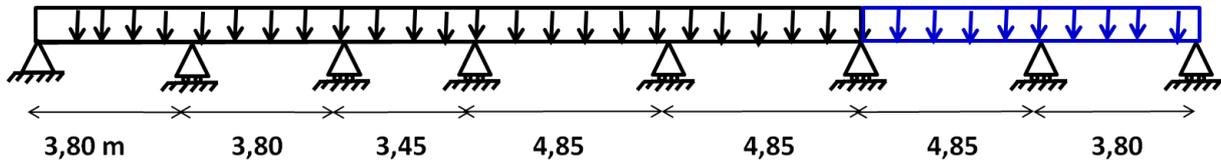
$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



✓ Type 2 :

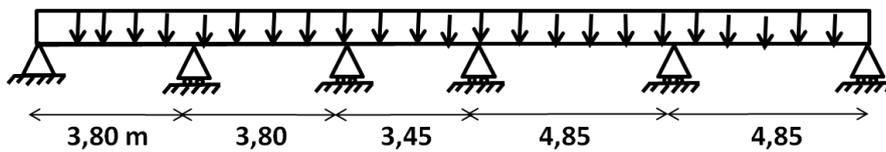
$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 6,94 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



✓ Type 3 :

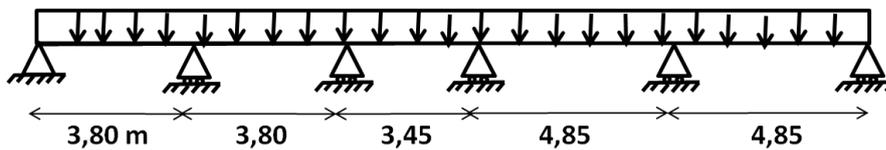
$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



- Plancher terrasse accessible :

✓ Type 1 :

$$\begin{cases} G = 6,94 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$



V-1-2-5- Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Pour la détermination de ces sollicitations, on utilisera :

- Exemple de calcul : Le « type 2 » niveau RDC

- On adopte pour **la méthode des trois moments** ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants

$$\begin{cases} G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

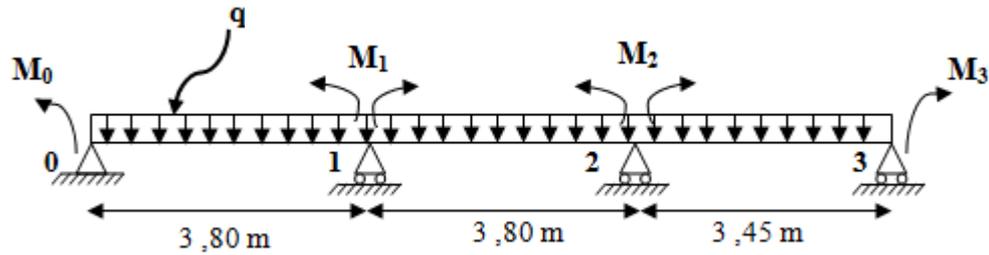


Figure V- 4 : Schéma statique de la poutrelle RDC à ELU/ ELS

- Calcul à l'état limite ultime ELU :

On a :

$$G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_u = 10,02 \text{ KN/ml}$$

* Degré d'hyperstaticité: $H = r - 2 = 2$

* Equations:

$$\begin{aligned} \text{Nœud 1:} & \left\{ \begin{aligned} L_1 M_0 + 2 (L_1 + L_2) M_1 + L_2 M_2 + 6 A_1 &= 0 \\ L_1 M_1 + 2 (L_1 + L_2) M_2 + L_2 M_3 + 6 A_2 &= 0 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Avec :

$$M_0 = M_3 = 0$$

On obtient:

$$\begin{aligned} \text{Nœud 1:} & \left\{ \begin{aligned} 15,20 M_1 + 3,80 M_2 + 6 A_1 &= 0 \quad \dots 1 \\ 3,80 M_2 + 14,50 M_3 + 6 A_2 &= 0 \quad \dots 2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

✓ Calcul des " $\Delta_{i,0}$ ":

On a :

$$A_1 = E I. \Delta_{1,0} \rightarrow A_1 = E I. [\Delta_{1,0g} + \Delta_{1,0d}]$$

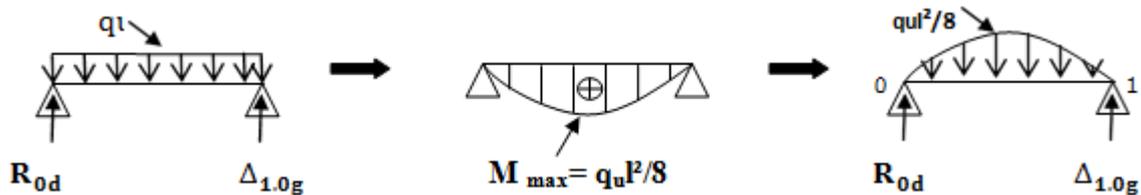
$$A_2 = E I. \Delta_{2,0} \rightarrow A_2 = E I. [\Delta_{2,0g} + \Delta_{2,0d}]$$

$$(1) \rightarrow 15,20 M_1 + 3,80 M_2 = - 6 E I. [\Delta_{1,0g} + \Delta_{1,0d}]$$

$$(2) \rightarrow 3,80 M_2 + 14,50 M_3 = - 6 E I. [\Delta_{2,0g} + \Delta_{2,0d}]$$

* Travée (0-1) :

$$L_1 = 3,80 \text{ m} ; q_u = 10,02 \text{ KN/ml}$$



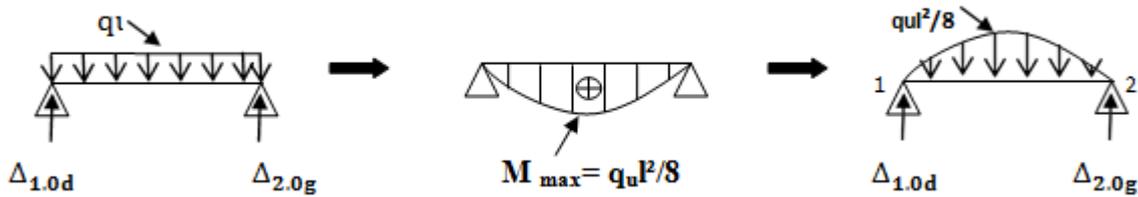
$$\rightarrow \sum M_{/0} = 0$$

$$\Delta_{1,0g} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_1 \times q_u \cdot \frac{L_1}{8} \right) \frac{L_1}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{1,0g} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{10,02 \times 3,8^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{1,0g} = \frac{22,9}{EI}$$

* Travée (1-2) :

$L_2 = 3,80 \text{ m}$; $q_u = 10,02 \text{ KN/ml}$



$\rightarrow \sum M_{/2} = 0$

$$\Delta_{1.0d} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_u \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{1.0d} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{10,02 \times 3,8^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{1.0d} = \frac{22,9}{EI}$$

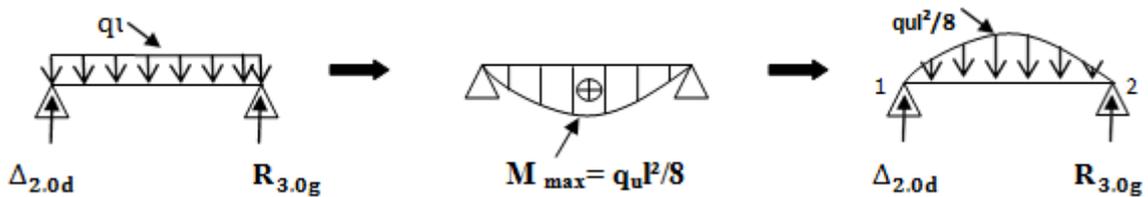
$\rightarrow \sum M_{/1} = 0$

$$\Delta_{2.0d} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_u \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{10,02 \times 3,8^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{22,9}{EI}$$

* Travée (2-3) :

$L_3 = 3,45 \text{ m}$; $q_u = 10,02 \text{ KN/ml}$



$\rightarrow \sum M_{/3} = 0$

$$\Delta_{2.0d} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_u \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{10,02 \times 3,45^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{17,144}{EI}$$

Alors on obtient :

$$\Delta_{1.0} = [\Delta_{1.0g} + \Delta_{1.0d}] \Rightarrow \Delta_{1.0} = 22,9 + 22,9$$

$$\Rightarrow \Delta_{1.0} = \frac{45,80}{EI} \text{ KN} \quad (*)$$

$$\Delta_{2.0} = [\Delta_{2.0g} + \Delta_{2.0d}] \Rightarrow \Delta_{1.0} = 22,9 + 17,144$$

$$\Rightarrow \Delta_{1.0} = \frac{40,044}{EI} \text{ KN} \quad (**)$$

En remplaçant (*) et (**) dans les équations (1) et (2) ; on obtient :

$$(1) \rightarrow 15,20 M_1 + 3,80 M_2 = -6 E I \left[\frac{45,80}{E I} \right]$$

$$(2) \rightarrow 3,80 M_2 + 14,50 M_3 = -6 E I \left[\frac{40,044}{E I} \right]$$

Les moments sont :

$$\begin{cases} M_1 = -14,91 \text{ KN.m} \\ M_2 = -12,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des réactions :

* Travée (0-1) :

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow -R_{0,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1$$

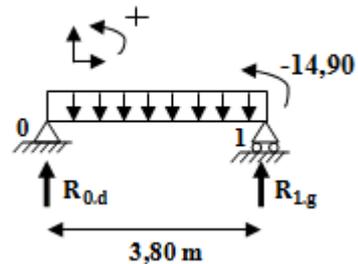
$$R_{0,d} = \frac{-M_1 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-14,90 + \frac{10,02 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{0,d} = 15,10 \text{ KN}$$

$$\sum M/0 = 0 \rightarrow R_{1,g} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1$$

$$R_{0,d} = \frac{+M_1 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{+14,90 + \frac{10,02 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{1,g} = 22,96 \text{ KN}$$



* Travée (1-2) :

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow -R_{1,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1 + M_2$$

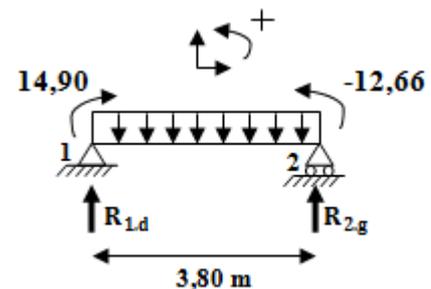
$$R_{1,d} = \frac{-M_1 + M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-(-14,9) - 12,66 + \frac{10,02 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{1,d} = 19,61 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_{2,g} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1 + M_2$$

$$R_{2,g} = \frac{+M_1 - M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-14,90 + 12,66 + \frac{10,02 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{2,g} = 18,45 \text{ KN}$$

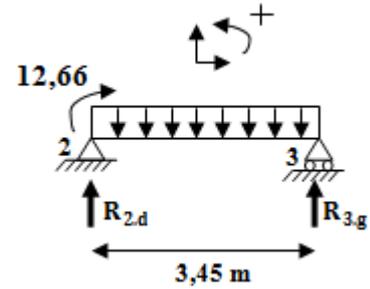


* Travée (2-3) :

$$\sum M/3 = 0 \rightarrow -R_{2,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_2$$

$$R_{2,d} = \frac{-M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,45} = \frac{-(-12,66) + \frac{10,02 \times 3,45^2}{2}}{3,45}$$

$$\Rightarrow R_{2,d} = 20,95 \text{ KN}$$



$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_{3,d} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_2$$

$$R_{3,g} = \frac{M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,45} = \frac{-12,66 + \frac{10,02 \times 3,45^2}{2}}{3,45}$$

$$\Rightarrow R_{3,g} = 13,61 \text{ KN}$$

✓ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x < 3,80 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q \cdot x^2}{2} + R \cdot x$$

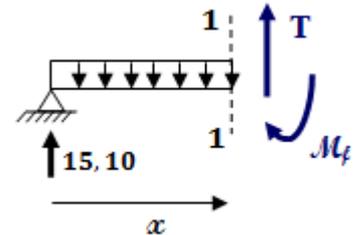
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(3,8) = -14,96 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 15,10 & \text{KN} \\ T(3,8) = -22,98 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q \cdot x + R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{15,10}{10,02} \Rightarrow x = 1,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_f(1,5) = M_{\max} = 11,37 \text{ KN.m}$$



Section 2-2 : $0 \leq x < 3,80 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q \cdot x^2}{2} + R \cdot x - 14,90$$

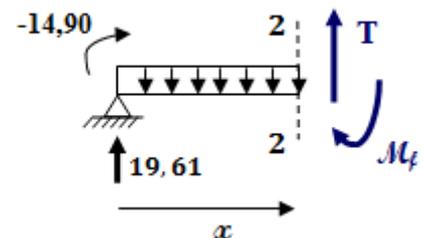
$$\begin{cases} M_f(0) = -14,90 & \text{KN.m} \\ M_f(3,8) = -12,66 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 19,61 & \text{KN} \\ T(3,8) = -18,48 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = q \cdot x - R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{19,61}{10,02} \Rightarrow x = 1,95 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_f(1,95) = M_{\max} = 4,30 \text{ KN.m}$$



Section 3-3 : $0 \leq x < 3,45 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q_u \cdot x^2}{2} + R \cdot x - 12,66$$

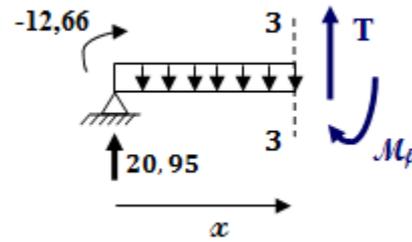
$$\begin{cases} M_f(0) = -12,66 & \text{KN.m} \\ M_f(3,45) = 0 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 20,95 & \text{KN} \\ T(3,45) = -13,61 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{20,96}{10,02} \Rightarrow x = 2,09 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_f(2,09) = M_{\max} = 9,24 \text{ KN.m}$$



✓ Les diagrammes des sollicitations :

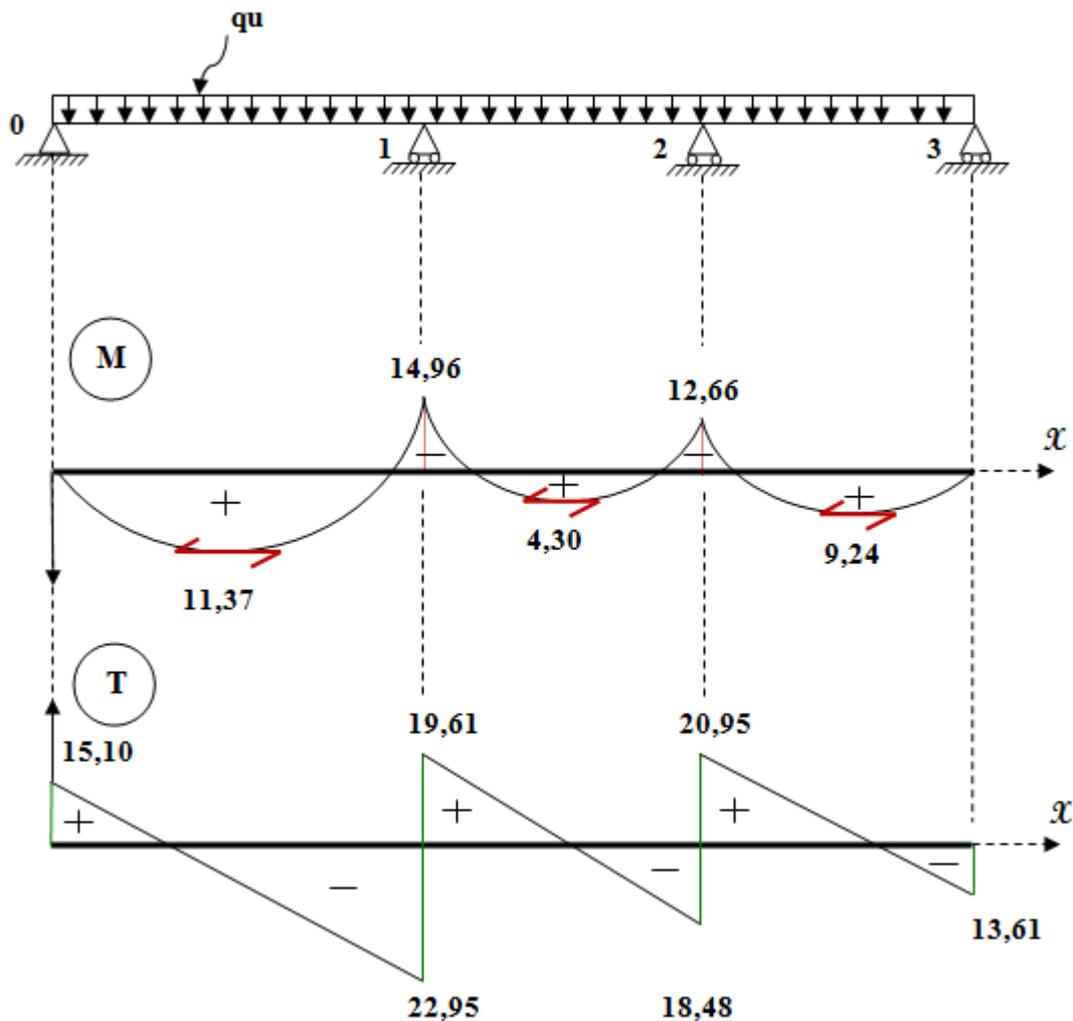


Figure V- 5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

- Calcul à l'état limite ultime ELS :

On a :

$$G = 5,86 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_s = 7,059 \text{ KN/ml}$$

* Degré d'hyperstaticité: $H = r - 2 = 2$

* Equations:

$$\begin{cases} \text{Nœud 1: } L_1 M_0 + 2 (L_1 + L_2) M_1 + L_2 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ \text{Nœud 2: } L_1 M_1 + 2 (L_1 + L_2) M_2 + L_2 M_3 + 6 A_2 = 0 \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = M_3 = 0$$

On obtient:

$$\begin{cases} \text{Nœud 1: } 15,20 M_1 + 3,80 M_2 + 6 A_1 = 0 \quad \dots 1 \\ \text{Nœud 2: } 3,80 M_2 + 14,50 M_3 + 6 A_2 = 0 \quad \dots 2 \end{cases}$$

✓ Calcul des " $\Delta_{i,0}$ ":

On a :

$$A_1 = E I. \Delta_{1,0} \rightarrow A_1 = E I. [\Delta_{1,0g} + \Delta_{1,0d}]$$

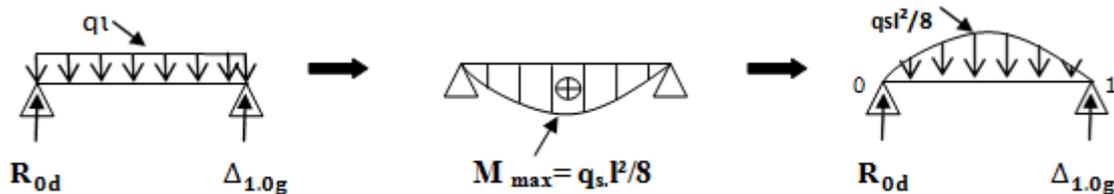
$$A_2 = E I. \Delta_{2,0} \rightarrow A_2 = E I. [\Delta_{2,0g} + \Delta_{2,0d}]$$

$$(1) \rightarrow 15,20 M_1 + 3,80 M_2 = - 6 E I. [\Delta_{1,0g} + \Delta_{1,0d}]$$

$$(2) \rightarrow 3,80 M_2 + 14,50 M_3 = - 6 E I. [\Delta_{2,0g} + \Delta_{2,0d}]$$

* Travée (0-1) :

$$L_1 = 3,80 \text{ m} \quad ; \quad q_u = 7,059 \text{ KN/ml}$$



* Travée (0-1) :

$$L_1 = 3,80 \text{ m} \quad ; \quad q_s = 7,059 \text{ KN/ml}$$

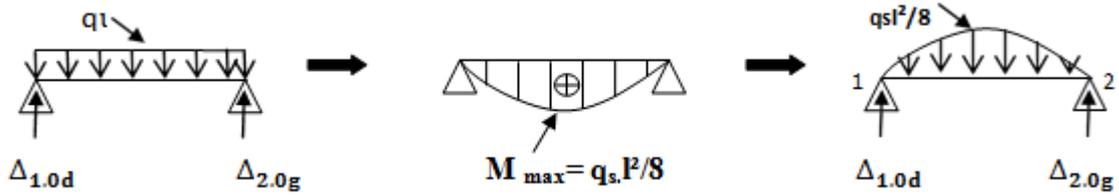
$$\rightarrow \sum M_{i0} = 0$$

$$\Delta_{1,0g} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_1 \times q_s \cdot \frac{L_1}{8} \right) \frac{L_1}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{1,0g} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{7,059 \times 3,8^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{1,0g} = \frac{16,139}{EI}$$

* Travée (1-2) :

$L_2 = 3,80 \text{ m}$; $q_s = 7,059 \text{ KN/ml}$



$\rightarrow \sum M_{/2} = 0$

$$\Delta_{1.0d} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_s \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{1.0d} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{7,059 \times 3,8^3}{24 EI}$$

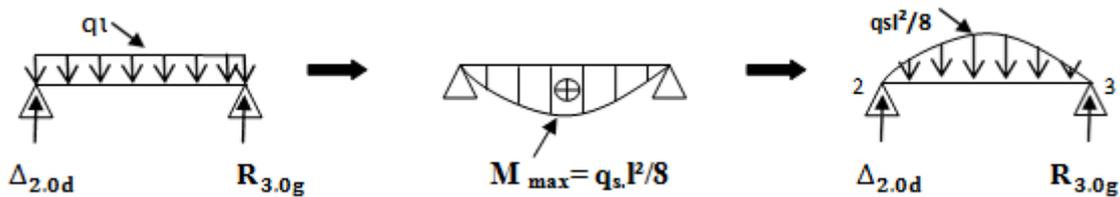
$$\Rightarrow \Delta_{1.0d} = \frac{16,139}{EI}$$

$$\Delta_{2.0g} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_s \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{2.0g} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{7,059 \times 3,8^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{2.0g} = \frac{16,139}{EI}$$

* Travée (2-3) :

$L_3 = 3,45 \text{ m}$; $q_s = 7,059 \text{ KN/ml}$



$\rightarrow \sum M_{/3} = 0$

$$\Delta_{2.0d} \times \left[\left(\frac{2}{3} L_2 \times q_s \cdot \frac{L_2}{8} \right) \frac{L_2}{2} \right] = 0 \Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{qL^3}{24 EI} = \frac{7,059 \times 3,45^3}{24 EI}$$

$$\Rightarrow \Delta_{2.0d} = \frac{12,077}{EI}$$

Alors on obtient :

$$\Delta_{1.0} = [\Delta_{1.0g} + \Delta_{1.0d}] \Rightarrow \Delta_{1.0} = 16,139 + 16,139$$

$$\Rightarrow \Delta_{1.0} = \frac{32,278}{EI} \text{ KN}$$

$$\Delta_{2.0} = [\Delta_{2.0g} + \Delta_{2.0d}] \Rightarrow \Delta_{1.0} = 16,139 + 12,077$$

$$\Rightarrow \Delta_{1.0} = \frac{28,216}{EI} \text{ KN}$$

En remplaçant (*) et (**) dans les équations (1) et (2) ; on obtient :

$$(1) \rightarrow 15,20 M_1 + 3,80 M_2 = - 6 E I. \left[\frac{32,278}{E I} \right]$$

$$(2) \rightarrow 3,80 M_2 + 14,50 M_3 = - 6 E I. \left[\frac{28,216}{E I} \right]$$

Les moments sont :

$$\begin{cases} M_1 = - 10,50 \text{ KN.m} \\ M_2 = - 8,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

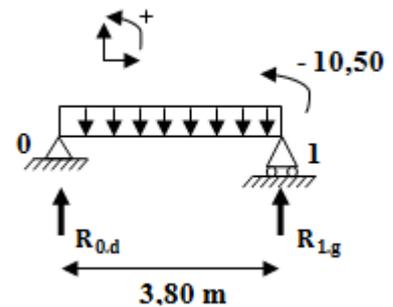
✓ Calcul des réactions :

* Travée (0-1) :

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow -R_{0,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1$$

$$R_{0,d} = \frac{-M_1 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-10,50 + \frac{7,059 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{0,d} = 10,64 \text{ KN}$$



$$\sum M/0 = 0 \rightarrow R_{1,g} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1$$

$$R_{0,d} = \frac{+M_1 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{+10,50 + \frac{7,059 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

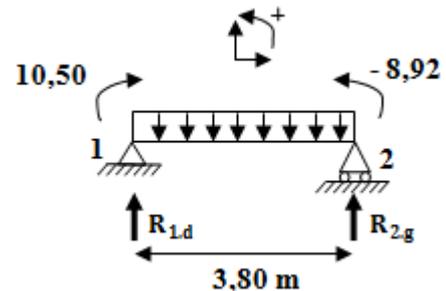
$$\Rightarrow R_{0,d} = 16,20 \text{ KN}$$

* Travée (1-2) :

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow -R_{1,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1 + M_2$$

$$R_{1,d} = \frac{-M_1 + M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-(-10,5) - 8,92 + \frac{7,059 \times 3,80^2}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{1,d} = 13,80 \text{ KN}$$



$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_{2,g} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_1 + M_2$$

$$R_{2,g} = \frac{+M_1 - M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,80} = \frac{-10,5 + 8,92 + \frac{7,0259}{2}}{3,80}$$

$$\Rightarrow R_{2,g} = 13 \text{ KN}$$

* Travée (2-3) :

$$\sum M/3 = 0 \rightarrow -R_{2,d} \cdot L + \frac{q \cdot L^2}{2} - M_2$$

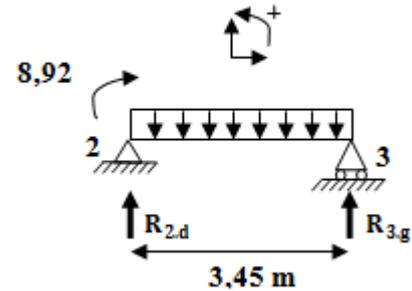
$$R_{2,d} = \frac{-M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,45} = \frac{-(-8,92) + \frac{7,059 \times 3,45^2}{2}}{3,45}$$

$$\Rightarrow R_{2,d} = 14,80 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \rightarrow R_{3,d} \cdot L - \frac{q \cdot L^2}{2} - M_2$$

$$R_{3,g} = \frac{M_2 + \frac{qL^2}{2}}{3,45} = \frac{-12,66 + \frac{10,02 \times 3,45^2}{2}}{3,45}$$

$$\Rightarrow R_{3,g} = 13,61 \text{ KN}$$



✓ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x < 3,80 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q \cdot x^2}{2} + R \cdot x$$

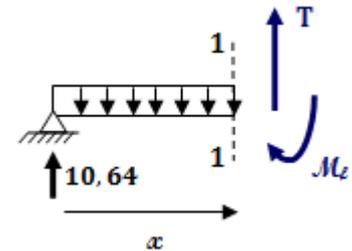
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(3,8) = -10,50 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 10,60 & \text{KN} \\ T(3,8) = -16,22 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q \cdot x + R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{10,60}{7,059} \Rightarrow x = 1,5 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_f(1,5) = M_{\max} = 8,01 \text{ KN.m}$$



Section 2-2 : $0 \leq x < 3,80 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q \cdot x^2}{2} + R \cdot x - 10,50$$

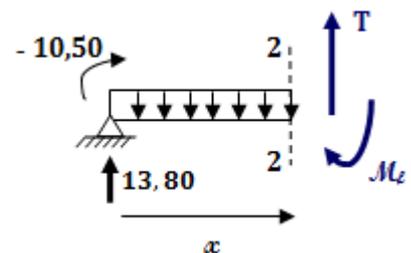
$$\begin{cases} M_f(0) = -10,50 & \text{KN.m} \\ M_f(3,8) = -8,92 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 13,80 & \text{KN} \\ T(3,8) = -13 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = q \cdot x - R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{13,80}{7,059} \Rightarrow x = 1,95 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_f(1,95) = M_{\max} = 3 \text{ KN.m}$$



Section 3-3 : $0 \leq x < 3,45$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q_u \cdot x^2}{2} + R \cdot x - 8,92$$

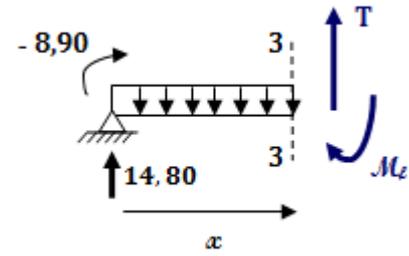
$$\begin{cases} M_f(0) = -8,92 & \text{KN.m} \\ M_f(3,45) = 0 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R$$

$$\begin{cases} T(0) = 14,80 & \text{KN} \\ T(3,45) = -9,60 & \text{KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x + R \Rightarrow x = \frac{R}{q_u} \Rightarrow x = \frac{14,80}{7,059} \Rightarrow x = 2,09 \text{ m}$$

$$\rightarrow M_f(2,09) = M_{\max} = 6,50 \text{ KN.m}$$



✓ Les diagrammes des sollicitations :

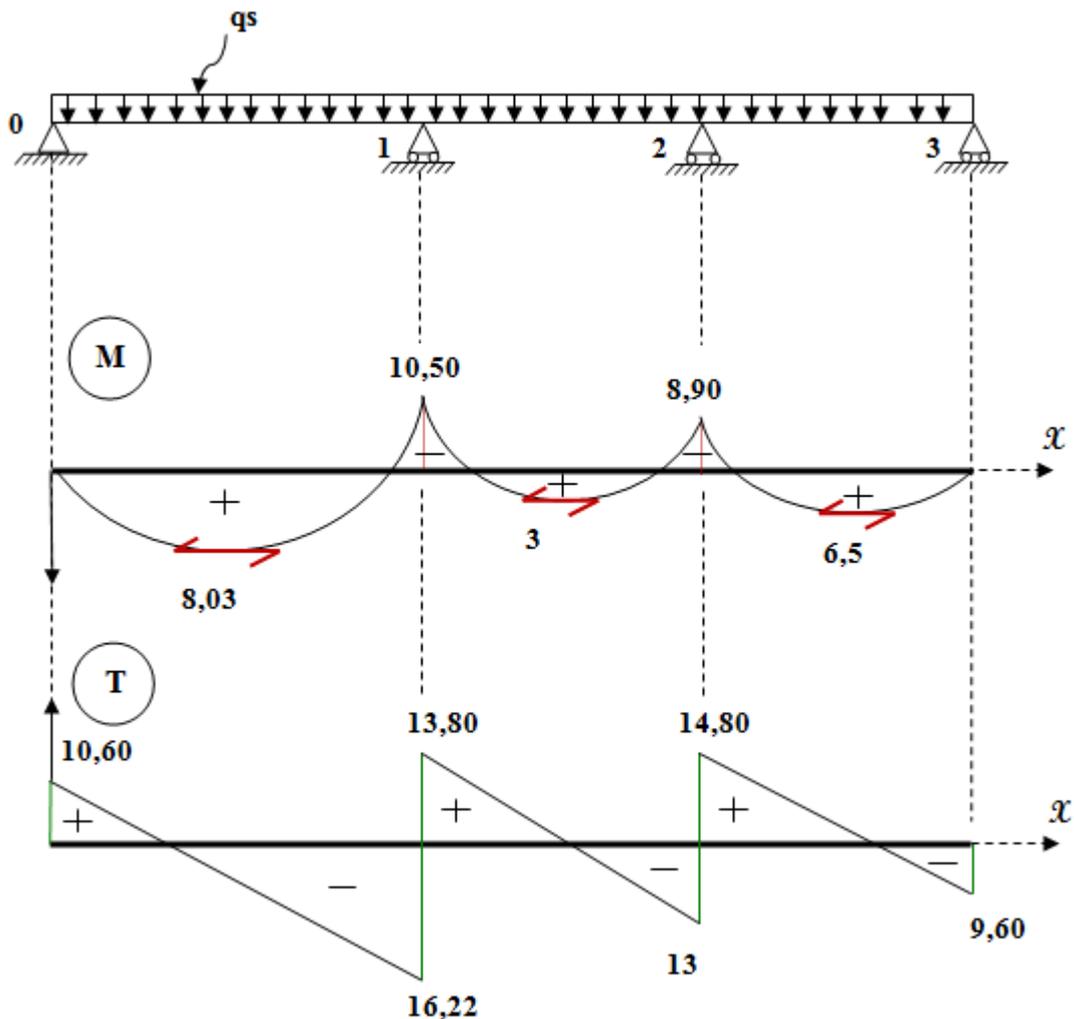


Figure V- 6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

Remarque :

Pour les autres types des poutrelles sont calculée à l'aide de logiciel *SAP 2000 V14*, et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V- 2 : Sollicitations des différents types des poutrelles à l'ELU et l'ELS

Planchers	Type	ELU			ELS		
		M _t [KN.m]	M _{appui} [KN.m]	T [KN]	M _t [KN.m]	M _{appui} [KN.m]	T [KN]
RDC/ /Mezzanine	1	11,37	14,88	22,95	8,01	10,48	16,17
	2	11,35	20,67	25,35	8,00	14,57	17,86
	3	18,53	24,36	29,31	13,06	17,17	20,66
Etage courant	1	7,48	13,63	16,71	5,42	9,87	12,11
	2	8,02	14,53	18,48	5,83	10,56	13,41
	3	11,81	17,08	19,54	12,37	8,55	14,15
Terrasse accessible	1	13,50	19,53	22,34	9,81	14,19	16,23

V-1-2-6- Determination des armatures :

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 3 du plancher RDC.

a- Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul à l'ELU :

*** En travée :**

M_t max = M_u = 18,530 KN.m = 0, 0185 MN.m

M_t = b. h₀. f_{bc}. (d - $\frac{h_0}{2}$)

Avec :

b=0,65 ; b₀ = 0,12 m ; h₀ = 0,05 m ; h = 0,25 m

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9. h = 0,225 \end{cases}$$

→ M_t = 0,65 × 0,05 × 14,17 × (0,225 - $\frac{0,05}{2}$) ⇒ M_t = 0, 092 MN. m

M_u < M_t → La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions (b× h) = (65× 20) cm².

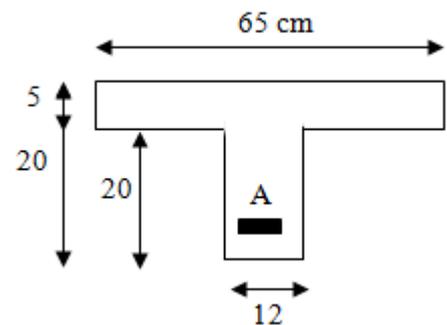


Figure V- 7 : Section de calcul

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{0,0185}{0,65 \times 0,225^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0397$$

$\mu_u = 0,0397 < \mu_R \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{SC} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z.\delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0397}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\rightarrow Z = d.(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,225.(1 - 0,4 \times 0,051) \Rightarrow Z = 0,220 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0185}{0,220 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 2,418 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \min} \geq \text{Max} \left(\frac{b.h}{1000} ; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st \min} \geq \text{Max} \left(\frac{0,65 \times 0,25}{1000} ; 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{st \min} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,766) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2,418 \geq 1,766 \dots CV$$

✓ Le choix des armatures :

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

* En appui :

Ma max = Mu = 24,36 KN.m = 0,02436 MN.m

$$\rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,225 - \frac{0,05}{2}\right) \Rightarrow M_t = 0,092 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions (b×h) = (12×20) cm².

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,02436}{0,65 \times 0,225^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0522$$

$\mu_u = 0,0522 < \mu_R \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{SC} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z.\delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0522}) \Rightarrow \alpha = 0,067$$

$$\rightarrow Z = 0,225.(1 - 0,4 \times 0,067) \Rightarrow Z = 0,219 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

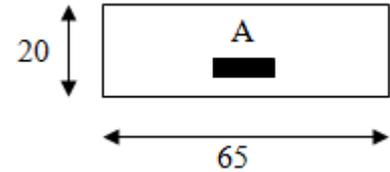


Figure V- 8 : Section de calcul travée



Figure V 9 : Section de calcul appui

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,02436}{0,219 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 3,198 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\rightarrow A_{st \min} \geq \text{Max} \left(\frac{0,65 \times 0,25}{1000} ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{st \min} \geq \text{Max} (1,625 ; 1,766) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3,198 \geq 1,766 \text{ ... CV}$$

✓ **Le choix des armatures :**

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELS :

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

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

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

* En travée :

$$M_u = 18,53 \text{ KN.m} = 0,0185 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 13,06 \text{ KN.m} = 0,0131 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,0185}{0,0131} \Rightarrow \gamma = 1,419$$

Donc :

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,419 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4595$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{Travée}} = 0,0510 \leq 0,4595 \text{ ... CV} \Rightarrow \text{Les Armatures calculées à l'ELU sont maintenues}$$

* En appui :

$$M_u = 24,36 \text{ KN.m} = 0,0244 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 17,17 \text{ KN.m} = 0,0172 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,0244}{0,0172} \Rightarrow \gamma = 1,419$$

Donc :

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,419 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4595$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{Appui}} = 0,0670 \leq 0,4595 \text{ ... CV} \Rightarrow \text{Les Armatures calculées à l'ELU sont maintenues}$$

b- Calcul des armatures transversales :**- Vérification au cisaillement : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 29,31 \text{ KN} = 0,02938 \text{ MN}$$

$$b_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$d = 0,225 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{0,0294}{0,12 \times 0,225} \Rightarrow \tau_u = 1,089 \text{ MPa}$$

✓ Justification du béton : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

On a :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] \text{ MPa} \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \right] \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} (3,33; 5)$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,089 \text{ MPa} < \tau_1 = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \text{CV}$$

- Calcul des armatures : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min} \right) \text{ Avec : } \phi_{L \min} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(0,714; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = \phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements :Les espacements entre les armatures sont calculés suivant le **RPA 99 v 2003 :***** La zone nodale :**

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{l \min}; 30 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min \left(\frac{25}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min (6,25; 14,4; 30) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' = 7 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures pour la zone nodale est de : $L = 2 \cdot h$ *** La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{25}{2} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

✓ **Condition de non fragilité :**

La nuance d'acier utilisée des armatures transversales est de FEe250

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) M Pa \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,50 \times 400}{12 \times 12} = \mathbf{1,389 M Pa} \\ \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) = \max\left(\frac{1,089}{2}; 0,4\right) = \mathbf{0,549 M Pa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \mathbf{1,389 M Pa} \geq \mathbf{0,549 M Pa} \quad \dots CV$$

✓ **Vérification au glissement :**

$$* \text{ En appuis : } V_u - \frac{M_{Au}}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

Avec :

$$V_u = 29,31 \text{ KN}$$

$$M_{Au} = 24,36 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_u - \frac{M_{Au}}{0,9 \cdot d} = 29,31 - \frac{24,36}{0,9 \times 0,225} = \mathbf{-90,986}$$

$$\Rightarrow \mathbf{-90,986} < 0 \quad \dots CV$$

→ Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures d'appuis.

✓ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire : [B.7.5/BAEL91 R99]**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{25}{485} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots CNV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{25}{485} = 0,052 < \frac{1}{10} \times \frac{13,06}{17,17} = 0,0761 \quad \dots CNV$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{4,02}{12 \times 22,5} = 0,015 > \frac{4,02}{400} = 0,01005 \quad \dots CV$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$f \leq f_{\text{admissible}}$$

Avec :

$$f_{\text{admissible}} = \frac{L_{\text{max}}}{500} = \frac{4,85}{500} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = \mathbf{0,0097 m}$$

On a :

$$f = \frac{M_{ts} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ts} = 13,06 \text{ KN.m} \\ L = 4,85 \text{ m} \\ E_i = 32164,20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

$$\rightarrow I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{0,65 \times 0,25^3}{12} + 15 \times 3,08 \cdot 10^{-4} \times \left(\frac{0,25}{2} - (0,1 \times 0,25)\right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 8,926 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3,08 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,225} \Rightarrow \rho = 0,011$$

$$\rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \cdot \left(2 + \frac{3 \times 0,12}{0,65}\right)} \Rightarrow \lambda_i = 7,378$$

$$\rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 347,83 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,789$$

$$\rightarrow I_{fi} = \frac{1,1 \times 8,926 \cdot 10^{-4}}{1 + 7,378 \times 0,789} \Rightarrow I_{fi} = 1,439 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Alors :

$$\rightarrow f = \frac{M_{ts} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \Rightarrow f = \frac{0,01306 \times 4,85^2}{10 \times 32164,20 \times 1,439 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow f = 6,637 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

On obtient :

$$\Rightarrow f = 0,006637 \text{ m} \leq f_{admissible} = 0,0097 \text{ m} \quad \dots CV$$

c- L'ancrage des barres :

- Pour une longueur de scellement droite :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec :

l_s : Longueur de scellement

\emptyset : Coefficient de scellement. $\emptyset = 1,5$ (Armatures HA)

τ_s : Contrainte d'adhérence.

$$\rightarrow \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{ij} \Rightarrow \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_s = 2,835 \text{ M Pa}$$

$$\rightarrow l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \Rightarrow l_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2,835} \Rightarrow l_s = 57 \text{ cm}$$

- L'ancrage :

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta \cdot r$$

$$\theta = 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19 ; l_1 = 10\emptyset ; r = 5,5\emptyset \text{ (HR)}$$

$$\rightarrow l_2 = 57 - 1,87 \times (10 \times 1,6) - 2,19 \times (5,5 \times 1,6) \Rightarrow l_2 = 4,63 \text{ cm}$$

Donc :

$$l = l_2 + r + \frac{\emptyset}{2} \Rightarrow l = 4,63 + (5,5 \times 1,6) + \frac{1,6}{2} \Rightarrow l = 14,20 \text{ cm}$$

On prend : $l = 15 \text{ cm}$

V-1-2-7- Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles :

Tableau V- 3 : Récapitulatif de ferrailage des poutrelles

Niveau	Type	M _{Travée} [KN.m]	M _{Appui} [KN.m]	Armatures [cm ²]						At [cm ²]
				Ast Calculé		Ast Choisit				
				Travée	Appuis	Travée		Appuis		
RDC/ Mezzanine	3	18,53	24,36	2,412	3,198	3,08	2T14	4,02	2T16	φ8
1 ^{er} au 9 ^{eme} étage	1	7,48	13,63	2,368	2,451	3,08	2T14	4,02	2T16	
10 ^{eme} étage	2	8,02	14,53	2,720	2,649	3,08	2T14	4,02	2T16	
Terrasse acc	1	13,50	19,53	2,720	3,796	3,08	2T14	4,02	2T16	

V-1-2- Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, armée par treillis soudés de diamètre 5mm dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

* 20 cm (5/ m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

* 30 cm (3/ m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right. \quad 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} \geq \frac{4.L_1}{f_e} \\ A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \end{array} \right.$$

On a:

$$L_1 = 65 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm}$$

- Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$\rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_1}{f_e} \quad f_e = 500 \text{ M Pa}$$

$$\rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{500} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Pour les armatures parallèles aux nervures (Ar. de répartition)

$$\rightarrow A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0,52}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 5\phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\parallel} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espacement} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TSφ6 (200 × 200)mm²

V-2- Etude du plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On utilisera comme exemple de calcul : La dalle pleine de l'étage courant « Cage d'escaliers ; le hall de distribution ».

V-2-1- Combinaison des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (IV) on a :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,83 \leq 1 \rightarrow \text{Dalle portante dans deux sens} \Rightarrow h = 15 \text{ cm} \dots [\text{Chap. IV-1-3-3}]$$

Calcul de la dalle pleine « Terrasse inaccessible » :

$$\begin{cases} G = 6,77 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

ELU : [1,35 G + 1,5 Q]

ELS : [G + Q]

→ $q_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow q_u = 10,64 \text{ KN/m}^2$

→ $q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7,77 \text{ KN/m}^2$

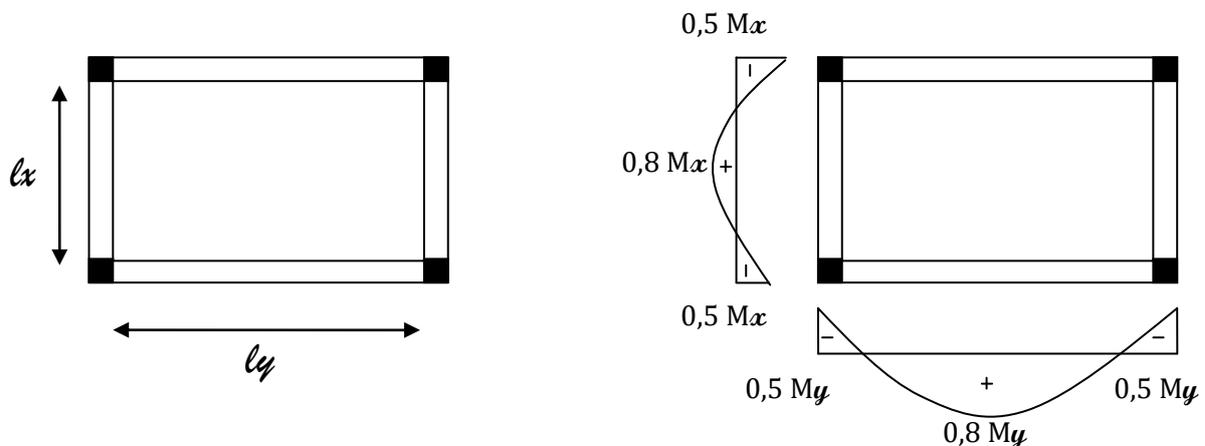


Figure V- 10 : Schéma représentatif de type de panneau dalle pleine et les différents diagrammes des moments fléchissant

V-2-2- Méthodes de calcul :

Pour la détermination des moments fléchissant dans le cas des dalles pleines, on utilise l'une des deux méthodes :

* Méthode BAEL.

* Méthode de Pigeaud.

- On adopte pour **la méthode BAEL**, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot lx^2 & \text{« Sens } l_x \text{ » (Bande parallèle à } l_x \text{)} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{« Sens } l_y \text{ » (Bande parallèle à } l_y \text{)} \\ P_u = [1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q] \times 1 \text{ mL} \\ P_s = [G + Q] \times 1 \text{ mL} \end{cases}$$

$\mu_x ; \mu_y$: Formulaire

V-2-3- Calcul des moments fléchissant :

V-2-3-1- Moments dus aux charges uniformément réparties :

- Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \\ P_{ELU} = 10,64 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot lx^2 \Rightarrow M_x = 0,0528 \times 10,64 \times 4,85^2 \Rightarrow M_x = 13,215 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0,6494 \times 13,215 \Rightarrow M_y = 8,582 \text{ KN.m}$$

- Calcul à l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \\ P_{ELS} = 7,77 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot lx^2 \Rightarrow M_x = 0,0528 \times 7,77 \times 4,85^2 \Rightarrow M_x = 10,893 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0,6494 \times 10,893 \Rightarrow M_y = 7,956 \text{ KN.m}$$

V-2-3-2- Moment total appliqué sur la dalle :

- Pour le sens M_x :

* Calcul à l'ELU :

$$M_{Travée} = 0,80 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 0,80 \times 13,215 \Rightarrow M_t = 10,572 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui} = 0,50 \cdot M_x \Rightarrow M_a = 0,50 \times 13,215 \Rightarrow M_a = 6,601 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions de BAEL :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_d = 0,5 \cdot M_x \Rightarrow M_d = 0,50 \times 13,215 \Rightarrow M_d = 6,601 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3 \cdot M_x \Rightarrow M_g = 0,30 \times 13,215 \Rightarrow M_g = 3,965 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow 10,572 + \frac{3,965+6,601}{2} > 1,25 \times 13,215 \Rightarrow 15,855 \text{ KN.m} < 16,519 \text{ KN.m} \dots \text{CNV}$$

$$M_{Travée} = 0,85 \cdot M_x \Rightarrow M_t = 0,85 \times 13,215 \Rightarrow M_t = 11,233 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 11,233 + \frac{3,965+6,601}{2} > 1,25 \times 13,215 \Rightarrow 16,516 \text{ KN.m} > 16,519 \text{ KN.m} \dots \text{CNV}$$

Donc :

$$M_{Travée} = 0,90.M_x \Rightarrow M_t = 0,90 \times 13,215 \Rightarrow M_t = 11,894 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 11,894 + \frac{3,965+6,601}{2} > 1,25 \times 13,215 \Rightarrow 17,176 \text{ KN.m} > 16,519 \text{ KN.m} \dots CV$$

*** Calcul à l'ELS :**

$$M_{Travée} = 0,80.M_x \Rightarrow M_t = 0,80 \times 10,893 \Rightarrow M_t = 8,714 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appui} = 0,50.M_x \Rightarrow M_a = 0,30 \times 10,893 \Rightarrow M_a = 5,447 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des conditions de BAEL :**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25.M_x$$

$$\begin{cases} M_d = 0,5.M_x \Rightarrow M_d = 0,50 \times 10,893 \Rightarrow M_d = 5,447 \text{ KN.m} \\ M_g = 0,3.M_x \Rightarrow M_g = 0,30 \times 10,893 \Rightarrow M_g = 3,268 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow 8,714 + \frac{3,268+5,447}{2} > 1,25 \times 10,893 \Rightarrow 13,072 \text{ KN.m} > 13,616 \text{ KN.m} \dots CNV$$

$$M_{Travée} = 0,85.M_x \Rightarrow M_t = 0,85 \times 10,893 \Rightarrow M_t = 9,259 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 9,259 + \frac{3,268+5,447}{2} > 1,25 \times 10,893 \Rightarrow 13,616 \text{ KN.m} > 13,616 \text{ KN.m} \dots CNV$$

Donc :

$$M_t = 0,90.M_x \Rightarrow M_t = 0,90 \times 10,893 \Rightarrow M_t = 9,804 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 9,804 + \frac{3,268+5,447}{2} > 1,25 \times 10,893 \Rightarrow 14,162 \text{ KN.m} > 13,616 \text{ KN.m} \dots CV$$

Remarque :

Pour les moments maximums au sens « Y » on effectue les mêmes étapes de calculs à l'ELU et l'ELS.

Tableau V- 5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{travée} [KN.m]	11,894	7,724	9,804	7,161
M_{appui} [KN.m]	6,601	4,291	5,447	3,978

V-2-4- Calcul des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.
 ... [BAEL 91/A.7.2, 2].

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prend : $\phi 10$

V-2-4-1- Suivant X-X :**- En travée :***** Calcul à l'ELU :**

$$M_t = M_u = 11,894 \text{ KN.m} = 0,011894 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1ml)} \quad ; \quad h = 0,15 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,011894}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,046$$

$$\mu_u = 0,046 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) \Rightarrow \alpha = 0,059$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,059) \Rightarrow Z = 0,103 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,011894}{0,103 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 3,312 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3,312 \geq 1,63 \quad \dots \text{ CV}$$

✓ Le choix des armatures :

$$\text{On adopte un ferrailage de : } A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

*** Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 4,52 \cdot (13,5 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 433,19 \Rightarrow x = 3,65 \text{ cm}$$

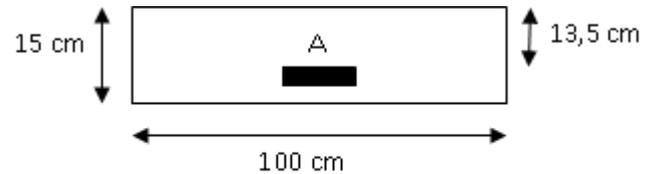


Figure V- 11 : Section de calcul en travée

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2 \Rightarrow I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,00774 \times 0,0365}{0,8199 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 3,445 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,(d-x)}}{I} = 15 \times \frac{0,00774 \times (0,135 - 0,0365)}{0,8199 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 139,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 4,78 \text{ MPa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 139,48 \text{ MPa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :

*** Calcul à l'ELU :**

$$M_a = M_u = 6,601 \text{ KN.m} = 0,0066 \text{ MN.m}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1m)} \quad ; \quad h = 0,15 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0066}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,026$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) \Rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,033) \Rightarrow Z = 0,117 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0066}{0,117 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 1,622 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,622 \geq 1,63 \dots CV$$

✓ **Le choix des armatures :**

$$\text{On adopte un ferrailage de : } A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

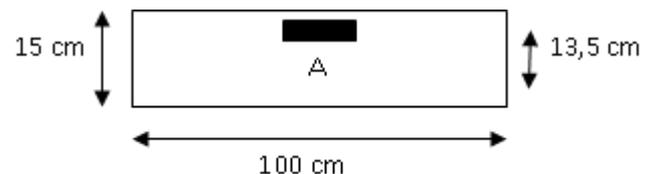


Figure V- 12 : Section de calcul en appui

- Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 3,14 \cdot (13,5 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 359,71 \\ &\Rightarrow x = 3,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{3,13^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2 \Rightarrow I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,00427 \times 0,0313}{0,6087 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 2,20 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,x} \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,00427 \times (0,135 - 0,0313)}{0,6087 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 109,12 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 2,20 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 109,12 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

V-2-4-2- Suivant Y-Y :

Remarque :

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X ; pour cela nous avons regroupé les calculs dans cette partie dans le tableau ci-après qui donne les différents résultats de ferrailage de la dalle pleine dans les deux sens.

V-2-4-3- Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} \Rightarrow C_x = 15 \text{ mm} \\ C_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \Rightarrow C_y = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

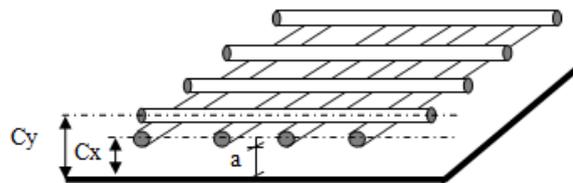


Figure V- 13 : Enrobage

Tableau V- 6 : Résultats de ferrailage pour la dalle pleine

Armatures [cm ² /ml]							
Suivant X-X				Suivant Y-Y			
Ast Calculé		Ast Choisit		Ast Calculé		Ast Choisit	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
3,31	1,62	4T12	4T10	1,67	1,09	4T10	4T10
Espacement = 25 cm							

V-3- Etude des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Le balcon est soumis à :

- **G** : Une charge permanente G (poids propre)
- **Q** : Une charge d'exploitation Q.
- **P** : Charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs)

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

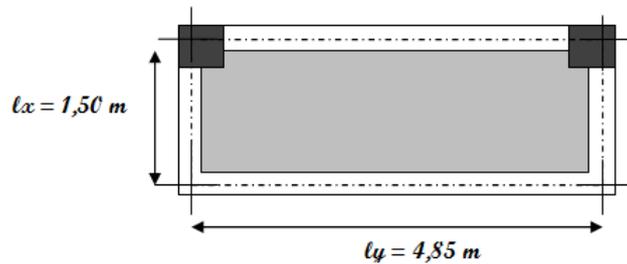


Figure V- 14 : Balcon le plus défavorable

V-3-1- Vérification si la dalle est portante dans un seul ou deux sens :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{4,85} = 0,31 \leq 0,4 \rightarrow \text{Dalle portante dans un seul sens}$$

$$\Rightarrow h = \frac{1,50}{30} = 5 \text{ cm} \Rightarrow h = h_{min} = 15 \text{ cm}$$

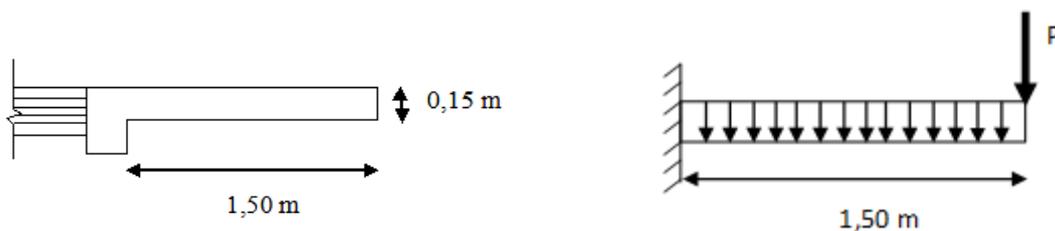


Figure V - 15 : Coupe du balcon et schéma statique

V-3-2- Combinaison des charges :

On a :

- Charge permanente : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charge due au poids du mur : $G_m = 1,95 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 1m de largeur :

$\rightarrow G = 5,11 \times 1 \Rightarrow G = 5,11 \text{ KN/ml}$

$\rightarrow Q = 3,50 \times 1 \Rightarrow Q = 3,50 \text{ KN/ml}$

$\rightarrow P = 1,95 \times h$

$h = 1,20 \text{ m}$; la hauteur de mur

$e = 10 \text{ cm}$; épaisseur de mur

$\Rightarrow P = 2,34 \text{ KN/ml}$

- L'ELU :

$Q_u = 1,35.G + 1,5.Q \Rightarrow Q_u = 12,149 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35.P \Rightarrow p_u = 3,159 \text{ KN/ml}$

- L'ELS :

$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 8,610 \text{ KN/ml}$

$P_s = P \Rightarrow p_s = 2,340 \text{ KN/ml}$

V-3-3- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

- Calcul à l'ELU:

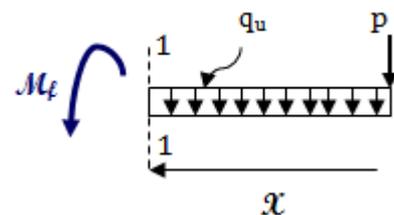
Section 1-1 : $0 \leq x < 1,50 \text{ m}$

$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q_u \cdot x^2}{2} - P_u \cdot x$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(1,5) = -18,406 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$\rightarrow T(x) = -q_u \cdot x - P_u$

$$\begin{cases} T(0) = -3,159 & \text{KN} \\ T(1,5) = -21,383 & \text{KN} \end{cases}$$



- Calcul à l'ELS :

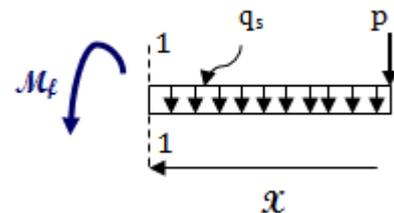
Section 1-1 : $0 \leq x < 1,50 \text{ m}$

$\rightarrow M_f(x) = -\frac{q_s \cdot x^2}{2} - P_s \cdot x$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(1,5) = -13,196 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$\rightarrow T(x) = -q_s \cdot x - P_s$

$$\begin{cases} T(0) = -2,340 & \text{KN} \\ T(1,5) = -15,255 & \text{KN} \end{cases}$$



V-3-4- Détermination des armatures :

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

V-3-4-1- Calcul des armatures longitudinales :**- Calcul à l'ELU :**

$$M_u = M \text{ max} = 18,406 \text{ KN.m} = 0,018406 \text{ MN.m}$$

$$b=1 \text{ ml} ; h = 0,15 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,018406}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0713$$

$$\mu_u = 0,0828 < \mu_R \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_R}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0828}) \Rightarrow \alpha = 0,0926$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0926) \Rightarrow Z = 0,130 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,021383}{0,135 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 4,07 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{st \text{ min}} = 1,630 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots CV$$

✓ **Condition de RPA 93 V2003 :**

$$\rightarrow A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h) \text{ Dans toute la section}$$

$$\Rightarrow A_{st \text{ min}} = 0,5\% (1 \times 0,15) \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

D'où

$$\Rightarrow A_{st \text{ choisit}} = 4,10 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2 \dots CNV$$

$$\text{Donc on augmente la section : } A_{st} = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st \text{ adopté}}}{4}$$

$$\rightarrow A_r = \frac{7,92}{4} \Rightarrow A_r = 1,98 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 3,14 \cdot (13,5 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 578,60 \\ &\Rightarrow x = 4,60 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{3,14^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 4,60)^2 \Rightarrow I = 6402,41 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,00427 \times 0,0460}{0,6402 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 3,07 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,0013196 \times (0,135 - 0,0313)}{6402,41 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 87,72 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 3,07 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 87,72 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

✓ **Calcul de l'enrobage : ... [BAEL 91/ A.7.1]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$

$$C = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + \frac{10}{2} \Rightarrow C = 15 \text{ mm}$$

La hauteur utile :

$$d = h - C = 15 - 1,5 \Rightarrow C = 13,5 \text{ cm}$$

✓ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{1,60} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,094 > 0,0625 \dots CV$$

$$A_{st} \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 7,92 \leq \frac{4,02 \times 100 \times 13,5}{400} \Rightarrow 7,92 < 13,56 \dots CV$$

\Rightarrow **Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaires de calculer la flèche**

V-3-4-2- Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = [1,35. G + 1,5. Q] \times L + 1,35. P$$

$$T_u^{\max} = [(1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 2,5)] \times 1,60 + 1,35 \times 2,34 \Rightarrow T_u^{\max} = 20,20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{0,02020}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05. f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable) ...[B.6.7, 2/BAEL91 R99]}$$

Alors :

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Il n'ya pas de reprise de bétonage}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

V-3-5- Calcul du contre poids :

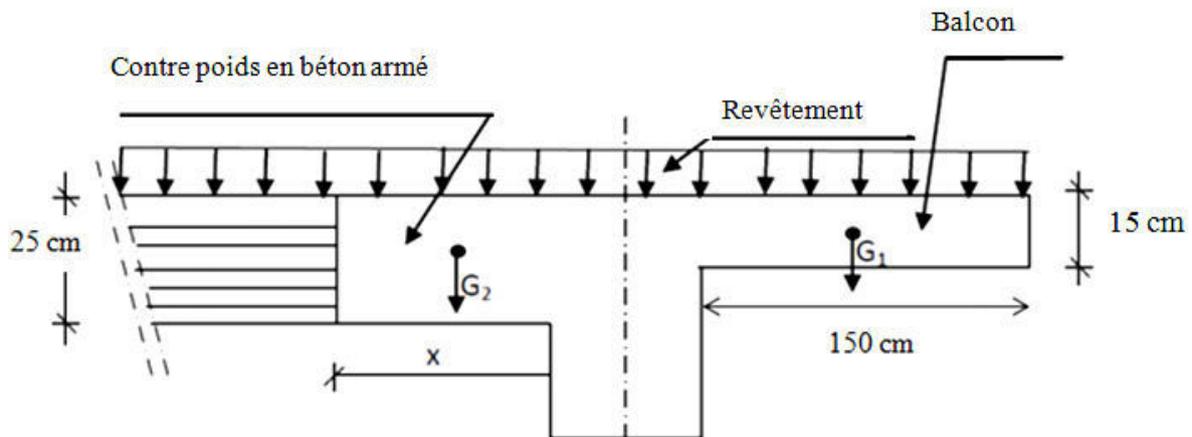


Figure V-16 : Schéma de balcon avec contre poids

✓ Poids du balcon (épaisseur = 15 cm) :

$$G_1 = 0,15 \times 1,50 \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 5,625 \text{ KN}$$

✓ Poids du contrebalancement (épaisseur = 25 cm) :

$$G_2 = 0,25 \times (X) \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 6,25. X \text{ KN}$$

$$G_2 = 60\% G_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_1 = 6,25. X \Rightarrow 6,25. X = 0,6 \times 5,625 \\ X = 0,54 \text{ m} \end{array} \right.$$

Chapitre VI

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments suivants :

- Les escaliers
- L'ascenseur
- L'acrotère

VI-1- Etude d'escaliers :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment, les composantes d'escalier présenté dans la (**Figure VI-1**), il est soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes et équipements).

Ces différentes charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on, doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

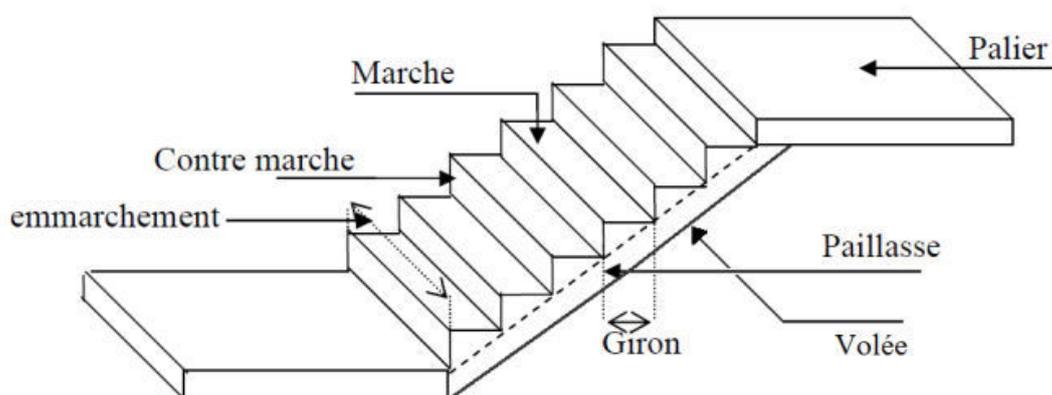


Figure VI-1 : Schéma d'un escalier

VI-1-1- Pré-dimensionnement des escaliers :

Model 1 : Cage d'escalier RDC/ E.C

Model 2 : Cage d'escalier RDC/ Mezzanine

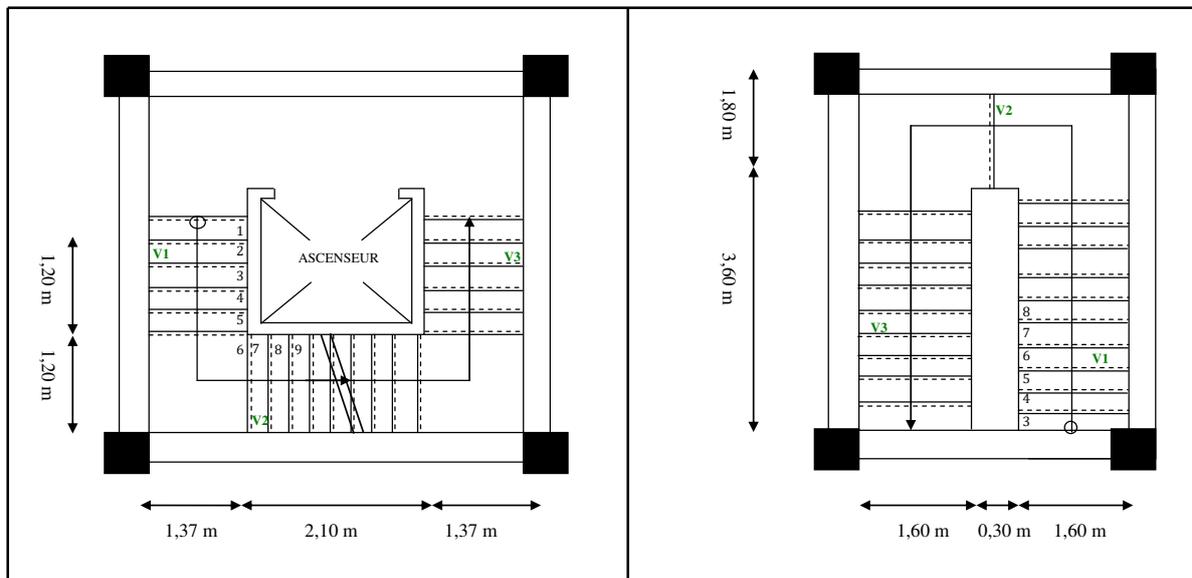


Figure VI- 2 : Vue en plan des différents model d'escaliers

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certain facteur :

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL :

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

Avec :

- La limite inférieure 59 cm ; correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure correspond à des locaux publics.
- **La marche** : Est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : Est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : Est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : Est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires
- **L'embranchement (E)** : Représente la largeur de la marche
- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : Représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

VI-1-1-1 - Pré-dimensionnement d'escalier « model 1 » :

a- Pour le RDC :

✓ **Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :**

Avec une hauteur d'étage de 4,08 m ; la hauteur des marche est :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow n = 24 \text{ Contre marches} \\ \Rightarrow n' = n - 1 = 23 \text{ Marches} \end{array} \right.$$

Les 24 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- Volée 1-2 et 3 : $\left\{ \begin{array}{l} n = 8 \text{ contre marches} \\ n' = 7 \text{ marches} \end{array} \right.$

Formule de BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots CV$$

Nous allons étudier les trois paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

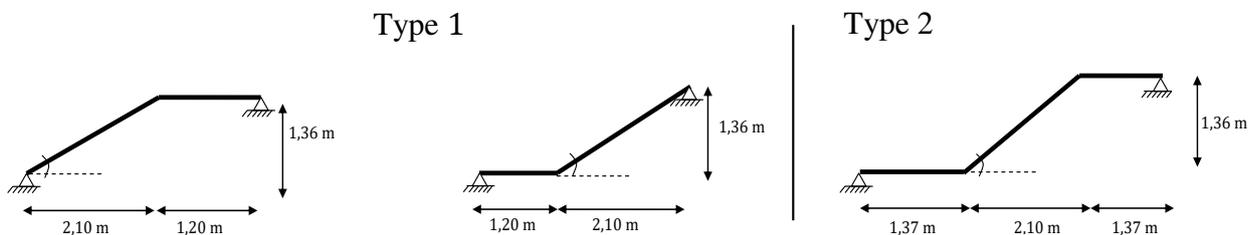


Figure VI- 3 : Schémas statiques d'escalier model 1 « RDC »

- Etude du type 1 :

✓ **L'embranchement « E » :**

$$E \leq L' \text{argeur du palier} \Rightarrow E = l_{\text{palier}} = 1,20 \text{ m}$$

✓ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg } \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

✓ **La longueur de la paillasse :**

$$L_p = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} \Rightarrow L_p = 2,50 \text{ m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq E_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{250}{30} \leq E_p \leq \frac{250}{20} \Rightarrow 8,33 \leq E_p \leq 12,50 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

✓ L'épaisseur du palier :

$$\frac{l_p}{20} \leq E_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{120}{20} \leq E_p \leq \frac{120}{15} \Rightarrow 6 \leq E_p \leq 8 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{palier}} = 15 \text{ cm}$

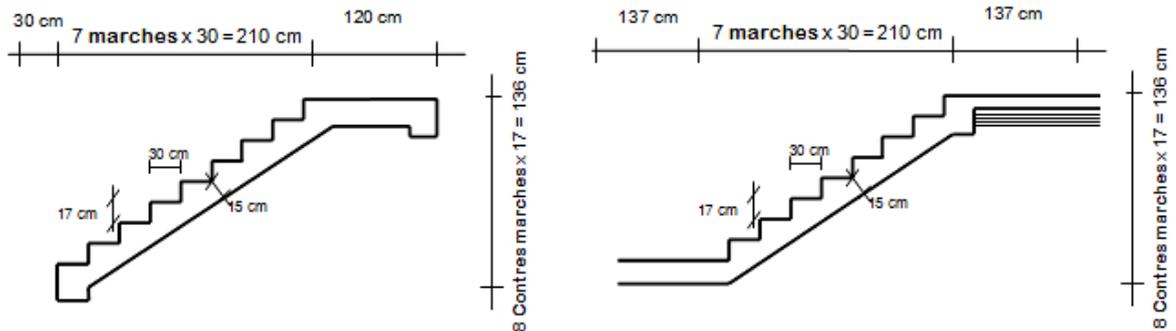


Figure VI- 4 : Coupe escaliers model 1 RDC, type 1

- Etude du type 2 :

✓ L'embranchement « E » :

$$E \leq L'argeur \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,37 \text{ m}$$

✓ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg } \frac{136}{210} \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

✓ La longueur de la paillasse :

$$L_p = \sqrt{2,10^2 + 1,36^2} \Rightarrow L_p = 2,50 \text{ m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq E_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{250}{30} \leq E_p \leq \frac{250}{20}$$

On prend : $E_{p_{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

✓ L'épaisseur du palier :

$$\frac{l_p}{20} \leq E_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{137}{20} \leq E_p \leq \frac{137}{15}$$

On prend : $E_{p_{palier}} = 15 \text{ cm}$

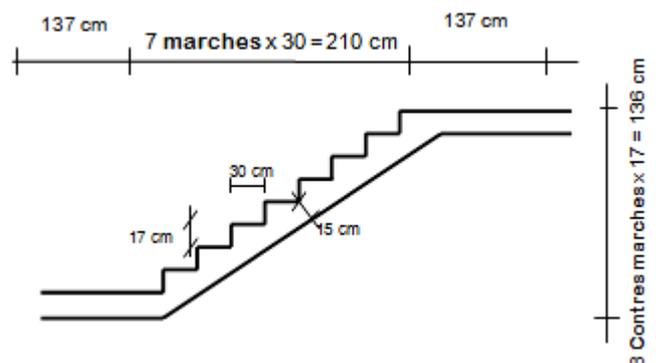


Figure VI- 5 : Coupe escaliers model 1RDC, type 2

b- Pour l'étage courant :✓ **Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :**

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m ; la hauteur des marche est :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$\begin{cases} \Rightarrow n = 18 \text{ Contre marches} \\ \Rightarrow n' = n - 1 = 17 \text{ Marches} \end{cases}$$

Les 24 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- Volée 1 et 3 : $\begin{cases} n = 5 \text{ contre marches} \\ n' = 4 \text{ marches} \end{cases}$
- Volée 2 : $\begin{cases} n = 8 \text{ contre marches} \\ n' = 7 \text{ marches} \end{cases}$

Formule de BLONDEL :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots CV$$

Nous allons étudier les trois paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

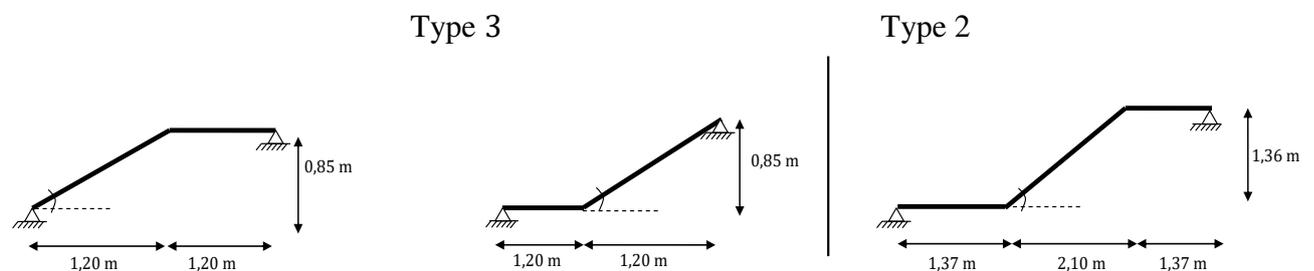


Figure VI- 6 : Schémas statiques d'escalier model 1 « EC »

- Etude du type 3 :✓ **L'embranchement « E » :**

$$E \leq L'argeur \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,20 \text{ m}$$

✓ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg } \frac{85}{120} \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

✓ **La longueur de la paillasse :**

$$L_p = \sqrt{2,10^2 + 0,85^2} \Rightarrow L_p = 2,27 \text{ m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l_p}{30} \leq E_p \leq \frac{l_p}{20} \Rightarrow \frac{227}{30} \leq E_p \leq \frac{227}{20} \Rightarrow 7,56 \leq E_p \leq 11,35 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

✓ L'épaisseur du palier :

$$\frac{l_p}{20} \leq E_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{120}{20} \leq E_p \leq \frac{120}{15} \Rightarrow 6 \leq E_p \leq 8 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{palier}} = 15 \text{ cm}$

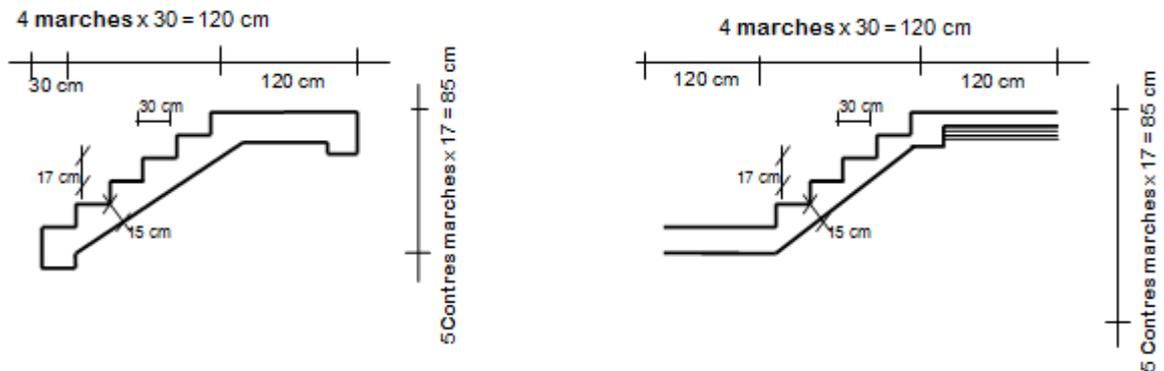


Figure VI- 7 : Coupe escaliers model 1 EC, type 3

VI-1-1-2 - Pré-dimensionnement d'escalier « model 2 » :

✓ Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :

Avec une hauteur d'étage de 4,08 m ; la hauteur des marche est :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

$$\begin{cases} \Rightarrow n = 24 \text{ Contre marches} \\ \Rightarrow n' = n - 1 = 23 \text{ Marches} \end{cases}$$

Les 24 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- Volée 1' : $\begin{cases} n = 13 \text{ contre marches} \\ n' = 12 \text{ marches} \end{cases}$
- Volée 2' : $\begin{cases} n = 10 \text{ contre marches} \\ n' = 9 \text{ marches} \end{cases}$
- Volée 3' : $\begin{cases} n = 1 \text{ marches} \end{cases}$

Formule de BLONDEL :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots CV$$

Nous allons étudier les trois paillasse comme représenté dans les schémas suivants :

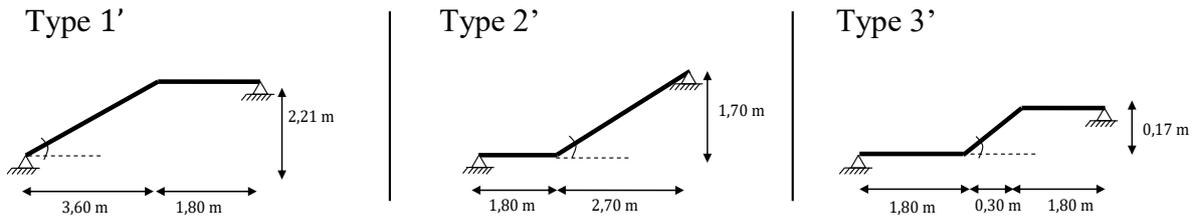


Figure VI- 8 : Schémas statiques d'escalier model 2

- Etude du type 1' :

✓ L'embranchement « E » :

$$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,80 \text{ m}$$

✓ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg } \frac{221}{360} \Rightarrow \alpha = 31,55^\circ$$

✓ La longueur de la paillasse :

$$L_p = \sqrt{3,60^2 + 2,21^2} \Rightarrow L_p = 4,08 \text{ m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq E_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{408}{30} \leq E_p \leq \frac{408}{20} \Rightarrow 13,6 \leq E_p \leq 20,4 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

✓ L'épaisseur du palier :

$$\frac{l_p}{20} \leq E_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{180}{20} \leq E_p \leq \frac{180}{15} \Rightarrow 9 \leq E_p \leq 12 \text{ cm}$$

On prend : $E_{p_{palier}} = 15 \text{ cm}$

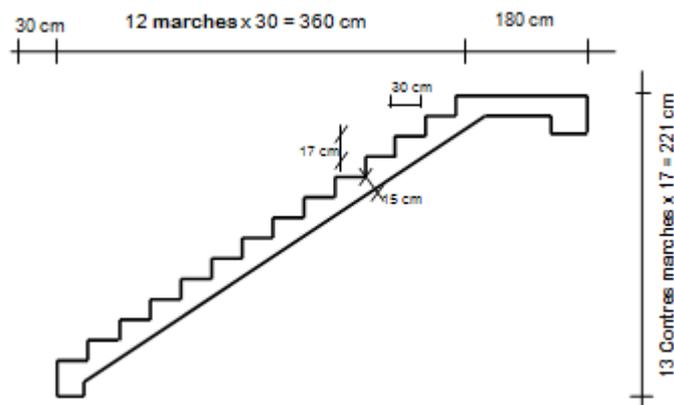


Figure VI- 9 : Coupe escaliers model 2, type 1'

- Etude du type 2' :

✓ L'embranchement « E » :

$$E \leq L'argeur \text{ du palier} \Rightarrow E = L_{palier} = 1,80 \text{ m}$$

✓ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arctg } \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,20^\circ$$

✓ La longueur de la paillasse :

$$L_p = \sqrt{1,70^2 + 2,70^2} \Rightarrow L_p = 3,19 \text{ m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L_p}{30} \leq E_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{319}{30} \leq E_p \leq \frac{319}{20} \Rightarrow 10,63 \leq E_p \leq 15,95 \text{ cm}$$

On prend : $E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$

✓ L'épaisseur du palier :

$$\frac{l_p}{20} \leq E_p \leq \frac{l_p}{15} \Rightarrow \frac{180}{20} \leq E_p \leq \frac{180}{15} \Rightarrow 9 \leq E_p \leq 12 \text{ cm}$$

On prend : $E_{pPalier} = 15 \text{ cm}$

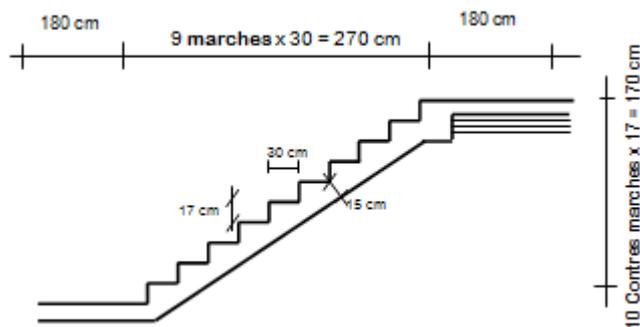


Figure VI- 11 : Coupe escaliers model 2, type 2'

- Etude du type 3' :

$$E_{pPalier} = E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$$

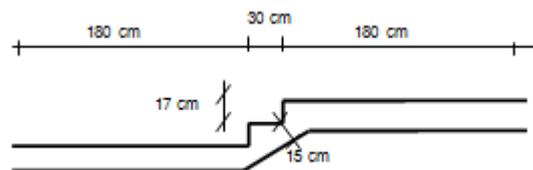


Figure VI- 10 : Coupe escaliers model 2, type 3'

VI-1-2- Descente de charges :

- Paillasse :

Tableau VI- 1 : Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasses

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G_i [KN/m ²]
1. Carrelage horizontal	20	0,02	0,40
2. Mortier horizontal	20	0,02	0,40
3. Lit de sable	18	0,02	0,36
4. Carrelage contre marche	20x (0,17/0,3)	0,02	0,23
5. Mortier vertical	20x (0,17/0,3)	0,02	0,23
6. Marche en BA	25x (0,17/2)	-	2,13
7. Poids propre du paillasse BA	25	0,15 / $\cos \alpha$	4,31
8. Enduit sous volée	18	0,02/ $\cos \alpha$	0,41

G	8,47 KN/m ²
Q	2,5 KN/m ²

- Palier :

Tableau VI - 2 : Evaluation des charges et des surcharges pour les paliers

	ρ [KN/m ³]	Epaisseur [m]	G_i [KN/m ²]
1. Carrelage	20	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20	0,02	0,40
3. Lit de sable	18	0,02	0,36
4. Poids propre du palier	25	0,15	3,75
5. Enduit sous palier	18	0,02	0,36

G	5,27 KN/m ²
Q	2,5 KN/m ²

VI-1-3- Combinaison de charges :

Tableau VI- 3 : Combinaison des charges des différents types d'escaliers

	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	ELU [KN/m] $q_u = [1,35G + 1,5Q].1 \text{ ml}$	ELS [KN/m] $q_s = [G + Q].1 \text{ ml}$
Paillasse	8,47	2,5	15,18	10,97
Palier	5,27	2,5	10,87	7,77

VI-1-4- Détermination des sollicitations :

Pour la détermination de ces sollicitations, on utilisera :

- **Exemple de calcul :** Le model 1, « type 1 » niveau étage courant

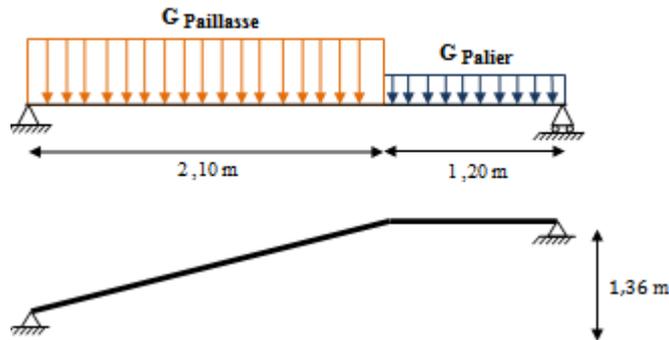


Figure VI- 12 : Schéma statique d'exemple de calcul

- Calcul à l'état limite ultime ELU :

$$Q_u \text{ Paillasse} = 15,18 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u \text{ Palier} = 10,87 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des réactions :**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (Q_u \text{ Paillasse} \times 2,10) + (Q_u \text{ Palier} \times 1,20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44,929 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,20^2}{2} \times Q_u \text{ Palier} + 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,20\right) \times Q_u \text{ Paillasse}}{(2,10 + 1,20)} \right] = \left[\frac{\frac{1,20^2}{2} \times 10,87 + 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,20\right) \times 15,18}{3,30} \right]$$

$$\Rightarrow R_A = 24,11 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} =$$

$$0 \rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{2,10^2}{2} \times Q_u \text{ Paillasse} + 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,10\right) \times Q_u \text{ Palier}}{(2,10 + 1,20)} \right] = \left[\frac{\frac{2,10^2}{2} \times 15,18 + 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,10\right) \times 10,87}{3,30} \right]$$

$$\Rightarrow R_B = 20,82 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 24,11 + 20,82 = 44,929 \text{ KN} \dots CV$$

✓ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

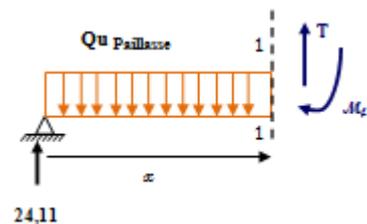
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_u \text{ Paillasse} \cdot x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(2,1) = 17,16 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -Q_u \text{ Paillasse} \cdot x + R_A$$

$$\begin{cases} T(0) = 24,11 & \text{KN} \end{cases}$$



$$T(2,1) = -7,7 \quad \text{KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_u \text{ Palier} \cdot x^2}{2} + R_B \cdot x$$

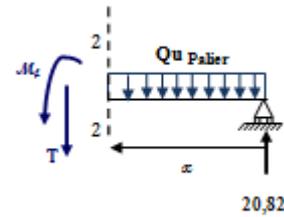
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(2,1) = 17,82 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = Q_u \text{ Palier} \cdot x - R_B$$

$$\begin{cases} T(0) = 20,82 & \text{KN} \\ T(1,2) = -7,96 & \text{KN} \end{cases}$$

$$T(x) = -Q_u \text{ Paillasse} \cdot x + R_A \Rightarrow x = \frac{R_A}{Q_u \text{ Paillasse}} = \frac{24,11}{15,18} \Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_f(1,58) = M_{\max} = 19,15 \text{ KN.m}$$



- Calcul à l'état limite ultime ELS :

$$Q_s \text{ Paillasse} = 10,97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s \text{ Palier} = 7,77 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des réactions :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (Q_s \text{ Paillasse} \times 2,10) + (Q_s \text{ Palier} \times 1,20)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 32,36 \text{ KN}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{1,20^2}{2} \times Q_u \text{ Palier} + 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,20\right) \times Q_u \text{ Paillasse}}{(2,10 + 1,20)} \right] = \left[\frac{\frac{1,20^2}{2} \times 7,77 + 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 1,20\right) \times 10,97}{3,30} \right]$$

$$\Rightarrow R_A = 17,40 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B = \left[\frac{\frac{2,10^2}{2} \times Q_u \text{ Paillasse} + 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,10\right) \times Q_u \text{ Palier}}{(2,10 + 1,20)} \right] = \left[\frac{\frac{2,10^2}{2} \times 11,17 + 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,10\right) \times 7,77}{3,30} \right]$$

$$\Rightarrow R_B = 14,96 \text{ KN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 17,40 + 14,96 = 32,36 \text{ KN} \dots CV$$

✓ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

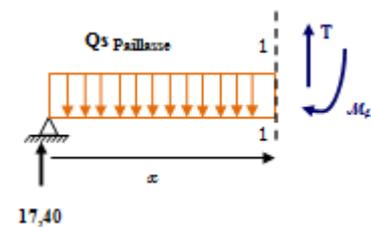
Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_s \text{ Paillasse} \cdot x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(2,1) = 12,35 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = -Q_s \text{ Paillasse} \cdot x + R_A$$

$$\begin{cases} T(0) = 17,40 & \text{KN} \\ T(2,1) = -5,64 & \text{KN} \end{cases}$$



Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$\rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_s \text{ Palier} \cdot x^2}{2} + R_B \cdot x$$

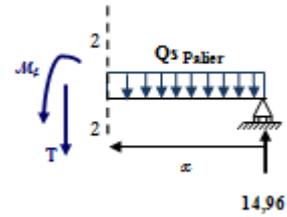
$$\begin{cases} M_f(0) = 0 & \text{KN.m} \\ M_f(2,1) = 12,35 & \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\rightarrow T(x) = Q_s \text{ Palier} \cdot x - R_B$$

$$\begin{cases} T(0) = -14,96 & \text{KN} \\ T(1,2) = -1,80 & \text{KN} \end{cases}$$

$$T(x) = Q_u \text{ Paillasse} \cdot x - R_A \Rightarrow x = \frac{R_A}{Q_u \text{ Paillasse}} = \frac{17,40}{10,97} \Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_f(1,58) = M_{\max} = 13,80 \text{ KN.m}$$



- Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

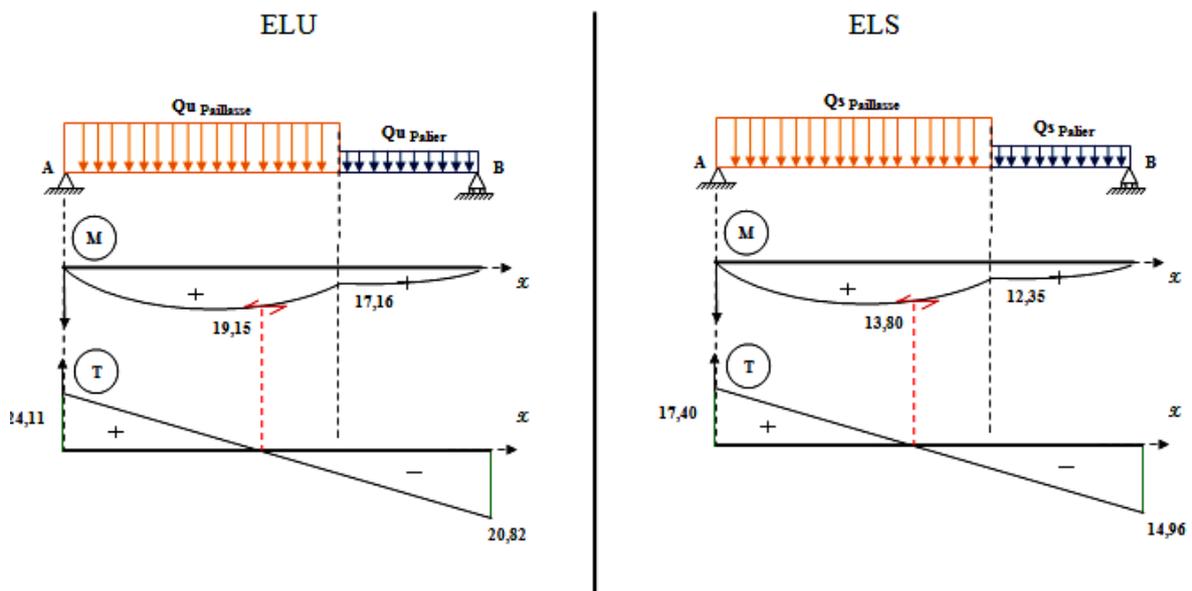


Figure VI- 13 : Diagrammes de M et T à l'ELU et l'ELS

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.5 respectivement.

$$\begin{cases} M_{\text{Appuis}} = -0,50 M_{\max} \\ M_{\text{Travée}} = 0,85 M_{\max} \end{cases}$$

Pour les autres types d'escalier sont calculée à l'aide de logiciel *SAP 2000 V14*, et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau VI- 4 : Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS

Escalier	Type	M_{\max}^U [KN.m]	M_{\max}^S [KN.m]	ELU			ELS		
				M_t [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]	M_t [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]
Model 1	1	19,15	13,80	16,28	9,58	24,11	11,73	6,90	17,40
	2	40,52	29,20	34,44	20,26	30,88	24,82	14,16	22,20
	3	9,58	6,91	8,143	4,79	17,67	5,87	3,46	12,75
Model 2	1'	54,08	39,05	45,97	27,04	41,68	33,19	19,53	30,12
	2'	36,32	26,21	22,28	18,16	34,17	22,28	13,11	24,68
	3'	22,10	15,84	18,79	11,05	21,96	13,46	7,92	15,76

VI-1-5- Détermination des armatures :

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul du type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 2 ; model 1.

On considère l'escalier comme une poutre soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- Calcul à l'ELU :

- Armatures longitudinales :

* En travée :

$$M_{t \max}^u = 34,44 \text{ KN.m} = 0,03444 \text{ MN.m}$$

$$b=1 \text{ ml} ; h = 0,15 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,03444}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,133$$

$$\mu_u = 0,14 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,133}) \Rightarrow \alpha = 0,180$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,180) \Rightarrow Z = 0,125 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,03444}{0,125 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 8,03 \geq 1,63 \text{ ... CV}$$

✓ Le choix des armatures :

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

*** En appui :**

$$M_{a \max}^u = 20,26 \text{ KN.m} = 0,02026 \text{ MN.m}$$

$$b=1 \text{ ml} ; h=0,15 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,02026}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,08$$

$$\mu_u = 0,07 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}) \Rightarrow \alpha = 0,100$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,10) \Rightarrow Z = 0,130 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,02055}{0,130 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 4,73 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,73 \geq 1,63 \text{ ... CV}$$

✓ Le choix des armatures :

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st \text{ adopté}}}{4} \Rightarrow \begin{cases} A_{r \text{ Travée}} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r \text{ Travée}} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{r \text{ Appuis}} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{r \text{ Appuis}} = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

- Vérification à l'ELS :

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

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

*** En travée :**

$$M_{t \max}^u = 34,44 \text{ KN.m} = 0,03444 \text{ MN.m}$$

$$M_{t \max}^s = 24,82 \text{ KN.m} = 0,02026 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,03444}{0,02482} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0,440}$$

$\Rightarrow \alpha_{\text{Travée}} = \mathbf{0,180} \leq \mathbf{0,440} \dots CV \Rightarrow$ Les Armatures calculées à l'ELU sont maintenues

*** En appui :**

$$M_{a \max}^u = 20,26 \text{ KN.m} = 0,02055 \text{ MN.m}$$

$$M_{a \max}^s = 14,16 \text{ KN.m} = 0,01523 \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,02026}{0,01416} \Rightarrow \gamma = 1,43$$

Donc :

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0,465}$$

$\Rightarrow \alpha_{\text{Appui}} = \mathbf{0,100} \leq \mathbf{0,465} \dots CV \Rightarrow$ Les Armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad \dots [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1, 1}]$$

Avec :

$$T_u = 30,88 \text{ KN} = 0,03088 \text{ MN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{0,03088}{1 \times 0,135} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0,228 \text{ MPa}}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \mathbf{25 \text{ MPa}} \quad \dots [\text{C.B.A.93 / Art B 6.7.2}]$$

$$\Rightarrow \tau_u = \mathbf{0,228 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}} \quad \dots CV$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire : ...[B.7.5/BAEL91 R99]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{450} = 0,03 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{15}{450} = 0,03 < \frac{1}{10} \times \frac{24,82}{14,16} = 1,75 \quad \dots CV$$

$$\frac{A_{st \text{ Appui}}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_{st \text{ Appui}}}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 < \frac{4,02}{400} = 0,0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau VI- 5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des escaliers

Model	Armatures long [cm ² /ml]				Armatures de répartition [cm ² /ml]			
	Travée		Appui		Travée		Appui	
	A _{st} calculée	A _{st} choisit	A _{st} calculée	A _{st} choisit	A _{st} calculée	A _{st} choisit	A _{st} calculée	A _{st} choisit
1	8,25	6T14	4,86	5T12	2,31	4T10	1,41	3T8
2	10,83	6T16	6,12	6T12	3,02	4T10	1,69	2T12

VI-1-6- Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos.

Elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 ou BAEL 91 modifié 99 et vérifier considérant le RPA 99 V2003.

V1-1-6-1- Pré-dimensionnement de la poutre brisée :

D'après le BAEL 91 modifié 99:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad L = 4,85 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \\ 32,33 \leq h \leq 48,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ On prend : **h = 35 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{5} \leq b \leq \frac{35}{2} \\ 7 \leq b \leq 17,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

→ Selon le RPA 99, on prend le minimum : b = 30 cm

✓Vérification des conditions RPA 99 v2003 : ... [RPA 99/Art .7.4.1]

b ≥ 30 → 30 ≥ 30 ... CV

h ≥ 30 → 35 ≥ 30 ... CV

Hauteur/ Largeur ≤ 4 → 1,17 ≤ 4 ... CV

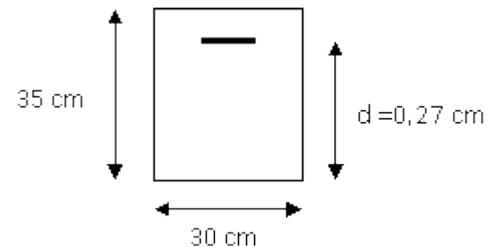


Figure VI- 14 : Section de calcul

VI-1-6-2- Evaluation des charges :

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charge permanente :

- Une charge horizontale
- Une charge inclinée

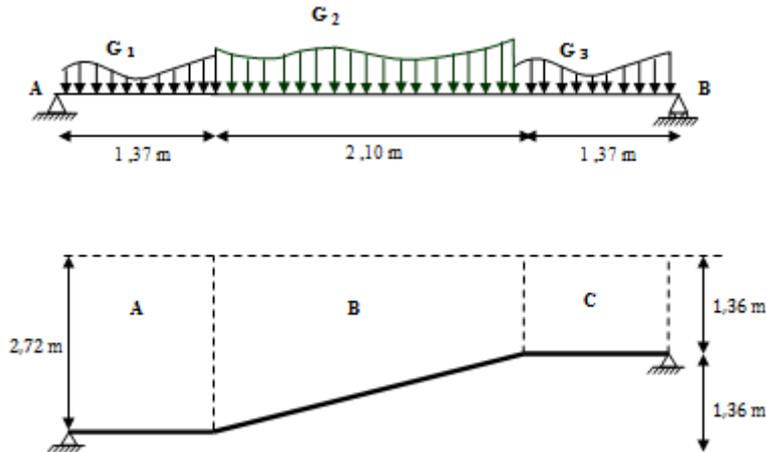


Figure VI- 15 : Schéma statique de la poutre brisée

- Calcul du poids propre de la poutre palière :

* La partie « A, C » :

$$g_P = b \times h \times 25 = 0,35 \times 0,30 \times 25 \Rightarrow g_{P,A,C} = 2,625 \text{ KN}$$

* La partie « B » :

$$g_P = b \times h \times 25 / \cos \alpha = 0,35 \times 0,30 \times 25 / \cos(32,92) \Rightarrow g_{P,C} = 3,127 \text{ KN}$$

- Calcul du poids propre de voile :

* La partie « A » :

$$g_{Voile} = E_p \times h \times 25 = 0,15 \times 2,72 \times 25 \Rightarrow g_{Voile} = 10,20 \text{ KN}$$

* La partie « B » :

$$g_{Voile} = E_p \times h \times 25 = 0,15 \times 2,72 \times 25 \Rightarrow g_{Voile} = 10,20 \text{ KN}$$

* La partie « C » :

$$g_{Voile} = E_p \times h \times 25 = 0,15 \times 1,36 \times 25 \Rightarrow g_{Voile} = 5,10 \text{ KN}$$

- Calcul de chargement du aux réactions des escaliers :

$$T_A^u = \frac{R_A^u}{L} = \frac{30,89}{\frac{4,85}{2}} \Rightarrow T_A^u = 12,74 \text{ KN}$$

$$T_A^s = \frac{R_A^s}{L} = \frac{22,21}{\frac{4,85}{2}} \Rightarrow T_A^s = 9,15 \text{ KN}$$

Puisque la poutre est symétrique :

$$\begin{cases} T_B^u = T_A^u = 12,74 \text{ KN} \\ T_B^s = T_A^s = 9,15 \text{ KN} \end{cases}$$

- Combinaison fondamentales :

✓ L'ELU :

* La partie « A » :

$$Q_A^u = 1,35.G + T_A^u = 1,35[2,625 + 10,2] + 12,74 \Rightarrow Q_A^u = 30,05 \text{ N}$$

* La partie « B » :

$$Q_B^u = 1,35.G + T_B^u = 1,35[3,127 + 10,20] \Rightarrow Q_B^u = 17,99 \text{ KN}$$

* La partie « C » :

$$Q_C^u = 1,35.G + T_C^u = 1,35[2,625 + 5,1] + 12,74 \Rightarrow Q_C^u = 23,17 \text{ KN}$$

✓ L'ELS :

* La partie « A » :

$$Q_A^s = G + T_A^s = [2,625 + 10,2] + 9,15 \Rightarrow Q_A^s = 21,98 \text{ KN}$$

* La partie « B » :

$$Q_B^s = 1,35.G + T_B^s = [3,127 + 10,20] \Rightarrow Q_B^s = 13,33 \text{ KN}$$

* La partie « C » :

$$Q_C^s = 1,35.G + T_C^s = [2,625 + 5,1] + 9,15 \Rightarrow Q_C^s = 16,88 \text{ KN}$$

- Moments fléchissant et efforts tranchants :**Remarque :**

Afin de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants de la poutre brisée on utilise le SAP 2000 V14 ; on obtient les résultats suivants :

Tableau VI- 6 : Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS

M_{\max}^u [KN.m]	M_{\max}^s [KN.m]	ELU			ELS		
		M_t [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]	M_t [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]
61,08	44,98	51,92	30,54	58,86	38,23	22,49	43,22

VI-1-6-3- Détermination des armatures :**a- Calcul des armatures longitudinales :****- Calcul à l'ELU :***** En travée :**

$$M_{t \max}^u = 51,92 \text{ KN.m} = 0,05192 \text{ MN.m}$$

Avec :

$$b=0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,315 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,05192}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,123$$

$\mu_u = 0,123 < \mu_R \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{SC} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123}) \Rightarrow \alpha = 0,165$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \cdot (1 - 0,4 \times 0,165) \Rightarrow Z = 0,294 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,05192}{0,294 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 5,07 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 5,07 \geq 1,14 \text{ ... CV}$$

✓ **Condition de RPA 93 V2003 :**

$\rightarrow A_{st \min} = 0,5\% (b \times h)$ Dans toute la section

$$\Rightarrow A_{st \min} = 0,5\% (0,35 \times 0,30) \Rightarrow A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

D'où

$$\Rightarrow A_{st \text{ choisit}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ ... CV}$$

✓ **Le choix des armatures :**

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 15 \cdot x^2 - 15 \times 5,65 \cdot (31,5 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409,097$$

$$\Rightarrow x = 10,81 \text{ cm}$$

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \cdot \frac{10,81^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (31,5 - 10,81)^2 \Rightarrow I = 78386,6 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,03823 \times 0,1081}{7,83866 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 5,28 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,(d-x)}}{I} = 15 \times \frac{0,03823 \times (0,315 - 0,1081)}{7,83866 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 151,53 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta_{st}} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta_{st}} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 5,28 \text{ M Pa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 151,53 \text{ M Pa} < \overline{\delta_{st}} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

* En appui :

$$M_{a \max}^u = 30,54 \text{ KN.m} = 0,03054 \text{ MN.m}$$

Avec :

$$b=0,30 \text{ m} ; h = 0,35 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,315 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,03054}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,072$$

$$\mu_u = 0,123 < \mu_R \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) \Rightarrow \alpha = 0,093$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \cdot (1 - 0,4 \times 0,093) \Rightarrow Z = 0,303 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,03054}{0,303 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 2,89 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2,89 \geq 1,14 \dots CV$$

✓ **Condition de RPA 93 V2003 :**

→ $A_{st\ min} = 0,5\%(b \times h)$ Dans toute la section

$$\Rightarrow A_{st\ min} = 0,5\%(0,30 \times 0,35) \Rightarrow A_{st\ min} = 5,25\ cm^2$$

D'où

$$\Rightarrow A_{st\ choisit} = 5,65\ cm^2 > A_{st\ min} = 5,25\ cm^2 \dots CV$$

✓ **Le choix des armatures :**

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 5T12 = 5,65\ cm^2 / ml$

- Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

On effectue les mêmes étapes que la vérification en travée

ELS est vérifiée ⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{485} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0,0722 > 0,0625 \dots CV$$

$$A_{st} \leq \frac{4,2.b.d}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 7,95 \leq \frac{4,02 \times 30 \times 31,5}{400} \Rightarrow 5,65 < 9,49 \dots CV$$

⇒ Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaires de calculer la flèche

b- Calcul des armatures transversales :**- Vérification au cisaillement : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Avec :

$$T_u = 56,86\ KN = 0,05886\ MN$$

$$b = 0,30\ m$$

$$d = 0,315\ m$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{0,05886}{0,3 \times 0,315} \Rightarrow \tau_u = 0,622\ MPa$$

✓ **Justification du béton : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]**

On a :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] MPa \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \right] \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} (3,33; 5)$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,622\ MPa < \tau_1 = 3,33\ MPa \dots CV$$

- Calcul des armatures : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L \min}\right) \text{ Avec : } \phi_{L \min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \text{ cm}$$

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

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont calculés suivant le **RPA 99 v 2003** :

*** La zone nodale :**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{l \min}; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow S' = 7 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures pour la zone nodale est de : $L = 2 \cdot h$

*** La zone courante :**

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S = 32 \text{ cm}$$

✓ Condition de non fragilité :

La nuance d'acier utilisée des armatures transversales est de FEE250

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} = \frac{1,01 \times 400}{30 \times 12} = 1,22 \text{ MPa} \\ \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) = \max\left(\frac{0,622}{2}; 0,4\right) = 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow 1,22 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots CV$$

✓ Vérification au glissement :

$$* \text{ En appuis : } V_u - \frac{M_{Au}}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

Avec :

$$V_u = 58,86 \text{ KN}$$

$$M_{Au} = 30,54 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_u - \frac{M_{Au}}{0,9 \cdot d} = 58,86 - \frac{30,54}{0,9 \times 0,315} = -48,86$$

$$\Rightarrow -48,86 < 0 \dots CV$$

→ Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures d'appuis.

VI-2- L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (Le moteur électrique, le contre poids, les câbles).

L'ascenseur sera étudié selon les normes élaborées par le comité européen de normalisation (NFP).

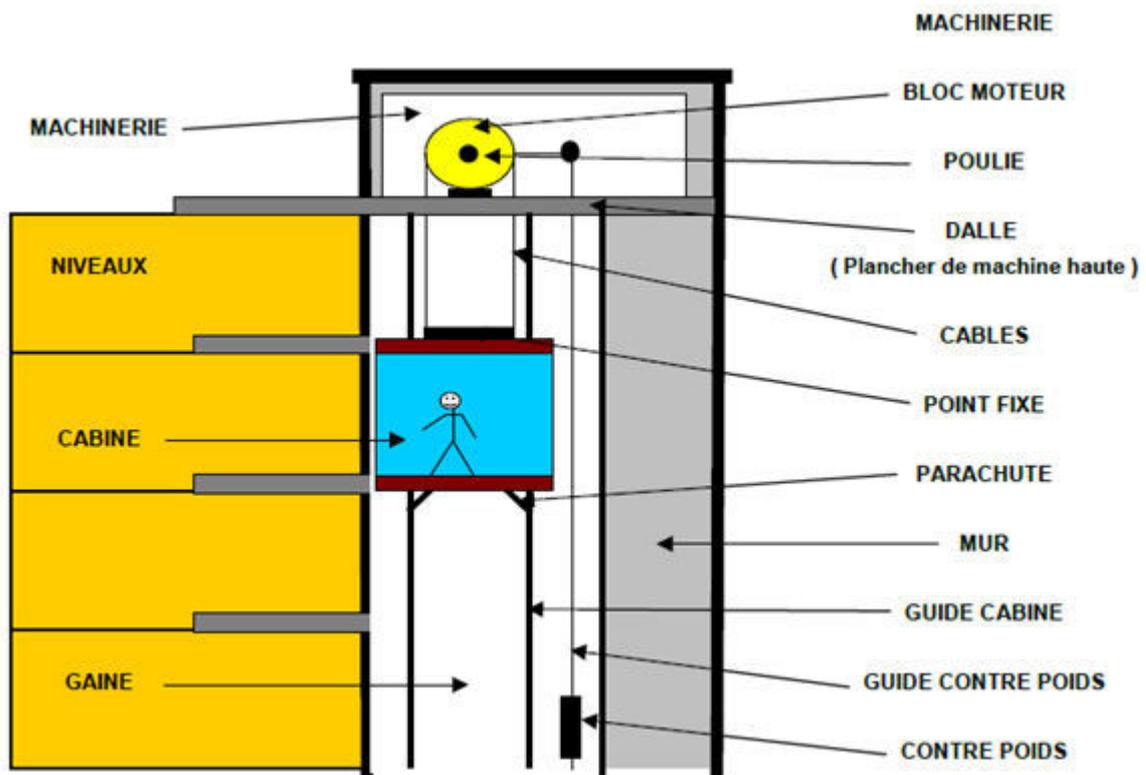


Figure VI- 16 : Coupe d'une installation ascenseur

VI-2-1- Choix de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on va utiliser la nouvelle technologie des ascenseurs présentée par l'ensemble GT vision Lift MRT.

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

Le choix a été porté d'après la norme NF-P82-201 sur un ascenseur de charge nominale de :

- Capacité : $675 \text{ Kg} = 6,75 \text{ KN}$
- Nombre maximal de personnes : 08 Personnes
- Surface utile : $2,34 \text{ m}^2$

Les dimensions de l'ascenseur sont les suivantes : ... [NFP 82-22]

- Largeur : 1,30 m
- Profondeur : 1,80 m
- Hauteur : 2,2 m
- Largeur de passage libre : 0,80 m
- Hauteur de passage libre : 2,00 m
- Hauteur de course : 37,74 m
- Treuil de haut + moteur : 1200 Kg

VI-2-2- Etude de l'ascenseur :

VI-2-2-1- Evaluation des charges :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

$$P_m = \sum P_i = P_{Cabine} + P_{Planchers} + P_{Toit} + P_{Arcade} + P_{Accessoires} + P_{Poulies} + P_{Mouflage}$$

- P_p : le poids de contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

- Q : La charge en cabine

Alors :

$$P_m = \sum P_i \Rightarrow P_m = 24 \text{ KN}$$

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 24 + \frac{6,75}{2} \Rightarrow P_p = 27,375 \text{ KN}$$

a- Calcul de la charge de rupture :

Selon [NFP-82-202], la valeur minimale du coef. de sécurité C_s est de 10 et le rapport ; D/d
Avec :

D : diamètre de la poulie

d : diamètre du câble est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

On prend :

$$\frac{D}{d} = 45 \rightarrow \begin{cases} D = 550 \text{ mm} \\ d = 12,22 \text{ mm} \end{cases}$$

Sachant que :

$$C_r = C_s \times M \dots (1)$$

Avec :

C_r : Coefficient de sécurité du câble

C_s : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble

M : Charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q \times P_m \times M_g \dots (2)$$

Avec :

M_g : Poids du câble

On néglige M_g devant $(Q+P_m) \rightarrow (M_g \ll Q+P_m) \rightarrow M = Q + P \dots (3)$

En remplaçant (3) dans (1) :

$$C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (6,75 + 24) \Rightarrow C_r = 369 \text{ KN}$$

$$C_r = \frac{369}{0,85} \Rightarrow C_r = 434,12 \text{ KN}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ Cable})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage

n : Nombre des câbles

Pour un câble de $d=12,22$ mm et $m = 3$ on a : $C_r = C_{r(1 \text{ Cable})} = 81,52 \text{ KN}$

$$n = \frac{C_r}{m \times C_{r(1 \text{ Cable})}} = \frac{434,12}{3 \times 81,52} \Rightarrow n = 1,78$$

On prend : $n = 2$ Câbles

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b- Calcul de la charge de rupture M_g :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble $\rightarrow m = 0,0512 \text{ KN/m}$

n : Nombre de câble $\rightarrow n = 2$

L : Longueur du câble $\rightarrow L = 37,74 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,00512 \times 2 \times 37,74 \Rightarrow M_g = 0,386 \text{ KN}$$

c- Vérification de C_r :

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage par 0,85.

$$C_r = C_{r(1 \text{ Cable})} \times m \times n \times 0,85 = 81,51 \times 3 \times 2 \times 0,85 \Rightarrow C_r = 415,707 \text{ KN}$$

Alors :

$$(2) \rightarrow M = Q \times P_m \times M_g = 6,75 \times 24 \times 0,386 \Rightarrow M = 31,136 \text{ KN}$$

Ainsi :

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{415,707}{31,136} \Rightarrow C_r = 13,351 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow C_r = 13,351 \text{ KN} > 12 \dots CV$$

d- Calcul de la charge permanente totale G :

$$G = P_m + P_p + \overline{P_{Treuil}} + M_g$$

Avec :

- Le poids de (treuil+le moteur) et de : $P_{Treuil} = 12 \text{ KN}$

$$G = P_m + P_p + \overline{P_{Treuil}} + M_g = 24 + 27,375 + 12 + 0,386 \Rightarrow G = 63,761 \text{ KN}$$

e- Calcul de la charge permanente totale Q :

- La surcharge : $Q = 6,75 \text{ KN}$

f- Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} Q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 63,761 + 1,5 \times 6,75 \Rightarrow Q_u = 96,202 \text{ KN} \\ Q_s = G + Q = 63,761 + 6,75 \Rightarrow Q_s = 70,511 \text{ KN} \end{cases}$$

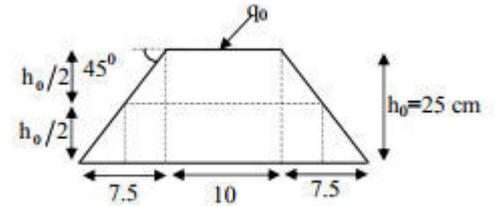
VI-2-2-2- Vérification de la dalle en poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de la charge Q_u

- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25 \text{ cm}$

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui



$$q_0 = \frac{Q_u}{4} = \frac{96,202}{4} \Rightarrow q_0 = 24,051 \text{ KN}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{1,80} = 0,72 \Rightarrow 0,4 < \frac{l_x}{l_y} = 0,72 \leq 1 \rightarrow \text{Dalle portante dans deux sens}$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} = 3,25 \text{ cm}$$

E.N.A (L'entreprise nationale des ascenseurs) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est 25 cm

On prend : $h_0 = 25 \text{ cm}$

- La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

Supposons qu'on a un revêtement souple, donc $h_r = 5 \text{ cm}$

- Calcul de μ_c :

$$\mu_c = 2 \times (U \times V)$$

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 1,5 \cdot h_r \rightarrow U = 80 + 25 + 1,5 \times 5 \Rightarrow U = 115 \\ V = a_0 + h_0 + 1,5 \cdot h_r \rightarrow V = 80 + 25 + 1,5 \times 5 \Rightarrow V = 115 \end{cases}$$

Alors :

$$\mu_c = 2 \times (U \times V) = 2 \cdot (115 \times 115) \Rightarrow \mu_c = 26450 \text{ cm}$$

$$0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 264,50 \times 0,25 \times \frac{25000}{1,5} = 49593,75 \text{ KN}$$

$\Rightarrow q_0 = 24,051 \text{ KN} < 49593,75 \text{ KN} \dots CV \rightarrow$ La dalle résiste au poinçonnement

VI-2-3- Etude de la dalle pleine de la salle machine :

VI-2-3-1- Evaluation des moments sous charges concentrées :

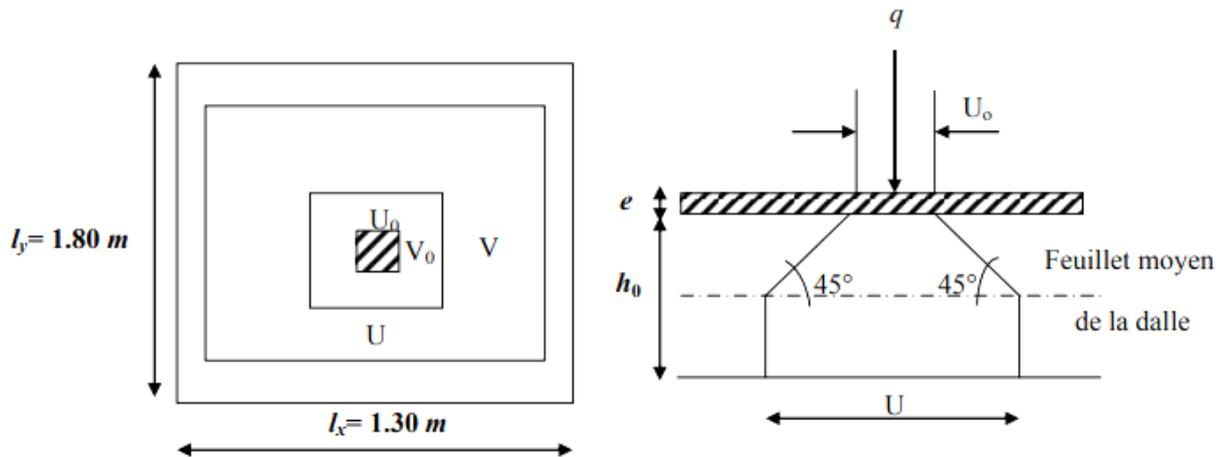


Figure VI- 17 : Diffusion des charges dans le feuillet moyen

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Sachant que :

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + v. M_2). P \\ M_y = (v. M_1 + M_2). P \end{cases}$$

M_x et M_y : Coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0,72$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{115}{130} = 0,884$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{115}{180} = 0,638$$

De l'abaque 5 on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0,073 \\ M_2 = 0,049 \end{cases}$$

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 90 KN.

✓ Les combinaison de charges pour le système de levage :

- L'ELU :

$$P_u = 1,35. G + 1,5. Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 \Rightarrow P_u = 121,50 \text{ KN}$$

- L'ELS:

$$P_u = G + Q = 90 + 0 \Rightarrow P_s = 90 \text{ KN}$$

✓ Moments dus au système de levage :

- L'ELU : ($v = 0$)

$$M_{x1} = (M_1 + v.M_2).P_u = (0,073 + 0) \times 121,5 \Rightarrow M_{x1} = 8,870 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (v.M_1 + M_2).P_u = (0 + 0,049) \times 121,5 \Rightarrow M_{y1} = 5,954 \text{ KN.m}$$

- L'ELS : ($v = 0,2$)

$$M_{y1} = (v.M_1 + M_2).P_s = (0,073 + 0,2 \times 0,049) \times 90 \Rightarrow M_{x1} = 7,452 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (v.M_1 + M_2).P_s = (0,2 \times 0,073 + 0,049) \times 90 \Rightarrow M_{y1} = 5,724 \text{ KN.m}$$

VI-2-3-2- Evaluation des moments sous charges réparties du poids propres :

Au centre de la dalle pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \\ P_u = [1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q] \times 1 \text{ mL} \\ P_s = [G + Q] \times 1 \text{ mL} \end{cases}$$

$\mu_x ; \mu_y$: Formulaire

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{180} = 0,72$$

On a :

$$P = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$\rightarrow G = \gamma_{\text{Béton}} \times h_0 + G_{\text{Revetement}}$$

$$\rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{Revetement}} = 0,02 \times 20 + 0,03 \times 18 = 0,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G = 11,21 \text{ KN/m}^2$$

- L'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \\ P_{ELU} = 11,15 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0658 \times 11,15 \times 1,30^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,40 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0,4624 \times 1,240 \Rightarrow M_{y2} = 0,573 \text{ KN.m}$$

- L'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \\ P_{ELS} = 8,15 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0719 \times 8,15 \times 1,30^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,990 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0,6063 \times 1,240 \Rightarrow M_{y2} = 0,600 \text{ KN.m}$$

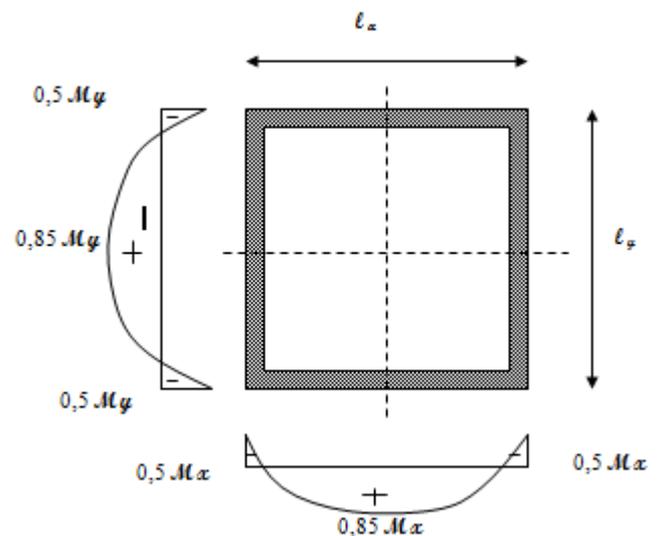


Figure VI- 18 : Panneau de la dalle de la salle machine

VI-2-3-3- Superposition des moments agissant au centre du panneau :

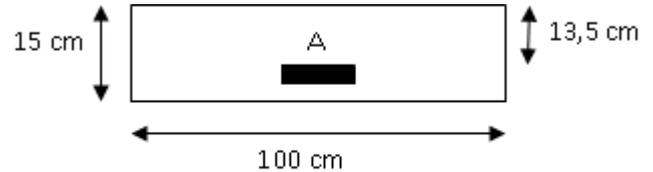
- L'ELU :

$$M_x^u = M_{x1} + M_{x2} = 8,870 + 1,240 \Rightarrow M_x^u =$$

$$\mathbf{10,110\ KN.m}$$

$$M_y^u = M_{y1} + M_{y2} = 5,954 + 0,573 \Rightarrow M_y^u =$$

$$\mathbf{= 6,527\ KN.m}$$



- L'ELS :

$$M_x^s = M_{x1} + M_{x2} = 7,452 + 0,99 \Rightarrow M_x^s = \mathbf{8,442\ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1} + M_{y2} = 5,954 + 0,573 \Rightarrow M_y^s = \mathbf{6,324\ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.5 respectivement.

$$\begin{cases} M_{\text{Appuis}} = -0,50 M_{\text{max}} \\ M_{\text{Travée}} = 0,85 M_{\text{max}} \end{cases}$$

Tableau VI- 7 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{travée} [KN.m]	8,594	7,176	5,548	5,375
M_{appui} [KN.m]	5,055	4,221	3,263	3,162

VI-2-3-4- Calcul des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

... [A.7.2, 2 BAEL 91].

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{25}{10} = \mathbf{25\ mm}$$

a- Suivant X-X :

- En travée :

*** Calcul à l'ELU :**

$$M_t = M_{tu} = 8,594\ \text{KN.m} = 0,008594\ \text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1\ \text{ml (on Calcule pour 1ml)} \quad ; \quad h = 0,15\ \text{m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,008594}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,033$$

$\mu_u = 0,033 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{SC} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha = 0,042$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \times 0,033) \Rightarrow Z = 0,133 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,008594}{0,133 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 1,858 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,858 < 2,61 \dots \text{CNV}$$

✓ **Le choix des armatures :**

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 3,14 \cdot (22,5 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 462,41 \Rightarrow x = 4,16 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{4,16^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (22,5 - 4,16)^2 \Rightarrow I = 18242 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I} = \frac{0,007176 \times 0,0416}{1,8282 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 1,636 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_S \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,007176 \times (0,225 - 0,0416)}{1,8242 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 108,218 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta_{st}} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 1,636 \text{ M Pa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 108,218 \text{ M Pa} < \overline{\delta_{st}} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :

* Calcul à l'ELU :

$$M_a = M_{a u} = 5,055 \text{ KN.m} = 0,005055 \text{ MN.m}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1m)} ; h = 0,15 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,005055}{1 \times 0,225^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0029$$

$$\mu_u = 0,0029 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0029}) \Rightarrow \alpha = 0,0036$$

$$\rightarrow Z = 0,225 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0036) \Rightarrow Z = 0,225 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,005055}{0,225 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 0,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,65 < 1,63 \dots CNV$$

✓ **Le choix des armatures :**

$$\text{On adopte un ferrailage de : } A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 3,14 \cdot (22,5 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 462,41 \Rightarrow x = 4,16 \text{ cm}$$

* Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{4,16^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (22,5 - 4,16)^2 \Rightarrow I = 18242 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,007176 \times 0,0416}{1,8282 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 0,962 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,(d-x)}}{I} = 15 \times \frac{0,004221 \times (0,225 - 0,0416)}{1,8242 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 63,655 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 0,962 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 63,655 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

b- Suivant Y-Y :

Remarque :

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X ; pour cela nous avons regroupé les calculs dans cette partie dans le tableau ci-après qui donne les différents résultats de ferrailage de la dalle pleine dans les deux sens.

✓ Calcul de l'espacement :

$$\text{Espacement} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

✓ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire : [B.7.5/BAEL91 R99]

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{25}{130} = 0,192 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}} \Rightarrow \frac{h}{l_x} = \frac{25}{130} = 0,190 < \frac{1}{10} \times \frac{7,176}{4,221} = 1,70 \dots CV$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3,14}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{1 \cdot d} = \frac{3,14}{1 \times 22,5} = 0,140 > \frac{3,14}{400} = 0,00785 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

c- Nécessité de disposer des armatures transversales :

\rightarrow La dalle est bétonnée sans reprise

\rightarrow On va vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

Sachant que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{\text{Total}}}{b \times d} \\ \overline{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \times \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ M Pa}) \end{array} \right.$$

- V_x et V_y :

$$\rho = 0,72 \rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{l_x}{2 \times (1 + \frac{\rho}{2})} \\ V_y = q_u \frac{l_x}{3} \end{cases}$$

$$\rightarrow V_x = 11,15 \frac{1,30}{2 \times (1 + \frac{0,72}{2})} \Rightarrow V_x = 4,998 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_y = 11,15 \frac{1,30}{3} \Rightarrow V_y = 4,830 \text{ KN}$$

- V_u Total et V_v Total :

$$\begin{cases} V_{u \text{ Total}} = V_x + V_v \text{ ... Suivant } l_x \\ V_{v \text{ Total}} = V_y + V_u \text{ ... Suivant } l_y \end{cases}$$

On a :

$$V_v = \frac{q_0}{2 \times U + V} = \frac{24,051}{2 \times 1,15 + 1,15} \Rightarrow V_v = 6,97 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{2 \times U} = \frac{24,051}{2 \times 1,15 + 1,15} \Rightarrow V_u = 6,97 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{x \text{ Total}} = 4,995 + 6,97 \Rightarrow V_{x \text{ Total}} = 11,958 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ Total}} = 4,830 + 6,97 \Rightarrow V_{y \text{ Total}} = 11,800 \text{ KN}$$

$$V_{\text{Total}} = \max(V_{x \text{ Total}} ; V_{y \text{ Total}}) \Rightarrow V_{\text{Total}} = V_{x \text{ Total}} = 11,958$$

On obtient :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_{\text{Total}}}{b \times d} = \frac{11,986}{1000 \times 225} \Rightarrow \tau_u = 0,053 \text{ M Pa} \\ \bar{\tau}_u = \frac{10 \times h_0}{3} \times \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ M Pa}) = \frac{10 \times 0,25}{3} \times 3,75 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,708 \text{ M Pa} \end{cases}$$

$$\rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 0,053 \text{ M Pa} < \bar{\tau}_u = 2,708 \text{ M Pa} \text{ ... CV}$$

→ Le calcul de l'armature transversale n'est pas nécessaire

Tableau VI- 8 : Résultats de ferrailage pour la dalle de la salle machine

Armatures [cm ² /ml]							
Suivant X-X				Suivant Y-Y			
Ast Calculé		Ast Choisit		Ast Calculé		Ast Choisit	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
2,65	2,65	4T10	4T10	2,12	1,98	4T10	4T10
Espacements = 25 cm							

VI-3- Etude de l'acrotère :

L'acrotère dans la plus part des constructions est considéré comme un élément décoratif coulé sur place assurant ainsi la protection du linge conjonctive fissurée entre lui-même d'une part, il joue le rôle de la protection de l'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction.

Le calcul est assimilé à un consol encastré dans le plancher terrasse. Cette dernière est sollicitée par deux efforts importants:

- Effort vertical du a son poids propre.
- Effort horizontal du a la main courant, créant un moment fléchissant a le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement il se fera à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire, donnée par l'RPA.99 (version 2003).

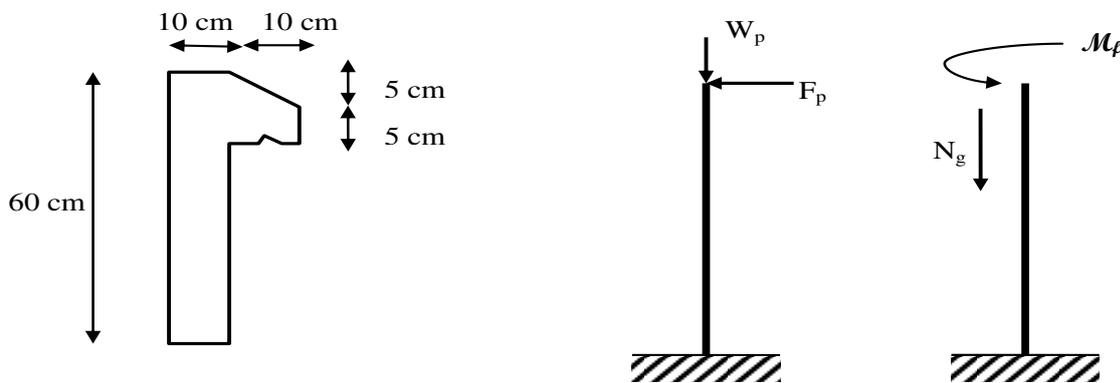


Figure VI-19 : Dimensions et schéma statique de l'acrotère

VI-3-1- Calcul du poids propre de l'acrotère :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \dots \text{ [RPA99, version 2003/Art 6.2.3]}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone
- L'ouvrage est implanté à Tlemcen → Zone I
- Ouvrage courant ou moyen importance → Groupe 2

$$A = 0,10$$

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ; Elément en console → $C_p = 0,8$
- W_p : Poids de l'élément considéré ... [Tableau 6.1 RPA99]
- F_p : Force statique équivalente horizontale.

✓ Le poids propre de l'élément W_p :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) \Rightarrow S = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0675 \Rightarrow W_p = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

✓ La force horizontale F_p :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 1,6875 \Rightarrow F_p = 0,54 \text{ KN/ml}$$

✓ La force horizontale Q :

$$\Rightarrow F_p = 1 \text{ KN/ml}$$

VI-3-2- Détermination des sollicitations :

✓ L'effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = W_p \times 1 \text{ ml} = 1,6875 \times 1 \Rightarrow N_G = 1,6875 \text{ KN/ml}$$

✓ L'effort tranchant dû à la surcharge Q :

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

✓ Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times h \times 1 \text{ ml} = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN/ml}$$

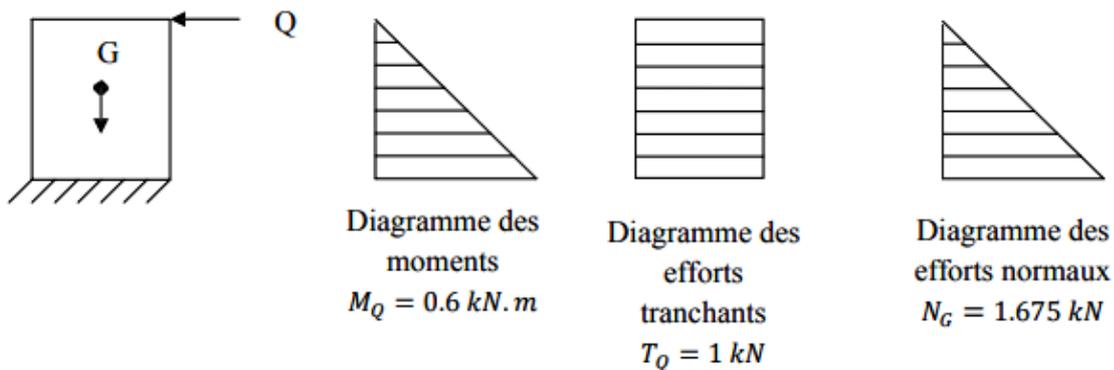


Figure VI-20 : Diagrammes des efforts internes

VI-3-3- Combinaisons des charges :

- L'ELU :

$$N_u = 1,35 \cdot N_G = 1,35 \times 1,69 \Rightarrow N_u = 2,28 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot M_Q = 1,5 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \cdot T_Q \Rightarrow T_u = 1,5 \text{ KN/ml}$$

- L'ELS :

$$N_s = N_G = 1,69 \Rightarrow N_u = 1,69 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = M_Q = 0,6 \Rightarrow M_u = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q \Rightarrow T_u = 1 \text{ KN/ml}$$

VI-3-3- Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

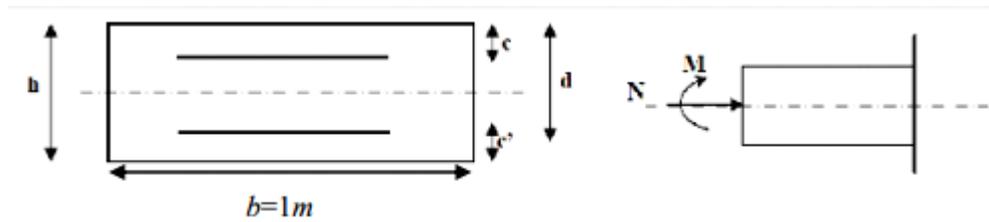


Figure VI- 21 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

- Calcul à l'ELU :

✓ Position du point d'application de l'effort normal N_u :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} \Rightarrow e_u = 0,394 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,10 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 39,4 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 10 \text{ cm}$$

→ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section.

→ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictif M_A calculé par rapport aux armatures tendues.

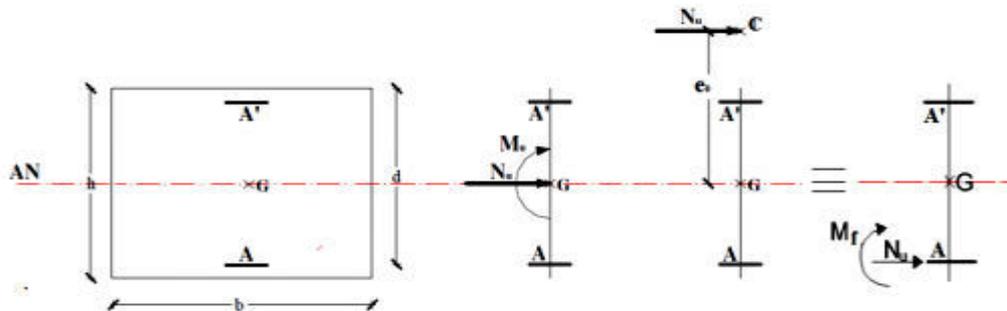


Figure VI- 22 : Position du point d'application de l'effort normal N_u

✓ Moment de flexion fictif M_A :

$$M_A = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 2,28 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) \Rightarrow M_A = 0,991 \text{ MN.m}$$

- Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,991 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,0086$$

$\mu_u = 0,0086 < \mu_R = 0,186 \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,09 \cdot (1 - 0,4 \times 0,011) \Rightarrow Z = 0,090 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,99 \cdot 10^{-3}}{0,090 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 0,316 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,161 < 2,61 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix des armatures :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera un ferrailage de : $A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st \text{ adopté}}}{4} = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r = 0,503 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'écartement dans les barres :

✓ **Armatures verticales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \cdot h ; 33) \text{ cm} = \min(30 ; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

✓ **Armatures d répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \cdot h ; 45) \text{ cm} = \min(40 ; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 40$$

✓ **Vérification au cisaillement : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u = 1,5 \text{ KN} = 0,0015 \text{ MN}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,09 \text{ m}$$

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

$$\tau_u = \frac{0,0015}{1 \times 0,09} \Rightarrow \tau_u = 0,016$$

$$\rightarrow \tau_u = 0,016 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots CV$$

- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable [BAEL91 R 99/A.4.5,33/p32].

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N_s :**

$$e_0^s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,32}{0,69} \Rightarrow e_0^s = 0,464 \text{ m}$$

→ L'effort normal est un effort de compression N_s se trouve à l'extérieur de la section.

→ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

✓ **Détermination des contraintes :**

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right) = -3 \left(0,46 - \frac{0,4}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,087}{1} \left(0,46 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$\Rightarrow P = -0,509 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot n \cdot A_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2 = 2 \left(0,46 - \frac{0,4}{2} \right)^3 + \frac{6 \times 15 \times 1,087}{1} \left(0,464 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2$$

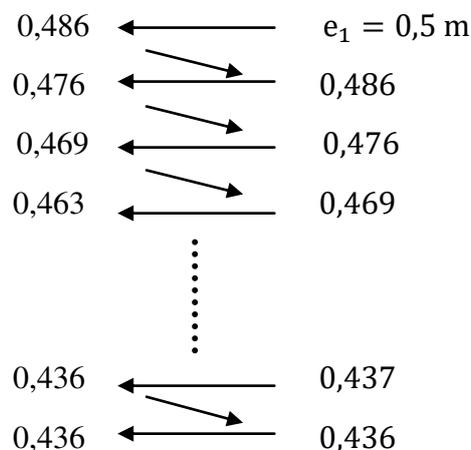
$$\Rightarrow q = 0,139 \text{ m}^3$$

La détermination de « e_1 » peut se faire par :

$$e_1 = \sqrt[3]{-P \cdot e_1 - q} \quad \text{Ou} \quad e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{P}$$

On prend une valeur quelconque de $e_1 = 0,5 \text{ m}$:

$$e_1 = \sqrt[3]{-P \cdot e_1 - q} = \sqrt[3]{0,509 \times 0,5 - 0,139} \Rightarrow e_1 = 0,486 \text{ m}$$



Alors :

$$\Rightarrow e_1 = 0,436 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,436 - 0,464 \Rightarrow x = 0,022 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \cdot A_{st}(d - x) = \frac{1 \times 0,022^2}{2} - 15 \times 2,01(0,09 - 0,022) \Rightarrow S = 3,69 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

✓ Calcul des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{N_S \cdot x}{I} = \frac{0,69 \cdot 10^3 \times 0,022}{3,69 \cdot 10^{-5}} \Rightarrow \delta_{bc} = 0,41 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{N_S \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,69 \cdot 10^3 \times (0,09 - 0,022)}{3,69 \cdot 10^{-5}} \Rightarrow \delta_{st} = 19,07 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 0,41 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 19,07 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

Chapitre VII

ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (Varie en fonction du temps).

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

L'une des questions qui se posent est :

Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Une construction parasismique regroupe l'étude du comportement des bâtiments et structures sujets à un chargement dynamique du type sismique, les objectifs principaux :

- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre.
- Concevoir et construire des structures résistant aux tremblements de terre.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [RPA99 version2003].

- L'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 ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000** » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

VII-1- Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VII-2-1- Méthode statique équivalente : ... [RPA99 V2003/4.2]

VII-2-1-1- Principe de la méthode :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

VII-2-1-2- Conditions d'application de la méthode :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a- Régularité en plan : ... [RPA99 V 2003/3.5.1.a]

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
 - A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le c entre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
 - La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.
 - La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
 - Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.
- Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

✓ Vérification de la régularité en plan :

$$\frac{l_{1x}+l_{2x}}{L_x} < 0,25$$

$$\rightarrow \frac{11,05+8,65}{29,4} = 0,67 > 0,25$$

⇒ Le bâtiment est irrégulier en plan

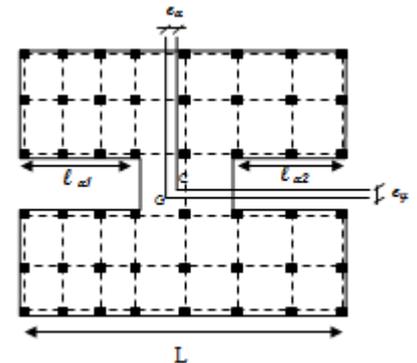


Figure VII- 1 : Décrochement en plan

b- Régularité en élévation : ... [RPA99 version2003/3.5.1.b]

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

✓ Vérification de la régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} > 0,67$$

$$\rightarrow \frac{20,75}{29,4} = 0,70 > 0,67$$

⇒ Le bâtiment est régulier en élévation

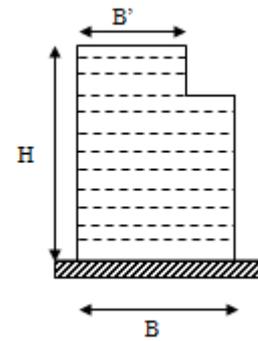


Figure VII-2 : Décrochement en élévation

Remarque :

Dans notre structure, la somme des parties rentrantes dans une direction dépasse les 25 % de la dimension totale dans cette direction.

→ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode modale spectrale.

VII-2-2- Méthode d'analyse modale spectrale : ... [RPA99 V2003/4.2]

VII-2-2-1- Le principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VII-2-2-2- Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

VII-2-2-3- Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel *SAP 2000 V14*.

a- Description du logiciel SAP 2000 V14 :

Le « SAP 2000 V14 » est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

b- Etapes de modélisation :

- Définition de la géométrie de la structure.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- Définition des charges (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

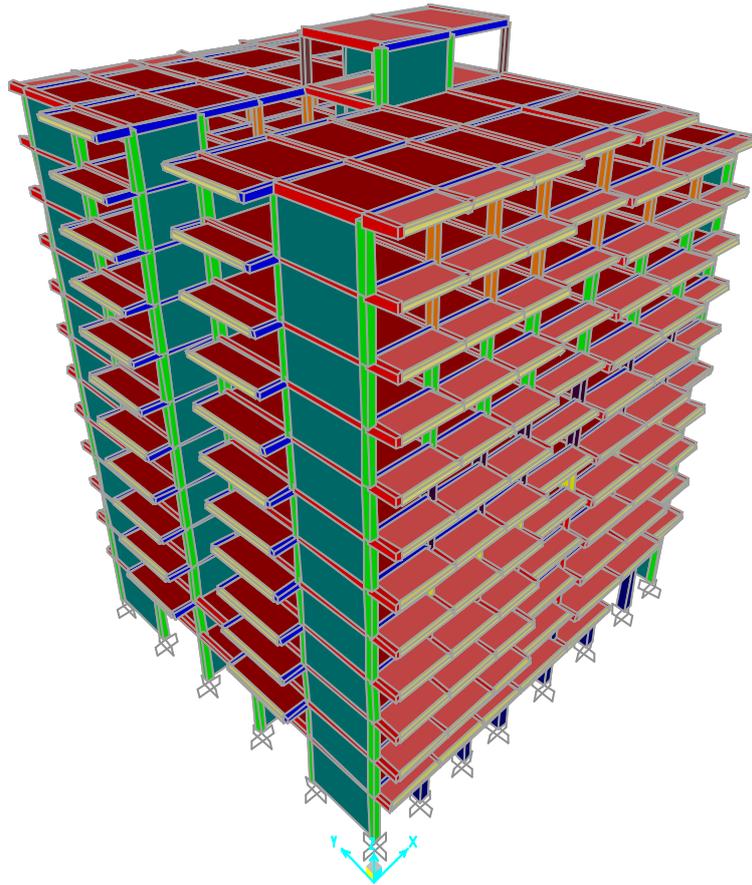
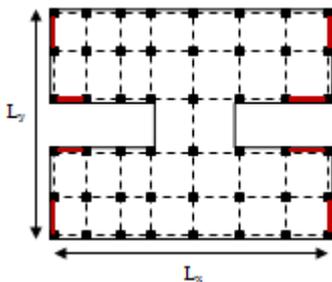


Figure VII-3 : Vue 3 D de la structure

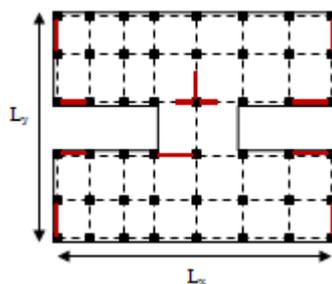
VII-3- Choix du type de contreventement :

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

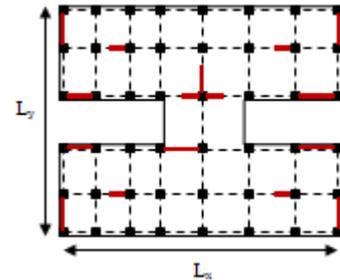
- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables.



✗ Variante 1 :
 { T = 1,31 Sec
 W = 10129,19 Tonnes



✗ Variante 2 :
 { T = 1,15 Sec
 W = 10067,34 Tonnes



✓ Variante 3 :
 { T = 1,07 Sec
 W = 10261,59 Tonnes

VII-4- Analyse sismique du model :**VII-4-1- Analyse par la méthode modale spectrale :****VII-4-1-1- Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [RPA99 V2003/4.13]:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right) \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

Q : Coefficient de qualité.

W : Le poids de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

- Détermination des paramètres du spectre de réponse :**✓ Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

Le coefficient d'accélération **A** est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. [RPA 99 ver 03 /Tableau 4.1]

→ Zone de risque sismique faible « **Zone I** »

→ Classe d'ouvrage 2 « **Ouvrage d'importance moyenne** »

Alors :

⇒ **A = 0,10**

✓ Coefficient de correction d'amortissement « η »:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Avec :

ξ: Pourcentage d'amortissements critique ... [RPA 99 ver 03 /Tableau 4.2]

→ ξ = 10 %

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} \Rightarrow \eta = 0,76 > 0,7$$

✓ Coefficient de comportement de la structure « R »:

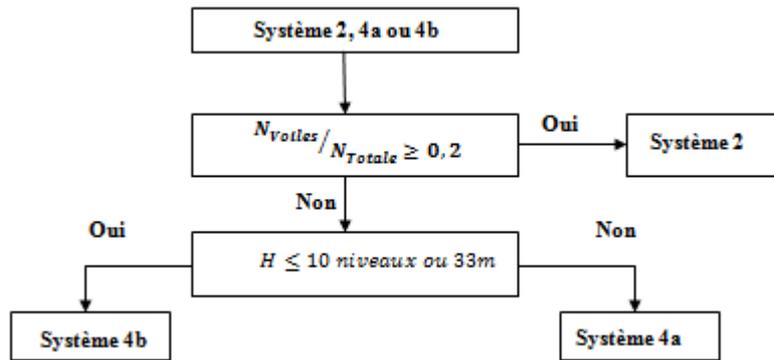


Figure VII- 4 : Organigramme de classification des systèmes de contreventements

Sachant que :

$$\begin{cases} N_{xx} = 39500,933 \text{ KN} \\ N_{yy} = 22262,474 \text{ KN} \quad \dots [\text{SAP 2000 V14}] \\ N_{\text{global}} = 119168,890 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{N_{xx} + N_{yy}}{N_{\text{global}}} = \frac{39500,933 + 22262,474}{119168,890} = 0,52 > 0,20$$

$$\Rightarrow \frac{N_{\text{Voiles}}}{N_{\text{global}}} > 0,2 \rightarrow \text{Système 2}$$

Système 2 : Le système constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dus aux charges verticales.

On prend : $R=3,5$...[RPA 99 ver 03 /Tableau 4.3]

✓ Facteur de qualité « Q »:

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^n P_q$... [RPA 99 ver 03 / 4.4]

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

- Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

* Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après RPA chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Sens X-X :

On a 8 Travées

$$\left. \begin{array}{l} \frac{4,85}{3,80} = 1,28 < 1,50 \\ \frac{3,80}{4,85} = 1,28 < 1,50 \end{array} \right\} \text{Critère observé } P_q = 0$$

Sens Y-Y :

On a 7 Travées

$$\left. \begin{array}{l} \frac{5,83}{5,26} = 1,10 < 1,50 \\ \frac{5,16}{5,26} = 0,98 < 1,50 \end{array} \right\} \text{Critère observé } P_q = 0$$

*** Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins 4 files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur max et min d'espacement ne dépassant pas 1.5

Sens X-X :

On a 7 files

$$\frac{4,85}{3,80} = 1,28 < 1,50 \left. \right\} \text{Critère observé } P_q = 0$$

Sens Y-Y :

On a 6 files

$$\frac{5,83}{5,16} = 1,13 < 1,50 \left. \right\} \text{Critère observé } P_q = 0$$

*** Régularité en plan :**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

→ Critère non observé $P_q = 0,05$

*** Régularité en élévation :**

Tous les critères sont observés $P_q = 0$

Tableau VII-1 : Valeurs des pénalités P_q

	Critères	Sens X	Sens Y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2	Redondance en plan	0	0
3	Régularité en plan	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0,10	0,10

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + 0,15 \Rightarrow Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1 + 0,15 \Rightarrow Q_y = 1,15 \end{array} \right.$$

✓ Poids de la structure « W »:

Le calcul des poids des différents niveaux est donné par le logiciel SAP2000 à l'aide du fichier « .out »

$$W = 10261,59 \text{ Tonnes}$$

✓ Coefficient d'amplification dynamique « D »:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right) \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{2}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1, T_2 \dots$ [RPA 99 ver 03 /Tableau 4.7] → Site meuble : **site S₃**

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$$

$C_T = 0,05 \dots$ [RPA 99 ver 03 /Tableau 4.6]

$$h_N = 40,80 \text{ m}$$

$$T = \text{Min} \left(C_T \cdot h_N^{3/4} ; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Sens X-X :

$$T_x = \text{Min} \begin{cases} 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{40,80}{\sqrt{29,40}} = 0,67 \text{ sec} \\ C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times 40,80^{3/4} = 0,81 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,67 \text{ sec}$$

Sens Y-Y :

$$T_y = \text{Min} \begin{cases} 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{40,80}{\sqrt{26,67}} = 0,71 \text{ sec} \\ C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times 40,80^{3/4} = 0,81 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,71 \text{ sec}$$

Alors :

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,56 \text{ sec} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,71}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,51 \text{ sec} \end{cases}$$

Le spectre de réponse est égale a :

Sens X-X :

$$\frac{S_{ax}}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76(1.25 \times 0,15) \left(\frac{1}{3,5}\right) \left(\frac{0,5}{0,67}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \frac{S_{ax}}{g} = 0,0964 \Rightarrow S_{ax} = \mathbf{0,94 \text{ m/s}}$$

Sens Y-Y :

$$\frac{S_{ay}}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76(1.25 \times 0,15) \left(\frac{1}{3,5}\right) \left(\frac{0,5}{0,71}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\Rightarrow \frac{S_{ay}}{g} = 0,0926 \Rightarrow S_{ay} = \mathbf{0,91 \text{ m/s}}$$

VII-4-1-2- Nombre de modes à considérer :

Tableau VI- 2 : Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Périodes [S]	Masses cumulées U _x [%]	Masses cumulées U _y [%]	Masses modales U _x [%]	Masses modales U _y [%]	Direction
1	1,07	69,12	0,00	69,12	0,00	Translation (X-X)
2	1,06	0,00	61,30	69,13	61,09	Translation (Y-Y)
3	0,97	0,37	7,54	69,50	68,63	Torsion autour de Z
4	0,28	16,48	0,00	85,98	68,63	
5	0,26	0,00	16,53	85,99	85,17	
6	0,24	0,00	1,05	86,08	86,21	
7	0,15	0,00	1,58	86,09	87,79	
8	0,13	6,29	0,00	92,38	87,80	
9	0,11	0,00	0,00	92,38	88,35	
10	0,11	0,00	3,57	92,39	92,11	
11	0,11	0,00	0,00	92,40	92,68	
12	0,11	0,00	0,00	92,45	92,86	

✓ **Interprétation des résultats :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effective supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0,20 \text{ sec} \dots [\text{RPA 99 ver 03 / 4.1.4}]$$

Avec :

N : Nombre de niveau au dessus du sol (N=12)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{11} = 10 \text{ modes}$$

$$\Rightarrow T_k = 0,10 \text{ sec}$$

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,63\text{sec}$.
- Bien remarquer qu'on a un mode de torsion car la **Masse Modale UX et UY** dépassent 60%.
- Bien remarquer que les 9 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA99 /version 2003).

✓ **Vérification de la période : ... [RPA99version 2003/4.2.4.4]**

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$\begin{cases} T_{\text{Dynamique}(x-x)} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}(x-x)} \\ T_{\text{Dynamique}(y-y)} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}(y-y)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{\text{Dynamique}(x-x)} = 1,07 > 1,3 \times 0,67 = 0,87 \dots \text{Condition non vérifiée} \\ T_{\text{Dynamique}(y-y)} = 1,06 > 1,3 \times 0,71 = 0,92 \dots \text{Condition non vérifiée} \end{cases}$$

Remarque :

La période choisit pour le calcul du facteur D est :

$$T = 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,87}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,30 \text{ sec} \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,92}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,26 \text{ sec} \end{cases}$$

VII-4-1-3- La résultante des forces sismiques: ... [RPA99version 2003/4.3.6]

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V ».

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W = \frac{0,1 \times 1,30 \times 1,15}{3,5} \times 10261,53 \Rightarrow V_x = 438,316 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W = \frac{0,1 \times 1,26 \times 1,15}{3,5} \times 10261,53 \Rightarrow V_y = 425,504 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau VII- 3 : Vérification des la forces sismiques à la base

	V_{Dyn} [KN]	V_{Stat} [KN]	80%. V_{Stat}	$V_{Dyn} \geq 80\%. V_{Stat}$
X-X	3641,866	4883,160	3506,528	C.V
Y-Y	3553,964	4255,040	3404,032	C.V

VII-4-1-4- Effet de la torsion accidentelle : ... [RPA99version 2003/4.3.7]

Quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $(0,05 \cdot D_{max})$ D_{max} étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

- Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_{x \text{ Théorique}} = |X_m - X_t| \\ e_{y \text{ Théorique}} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

Avec :

$$\text{Centre de masse} \begin{cases} X_m = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \\ Y_m = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} \end{cases}$$

$$\text{Centre de torsion} \begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} e_x = \text{Max} (e_{x \text{ Théorique}} ; 5\% \cdot D_{max}) \\ e_y = \text{Max} (e_{y \text{ Théorique}} ; 5\% \cdot D_{max}) \end{cases}$$

Il faut que : $e_x ; e_y \leq 5\% \cdot D_{max}$

Tableau VII- 4 : Effet de torsion accidentelle d'axe vertical

Etage	Position du centre de masse [m]		Position du centre de torsion[m]		Excentricité [m]		5%.D _{max}	Vérif.
	X _m	Y _m	X _t	Y _t	e _x	e _y		
1	15,17	16,17	15,73	15,59	0,45	0,43	1,47	Vérifiée
2	16,34	16,09	15,73	15,59	0,61	0,50	1,47	Vérifiée
3	15,78	15,55	16,37	16,09	0,59	0,45	1,47	Vérifiée
4	15,78	15,55	16,38	16,07	0,60	0,49	1,47	Vérifiée
5	15,81	15,58	16,38	15,07	0,58	0,51	1,47	Vérifiée
6	15,81	15,58	16,39	15,09	0,59	0,49	1,47	Vérifiée
7	15,86	15,57	16,40	15,08	0,54	0,48	1,47	Vérifiée
8	15,86	15,57	16,40	15,08	0,54	0,48	1,47	Vérifiée
9	15,93	15,55	16,41	15,08	0,48	0,47	1,47	Vérifiée
10	15,93	15,55	16,41	15,08	0,48	0,47	1,47	Vérifiée
11	16,01	15,54	16,29	15,08	0,28	0,46	1,47	Vérifiée
12	10,02	14,00	11,69	15,03	1,67	0,4	1,47	Vérifiée
13	15,90	15,22	17,45	14,99	1,54	0,23	1,47	Vérifiée

VII-4-1-5- Les déplacements latéraux inter-étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon du [RPA99 version 2003/5.10] l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\begin{cases} \Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \\ \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \end{cases}$$

Selon l'article 4.4.3/RPA2003 version 99 on a :

$$\begin{cases} \delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} \Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \\ \Delta_y^k = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \end{cases}$$

Avec :

- Δ_x^k : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x (Ainsi Δ_y^k dans le sens y).

- δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal du aux forces sismiques niveau K dans le sens x (Ainsi δ_y^k dans le sens y).

- R : Coefficient de comportement.

Remarque :

Le déplacement relatif ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage inférieur.

Tableau VII- 5 : Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Niveau	H [cm]	δ_e^k [m]		δ^k [m]		Δ^k [m]		1%.H	Vérif
		X	Y	X	Y	X	Y		
1	4,08	0,02	0,02	0,07	0,07	0,01	0,01	0,408	Vérifiée
2	3,06	0,02	0,02	0,06	0,06	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
3	3,06	0,02	0,02	0,06	0,06	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
4	3,06	0,01	0,01	0,05	0,05	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
5	3,06	0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
6	3,06	0,01	0,01	0,04	0,04	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
7	3,06	0,01	0,01	0,03	0,03	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
8	3,06	0,01	0,01	0,03	0,03	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
9	3,06	0,01	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
10	3,06	0,00	0,00	0,02	0,02	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
11	3,06	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,306	Vérifiée
12	3,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,306	Vérifiée
13	3,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,306	Vérifiée

VII-4-1-6- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : ... [RPA99 version 2003/5.9]

Les effets du second ordre ou effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite dans tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

- h_k : Hauteur de l'étage « k ».

→ Si $\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Les effets P- Δ est négliger

→ Si $0,10 \leq \theta \leq 0,20 \Rightarrow$ Les effets P- Δ peuvent être prises en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moins d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$

→ Si $\theta > 0,20 \Rightarrow$ La structure est potentiellement instable est doit être redimensionnée.

✓ **Calcul de V_k :**

$$V_k = \frac{W_i \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum_{i=1}^n W_i \times h_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids propre de l'étage.
- h_i : La hauteur cumulée à la base de la structure.
- V_t : La force sismique totale

On a :

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T \leq 0,70 \text{ s}$$

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \quad \text{Si } T > 0,70 \text{ s} \quad \dots \text{ [RPA99 version 2003/4.2.5]}$$

$$T = 1,07 \text{ sec} > 0,70 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$$

Tableau VII-6 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X

Niveau	h_k [m]	P_k [KN]	V_{kx} [KN]	Δ_{kx}	θ_{kx}	Vérification	
						$\theta \leq 0,10$	Vérif
1	4,08	983,35	526.157	0.0007	0.0003	Négliger	Vérifiée
2	3,06	955,33	515.935	0.0012	0.0068	Négliger	Vérifiée
3	3,06	876,19	498.556	0.0015	0.0082	Négliger	Vérifiée
4	3,06	870,59	475.785	0.0017	0.0089	Négliger	Vérifiée
5	3,06	864,98	446.372	0.0019	0.0091	Négliger	Vérifiée
6	3,06	859,86	410.405	0.0020	0.0090	Négliger	Vérifiée
7	3,06	855,32	367.947	0.0020	0.0086	Négliger	Vérifiée
8	3,06	850,11	319.045	0.0020	0.0081	Négliger	Vérifiée
9	3,06	845,48	263.813	0.0019	0.0075	Négliger	Vérifiée
10	3,06	841,33	202.032	0.0019	0.0069	Négliger	Vérifiée
11	3,06	833,05	134.251	0.0018	0.0063	Négliger	Vérifiée
12	3,06	568,67	60.642	0.0017	0.0057	Négliger	Vérifiée
13	3,06	57,33	5.96	0.0000	0.0000	Négliger	Vérifiée

Tableau VII-7 : Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y

Niveau	h_k [m]	P_k [KN]	V_{ky} [KN]	Δ_{ky}	θ_{ky}	Vérification	
						$\theta \leq 0,10$	Vérif.
1	4,08	983,35	509.090	0.0006	0.0003	Négliger	Vérifiée
2	3,06	955,33	499.687	0.0009	0.0006	Négliger	Vérifiée
3	3,06	876,19	483.701	0.0012	0.0007	Négliger	Vérifiée
4	3,06	870,59	462.755	0.0015	0.0009	Négliger	Vérifiée
5	3,06	864,98	435.700	0.0016	0.0010	Négliger	Vérifiée
6	3,06	859,86	402.615	0.0017	0.0012	Négliger	Vérifiée
7	3,06	855,32	363.560	0.0018	0.0014	Négliger	Vérifiée
8	3,06	850,11	318.577	0.0018	0.0015	Négliger	Vérifiée
9	3,06	845,48	267.771	0.0018	0.0018	Négliger	Vérifiée
10	3,06	841,33	211.178	0.0017	0.0022	Négliger	Vérifiée
11	3,06	833,05	148.829	0.0017	0.0031	Négliger	Vérifiée
12	3,06	568,67	81.120	0.0014	0.0033	Négliger	Vérifiée
13	3,06	57,33	30.821	0.0000	0.0000	Négliger	Vérifiée

D'après le tableau, puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- Δ est négligé

→ La disposition des voiles choisit vérifie toutes les conditions.

Chapitre VIII

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux ; voiles) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le [C.B.A 93] et le [RPA 99 Version 2003].

VIII-1- Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

✓ Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau).
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- * Effet du vent
- * Effet de la dissymétrie des charges
- * Effet de changement de la température
- * Effet des efforts sismiques
- * Limiter l'encombrement (Surface réduite des sections de poteaux)

VIII-1-1- Vérification des poteaux sous sollicitations normales :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \quad \dots \text{ [RPA99 version 2003/7. 4. 3. 1]}$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.
- B_c : Section de poteau.
- f_{c28} : Résistance du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitation normales pour les combinaisons sismiques est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Niveau	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [M Pa]	$\nu \leq 0,30$	Condition
1	2950.580	65 × 65	25	0.279	Vérifiée
2	2593.644	65 × 65	25	0.246	Vérifiée
3	2340.215	60 × 60	25	0.260	Vérifiée
4	2091.979	60 × 60	25	0.232	Vérifiée
5	1845.311	55 × 55	25	0.244	Vérifiée
6	1606.981	55 × 55	25	0.212	Vérifiée
7	1369.906	50 × 50	25	0.219	Vérifiée
8	1137.311	50 × 50	25	0.182	Vérifiée
9	906.978	45 × 45	25	0.179	Vérifiée
10	683.692	45 × 45	25	0.135	Vérifiée
11	461.844	40 × 40	25	0.115	Vérifiée
12	245.974	40 × 40	25	0.061	Vérifiée
13	88.163	35 × 35	25	0.029	Vérifiée

VIII-1-2- Vérification des poteaux 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 :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Avec :

- τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

- $\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \dots$ [RPA99 version 2003/7.4.3.2]

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \rightarrow \text{si } \lambda_d \geq 5 \\ \rho_d = 0,040 & \rightarrow \text{si } \lambda_d < 5 \end{cases}$$

λ_d : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \dots$$
 [RPA99 version 2003/7.4.3.2]

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0 \rightarrow \begin{cases} l_{fRDC} = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m} \\ l_{fEC} = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau VIII-2 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes

Niveau	Section [cm ²]	T [KN]	τ_u [M Pa]	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$	Condition
1	65 × 65	10,128	0,026	4,393	0,040	1	Vérifiée
2	65 × 65	18,708	0,049	4,393	0,040	1	Vérifiée
3	60 × 60	18,948	0,058	3,570	0,040	1	Vérifiée
4	60 × 60	23,777	0,073	3,570	0,040	1	Vérifiée
5	55 × 55	21,747	0,079	3,895	0,040	1	Vérifiée
6	55 × 55	25,454	0,093	3,895	0,040	1	Vérifiée
7	50 × 50	21,266	0,095	2,284	0,040	1	Vérifiée
8	50 × 50	24,200	0,108	4,284	0,040	1	Vérifiée
9	45 × 45	18,677	0,102	4,760	0,040	1	Vérifiée
10	45 × 45	21,177	0,116	4,760	0,040	1	Vérifiée
11	40 × 40	14,378	0,099	5,355	0,075	1,875	Vérifiée
12	40 × 40	21,792	0,151	5,355	0,075	1,875	Vérifiée

Remarque :

D'après le tableau VIII-2, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

VIII-1-3- Combinaison d'actions :

Il existe deux types de combinaisons :

- Les combinaisons fondamentales accidentelles
- Les combinaisons accidentelles :

→ **Selon le CBA 93** : Les combinaisons fondamentales

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35. G + 1,5. Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

→ **Selon le RPA 93 version 2003** : Les combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8. G \pm E_x \\ 0,8. G \pm E_y \\ G + Q \pm 1,2. E_x \\ G + Q \pm 1,2E_y \end{array} \right.$$

VIII-1-4- Sollicitation dans les poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

Avec :

N: Compté positif dans le cas d'une compression.

N: Compté négatif dans le cas d'une traction.

Tableau VIII- 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales fondamentales

Niveau	Section [cm ²]	Les sollicitations maximales fondamentales					
		N_{\max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{\max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{\min} [KN]	M_{cor} [KN.m]
RDC	65 × 65	3950,80	2,539	11,522	3581,61	2419,11	1,175
1 ^{er} étage							
2 ^{ème} étage	60 × 60	3115,14	1,959	15,108	2243,23	1735,86	1,663
3 ^{ème} étage							
4 ^{ème} étage	55 × 55	2456,39	1,634	24,081	1705,39	1341,78	2,179
5 ^{ème} étage							
6 ^{ème} étage	50 × 50	1822,64	1,246	30,861	1192,22	966,134	1,962
7 ^{ème} étage							
5 ^{ème} étage	45 × 45	1212,17	0,895	36,037	1023,62	612,842	1,674
9 ^{ème} étage							
10 ^{ème} étage	40 × 40	619,964	0,229	48,641	234,534	234,534	4,641
11 ^{ème} étage							
Buanderie	35 × 35	253,18	0,023	55,352	98,365	90,257	3,156

Tableau VIII- 4 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales accidentelles

Niveau	Section [cm ²]	Les sollicitations maximales Accidentelles					
		N _{max} [KN]	M _{cor} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{cor} [KN]	N _{min} [KN]	M _{cor} [KN.m]
RDC	65 × 65	2950,58	49,435	62,027	1662,48	1041,91	12,692
1 ^{er} étage							
2 ^{ème} étage	60 × 60	2340,22	36,260	71,369	2163,05	818,681	6,972
3 ^{ème} étage							
4 ^{ème} étage	55 × 55	1845,31	33,330	81,214	1163,02	654,268	3,218
5 ^{ème} étage							
6 ^{ème} étage	50 × 50	1369,91	10,266	83,464	509,73	509,73	2,894
7 ^{ème} étage							
5 ^{ème} étage	45 × 45	906,978	26,068	75,869	347,712	347,712	1,835
9 ^{ème} étage							
10 ^{ème} étage	40 × 40	461,844	20,946	73,458	118,49	118,49	1,826
11 ^{ème} étage							
Buanderie	35 × 35	156,365	15,325	65,484	87,365	85,257	1,166

VIII-1-5- Calcul de ferrailage des poteaux :

D'après les règles de RPA99/version2003 (article 7.4.2.1) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera :
 - * 3% en zone courante
 - * 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

On va prendre l'exemple de poteau de RDC (65x65) cm², car il est le plus sollicité.
 Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal « N » et un moment fléchissant « M ».

VIII-1-5-1- Situation durable [1,35.G + 1,5.Q] :

$$\begin{cases} M_u^{\max} = 11,522 \text{ KN.m} = 0,011 \text{ MN.m} \\ N_u^{\text{cor}} = 3581,610 \text{ KN} = 3,581 \text{ MN} \\ V_u = 25,155 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_s^{\max} = 8,530 \text{ KN.m} = 0,085 \text{ MN.m} \\ N_s^{\text{cor}} = 2590,270 \text{ KN} = 2,590 \text{ MN} \end{cases}$$

$a = b = 0,650 \text{ m}$; $d = 0,9.h = 0,585 \text{ m}$; $d' = 0,1.h = 0,065 \text{ m}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u^{\max}}{N_u^{\text{cor}}} = \frac{11,522}{3581,61} \Rightarrow e_u = 3,20 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3,20 \cdot 10^{-3} + \left(0,585 - \frac{0,65}{2}\right) \Rightarrow e_a = 0,263 \text{ m}$$

- Détermination du moment fictif :

$$M_A = N_u \times e_a = 3,581 \times 0,263 \Rightarrow M_A = 0,941 \text{ MN.m}$$

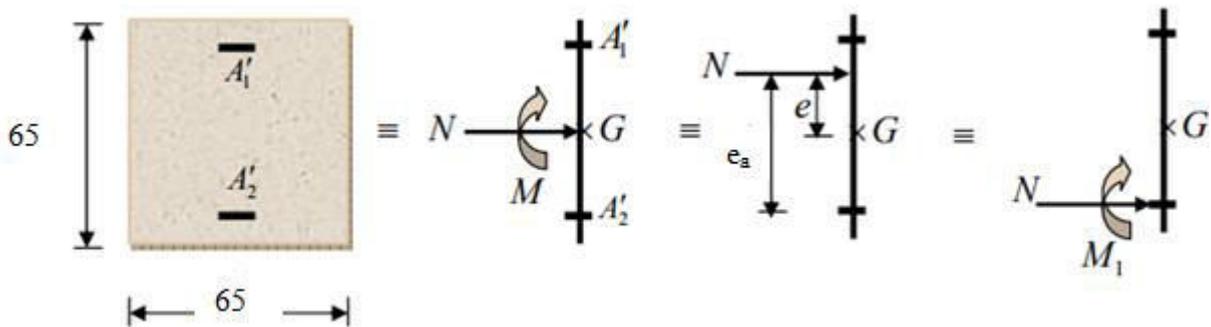


Figure VIII-1 : Position de N et M dans la section transversale

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures est près du centre de gravité du béton.

- Détermination du domaine de fonctionnement :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

✓ Domaine 4-5 :

$$N_u(d - d') - M_A >? \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\rightarrow 3,581(0,583 - 0,065) - 0,941 > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,065}{0,65}\right) \cdot 0,65 \times 0,65^2 \times 14,17$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,9214} < 0,9959 \dots \text{CNV}$$

✓ Domaine 3 :

$$\left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} <? N_u(d - d') - M_A \leq? \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,7783} < \mathbf{0,9214} \leq \mathbf{0,9959} \dots \text{CV}$$

Le domaine 3 est vérifié → Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

a- Ferrailage longitudinal :

- Calcul à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,941}{0,65 \times 0,585^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = \mathbf{0,2986}$$

$$\mu_u = 0,2986 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } \mathbf{A_2 = 0}$$

$$\mathbf{A_1} = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} \pm N_u \right)$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,456$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,478 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mathbf{A_1} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,941}{0,478} - 3,581 \right) \Rightarrow \mathbf{A_1} = \mathbf{-46,39 \text{ cm}^2}$$

Remarque :

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

On va ferriller par A_{\min} et A_{\max}

✓ Vérification des armatures longitudinales :

* Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

$$A_{\min} = 0,7\% (b \times h) = 0,7\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\min} = 29,575 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% (b \times h) = 3\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\max} = 126,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 9\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\max} = 253,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement}$$

* Condition imposée par le B.A.E.L 99 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 65 \times 65}{100}; \frac{8(65+65)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 10,40 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix des armatures :

$$A_1 = \max (A_{\text{Calculée}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{B.A.E.L}})$$

$$A_1 = 29,575 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_1 = 8T20 + 4T14 = 31,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérification à l'ELS :

$$e \geq \frac{h}{6} \Rightarrow e_u = 3,20 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,11 \text{ m}$$

→ La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

b- Ferrailage transversal :**- Diamètre des armatures transversales : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min} \right)$$

Avec :

$$\phi_{L \min} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,714; 1,2; 1,2) \text{ cm}$$

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = \phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales : ... [RPA 99 version 2003]*** La zone nodale :**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{l \min}; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{65}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min(16,25; 14,4; 30) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures pour la zone nodale est de : $L = 2 \cdot h$

*** La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{65}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

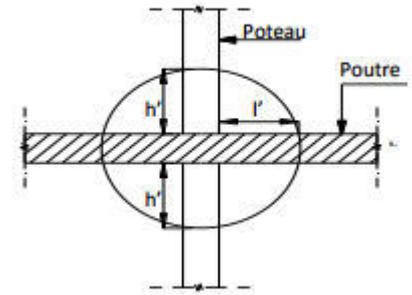


Figure VIII-2 : Zone nodale

- Armatures transversales minimales : ... [RPA 99 version 2003/art 7.4.2.2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur total de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_d : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\begin{cases} \rho_d = 2,5 & \rightarrow \text{si } \lambda_d \geq 5 \\ \rho_d = 3,75 & \rightarrow \text{si } \lambda_d < 5 \end{cases}$$

- δ_t : Est en fonction de ρ_d

- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,856}{0,65} \Rightarrow \lambda_g = 4,393 < 5$$

$$A_t = \frac{\rho_d \times T_u \times \delta_t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 25155 \times 15}{65 \times 400 \times 100} \Rightarrow A_t = 0,544 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2h = 2 \times 65 \Rightarrow L' = 130 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) \text{ cm} = \max\left(\frac{408}{6}; 65; 65; 60\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h' = 68 \text{ cm}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{l \max} = 40 \times 2 \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 40. \phi_{l \max} = 40 \times 1,6 \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$L_r = 40. \phi_{l \max} = 40 \times 1,4 \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

VIII-1-5-2- Situation accidentelle :

$$\begin{cases} M_{Acc}^{max} = 62,270 \text{ KN.m} = 0,062 \text{ MN.m} \\ N_{Acc}^{cor} = 1662,48 \text{ KN} = 1,662 \text{ MN} \\ V_u = 18,547 \text{ KN} \end{cases}$$

$$a = b = 0,650 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,585 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,065 \text{ m} ; \gamma_s = 1,00 ; \gamma_b = 1,5$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u^{max}}{N_u^{cor}} = \frac{62,027}{1662,478} \Rightarrow e_u = 3,73.10^{-2} \text{ m}$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3,20.10^{-3} + \left(0,585 - \frac{0,65}{2}\right) \Rightarrow e_a = 0,297 \text{ m}$$

- Détermination du moment fictif :

$$M_A = N_u \times e_a = 3,581 \times 0,263 \Rightarrow M_A = 0,519 \text{ MN.m}$$

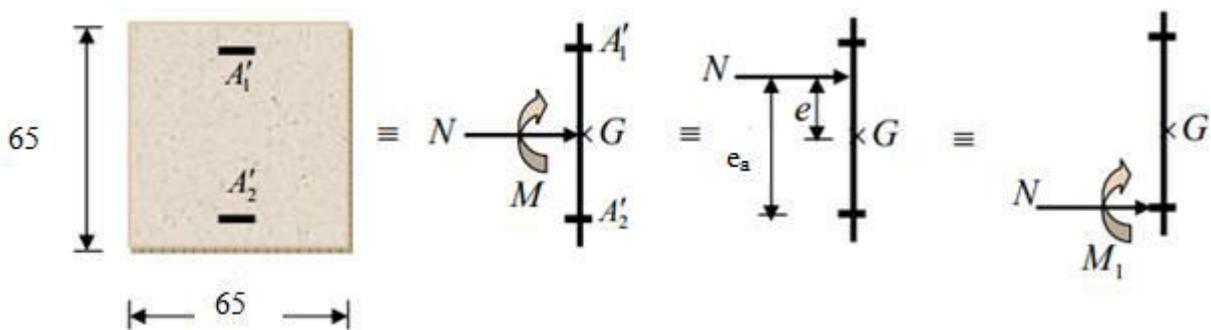


Figure VIII-3 : Position de N et M dans la section transversale

- Détermination du domaine de fonctionnement :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

✓ Domaine 4-5 :

$$N_u(d - d') - M_A >? \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\rightarrow 3,581(0,583 - 0,065) - 0,941 > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,065}{0,65}\right) \cdot 0,65 \times 0,65^2 \times 14,17$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,3705} < 1,299 \dots \text{CNV}$$

✓ Domaine 3 :

$$\left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{d}\right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} <? N_u(d - d') - M_A \leq? \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Rightarrow \mathbf{1,01} < \mathbf{0,3705} \leq \mathbf{1,29} \dots \text{CV}$$

Le domaine 3 est vérifié → Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

a- Ferrailage longitudinal :

- Calcul à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,519}{0,65 \times 0,585^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = \mathbf{0,157}$$

$$\mu_u = 0,2986 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } \mathbf{A_2 = 0}$$

$$\mathbf{A_1} = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} \pm N_u \right)$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,214$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,549 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mathbf{A_1} = \frac{1}{347,83} \left(\frac{0,941}{0,478} - 3,581 \right) \Rightarrow \mathbf{A_1} = \mathbf{-20,59 \text{ cm}^2}$$

Remarque :

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

On va ferriller par A_{\min} et A_{\max}

✓ **Armatures minimales et maximales :***** Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

$$A_{\min} = 0,7\% (b \times h) = 0,7\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\min} = 29,575 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 3\% (b \times h) = 3\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\max} = 126,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 9\% (65 \times 65) \Rightarrow A_{\max} = 253,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone de recouvrement}$$

*** Condition imposée par le B.A.E.L 99 :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0,2 \times 65 \times 65}{100}; \frac{8(65+65)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 10,40 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix des armatures :**

$$A_1 = \max (A_{\text{Calculée}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{B.A.E.L}})$$

$$A_1 = 29,575 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_1 = 8T20 + 4T14 = 31,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérification à l'ELS :

$$e \geq \frac{h}{6} \Rightarrow e_u = 3,73 \cdot 10^{-2} \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,11 \text{ m}$$

→ La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

b- Ferrailage transversal :**- Diamètre des armatures transversales : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{L \min} \right)$$

Avec :

$$\phi_{L \min} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min (0,714; 1,2; 1,2) \text{ cm}$$

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = \phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales : ... [RPA 99 version 2003]*** La zone nodale :**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{l \min}; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{65}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures pour la zone nodale est de : $L = 2 \cdot h$

*** La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{65}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales : ... [RPA 99 version 2003/art 7.4.2.2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 2,5 & \rightarrow \text{si } \lambda_d \geq 5 \\ \rho_d = 3,75 & \rightarrow \text{si } \lambda_d < 5 \end{cases}$$

- δ_t : Est en fonction de ρ_d

- $f_e = 400 \text{ MPa}$

On a :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,856}{0,65} \Rightarrow \lambda_g = 4,393 < 5$$

$$A_t = \frac{\rho_d \times T_u \times S_t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 18547 \times 15}{65 \times 400 \times 100} \Rightarrow A_t = 0,401 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2h = 2 \times 65 \Rightarrow L' = 130 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) \text{ cm} = \max\left(\frac{408}{6}; 65; 65; 60\right) \text{ cm} \Rightarrow h' = 68 \text{ cm}$$

Remarque :

- Le calcul des armatures des autres types de sollicitations s'effectuera de la même façon que précédemment; et le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivant :

Tableau VIII-5 : Ferrailage de poteau sous différentes sollicitations

Sollicitation	Section [cm ²]	N [KN]	M [KN]	Nature	A ₁ [cm ²]	A ₂ [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max} [cm ²]		Ferrailage	A _{Adoptée} [cm ²]
								Courante	Recouv		
Fondamentale	65 × 65	N _{max} = 3581,61	M _{cor} = 11,522	SPC /AT	< 0	0	29,58	126,75	253,50	8T20 + 4T14	31,29
		N _{cor} = 3950,80	M _{max} = 2,539	SPC /AT	< 0	0					
		N _{min} = 2419,11	M _{cor} = 1,175	SPC /AT	< 0	0					
Accidentelle	65 × 65	N _{max} = 2950,58	M _{cor} = 49,435	SPC /AT	< 0	0	29,58	126,75	253,50	8T20 + 4T14	31,29
		N _{cor} = 1662,48	M _{max} = 62,027	SPC /AT	< 0	0					
		N _{min} = 1041,91	M _{cor} = 1,826	SPC /AT	< 0	0					

$$A_{\text{Calculée}} = \max \left\{ A_{\text{ELU}} ; A_{\text{Accidentelle}} \right\}$$

$$A_{\text{RPA}} = 29,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{BAEL}} = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Choisit}} = \max \left\{ A_{\text{Calculée}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}} \right\}$$

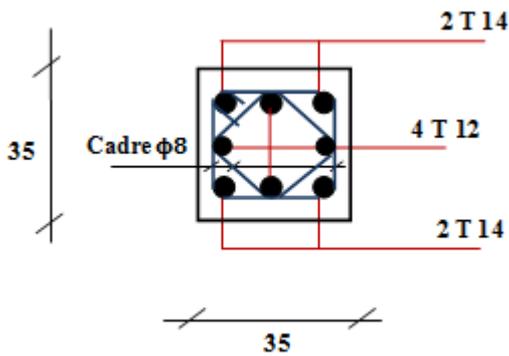
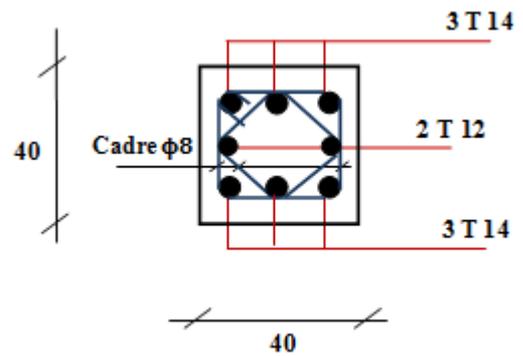
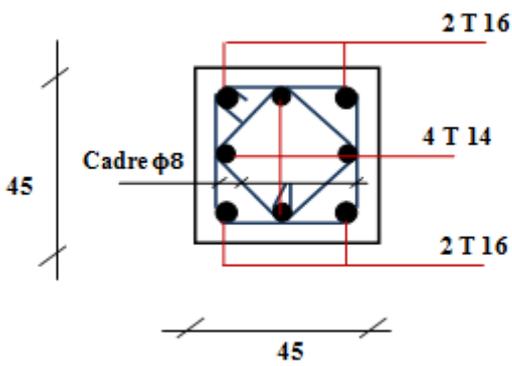
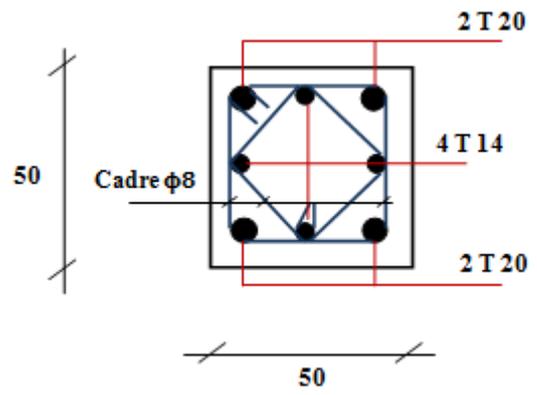
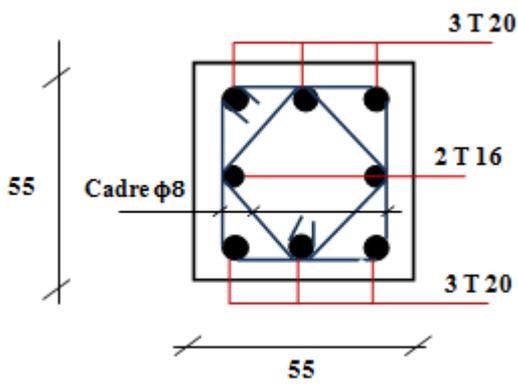
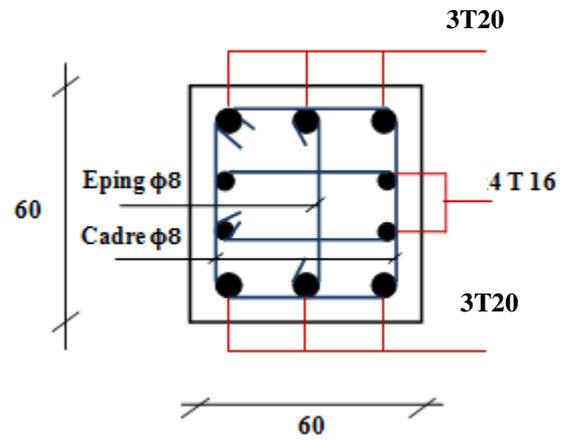
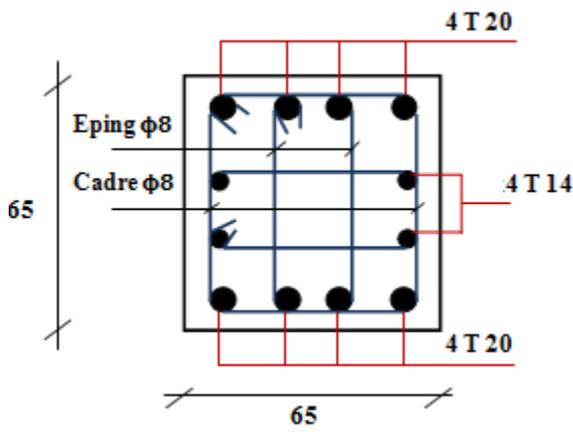
Tableau VIII-6 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal des poteaux

Etage	Section [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{max RPA} [cm ²] Zone courante	A _{max RPA} [cm ²] Zone recouvrmt	A _{Calculée} [cm ²]	Ferrailage longitudinal	
						Section [cm ²]	choix
1	65 × 65	29,75	126,75	237,50	< 0	31,29	8T20 + 4T14
2							
3	60 × 60	25,20	108	216	< 0	26,89	6T20 + 4T16
4							
5	55 × 55	21,28	90,75	181,50	< 0	22,93	6T20 + 2T16
6							
7	50 × 50	17,50	75	150	< 0	18,73	4T20 + 4T14
8							
9	45 × 45	14,18	60,75	121,50	< 0	14,20	4T16 + 4T14
10							
11	40 × 40	11,20	48	96	< 0	11,50	6T14+ 2T12
12							
13	35 × 35	8,57	36,75	73,50	< 0	10,68	4T14 + 4T12

Tableau VIII- 7 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversal des poteaux

Etage	H [cm]	T [KN]	λ_g	ρ_d	S _t	S'	Ferrailage transversal	
							A _{Calculée} [cm ²]	Φ_t [cm ²]
1	65	25,155	4,393	3,75	15	10	0,544	Φ8
2	65	47,469	4,393	3,75	15	10	1,026	
3	60	57,700	3,570	3,75	15	10	1,336	
4	60	75,662	3,570	3,75	15	10	1,773	
5	55	67,498	3,895	3,75	15	10	1,737	
6	55	81,483	3,895	3,75	15	10	2,083	
7	50	67,932	4,284	3,75	15	10	1,910	
8	50	79,947	4,284	3,75	15	10	2,249	
9	45	62,560	4,760	3,75	15	10	1,955	
10	45	72,490	4,760	3,75	15	10	2,265	
11	40	51,790	5,355	2,5	15	10	1,214	
12	40	67,877	5,355	2,5	15	10	1,591	
13	35	13,080	6,12	2,5	15	10	0,350	

VIII-1-3-3- Schéma de ferrailage :



VI-2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91, puis on se rapportera au règlement RPA99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

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. Notre structure contient un seul type de poutre principale de dimension $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. Nous avons un seul type de poutre secondaire de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

VIII-2-1- Combinaison d'actions :

Il existe deux types de combinaisons :

- Les combinaisons fondamentales accidentelles
- Les combinaisons accidentelles :

→ **Selon le CBA 93 :** Les combinaisons fondamentales

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35. G + 1,5. Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

→ **Selon le RPA 93 version 2003 :** Les combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x \\ G + Q \pm E_y \\ 0,8. G \pm E_x \\ 0,8. G \pm E_y \\ G + Q \pm 1,2. E_x \\ G + Q \pm 1,2E_y \end{array} \right.$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel SAP 2000.

Tableau VIII-8 : Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul

	Poutre principale [30x50] cm			Poutre secondaire [30x40] cm		
	$M_{\text{Travée}}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]	$M_{\text{Travée}}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	T [KN]
ELU	106,473	206,045	211,375	18,85	40,601	47,300
ELS	75,280	145,748	149,746	13,960	29,993	35,002
G+Q+E	65,874	143,47	154,132	2,590	10,324	9,109

VIII-2-2- Calcul de ferrailage des poutres :

D'après les règles de **RPA99/version2003 (article 7.5.2.1)** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.5 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera :
 - * 3% en zone courante
 - * 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VIII-2-2-1- Poutre principale :

a – Ferrailage longitudinales :

- En travée :

* A l'ELU:

$$\begin{cases} M_u^T = 106,473 \text{ KN.m} = 0,206 \text{ MN.m} \\ M_s^T = 75,280 \text{ KN} = 0,145 \text{ MN} \end{cases}$$

$$b = 0,30 \text{ m} ; b = 0,50 \text{ m} ; d = 0,9.h = 0,45 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,05 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,106}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,123$$

$$\mu_u = 0,0397 < \mu_R \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123}) \Rightarrow \alpha = 0,165$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \cdot (1 - 0,4 \times 0,165) \Rightarrow Z = 0,420 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,106}{0,420 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 7,265 \text{ cm}^2$$

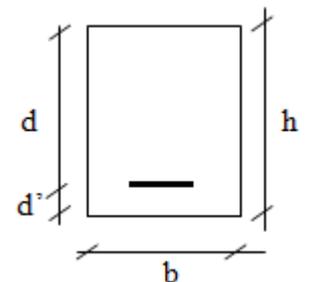


Figure VIII-4 : Section de calcul

✓ Vérification des armatures longitudinales :

* Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 50) \Rightarrow A_{\min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

* Condition imposée par le B.A.E.L 99 :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix des armatures :

On prend un ferrailage de : $A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 15 \cdot x^2 - 15 \times 12,06 \cdot (45 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 721,91 \Rightarrow x = 18,03 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 30 \times \frac{18,03^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (45 - 18,03)^2 \Rightarrow I = 190195 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,075 \times 0,1803}{19,02 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 7,10 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,075 \times (45 - 0,1803)}{19,02 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 159,52 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 7,10 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 159,52 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :* A l'ELU:

$$\begin{cases} M_u^A = 206,045 \text{ KN.m} = 0,206 \text{ MN.m} \\ M_s^A = 145,748 \text{ KN} = 0,145 \text{ MN} \end{cases}$$

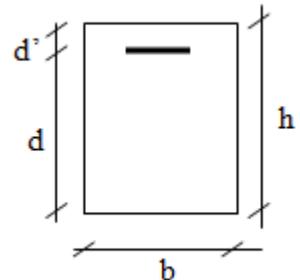


Figure VIII-5 : Section de calcul

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,206}{0,30 \times 0,45^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,239$$

$\mu_u = 0,239 < \mu_R \rightarrow$ Section avec simple armature $A_{SC} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,239}) \Rightarrow \alpha = 0,199$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \cdot (1 - 0,4 \times 0,199) \Rightarrow Z = 0,414 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,206}{0,414 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 14,31 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

* **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 50) \Rightarrow A_{min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

* **Condition imposée par le B.A.E.L 99 :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix des armatures :**

On prend un ferrailage de : $A_{st} = 6T20 + 2T12 = 21,11 \text{ cm}^2$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 15 \cdot x^2 - 15 \times 22,24 \cdot (45 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 977,35 \Rightarrow x = 22,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 30 \times \frac{22,02^3}{3} + 15 \times 22,02 \times (45 - 22,02)^2 \Rightarrow I = 273987 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,145 \times 0,2202}{27,40 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 11,65 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,145 \times (0,45 - 0,2202)}{27,40 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 182,41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 11,65 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \quad \dots \text{ CV}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 182,41 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \quad \dots \text{ CV}$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

b- Calcul des armatures transversales :

✓ **Vérification au cisaillement** : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 211,375 \text{ KN} = 0,211 \text{ MN}$$

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{0,211}{0,30 \times 0,45} \Rightarrow \tau_u = 1,563 \text{ M Pa}$$

✓ **Justification du béton** : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

$$\rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right] \text{ M Pa} \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \right] \Rightarrow \tau_1 = 3,33 \text{ M Pa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,563 \text{ M Pa} < \tau_1 = 3,33 \text{ M Pa} \quad \dots \text{ CV}$$

- Calcul des armatures : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

$$\phi_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \text{ min}} \right) \text{ Avec : } \phi_{L \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \text{min} \left(\frac{25}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \text{min} \left(0,714 ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) \text{ cm}$$

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = \phi 8$$

$$A_t = 2\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Un cadre plus un étrier pour les poutres principales}$$

D'après le RPA99/version 2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\text{min}} = 0,3\% (b \times S') \rightarrow A_{\text{min}} = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

- Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont calculés suivant le [RPA 99 v 2003 / 7.5.2.2] :

*** La zone nodale :**

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12. \phi_{l \min}; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

*** La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{50}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification au glissement :

$$* \text{ En appuis : } T_u - \frac{M_{Au}}{0,9.d} \leq 0$$

Avec :

$$T_u = 211,375 \text{ KN}$$

$$M_{Au} = 206,045 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow T_u - \frac{M_{Au}}{0,9.d} = 211,375 - \frac{206,045}{0,9 \times 0,45} = -297,37$$

$$\Rightarrow -297,37 < 0 \dots CV$$

→ Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures d'appuis.

- L'ancrage des barres :

- Pour une longueur de scellement droite :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec :

l_s : Longueur de scellement

\emptyset : Coefficient de scellement. $\emptyset = 1,5$ (Armatures HA)

τ_s : Contrainte d'adhérence.

$$\rightarrow \tau_s = 0,6. \psi^2. f_{tj} \Rightarrow \tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \Rightarrow l_s = \frac{16}{4} \times \frac{400}{2,835} \Rightarrow l_s = 57 \text{ cm}$$

- L'ancrage :

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta. r$$

$$\theta = 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19 ; l_1 = 10\emptyset ; r = 5,5\emptyset \text{ (HR)}$$

$$\rightarrow l_2 = 57 - 1,87 \times (10 \times 1,6) - 2,19 \times (5,5 \times 1,6) \Rightarrow l_2 = 4,63 \text{ cm}$$

Donc :

$$l = l_2 + r + \frac{\phi}{2} \Rightarrow l = 4,63 + (5,5 \times 1,6) + \frac{1,6}{2} \Rightarrow l = 14,20 \text{ cm}$$

On prend : $l = 15 \text{ cm}$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{l_{max}} = 40 \times 2 \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

c- Justification des poutres aux niveaux des appuis :

- Appui intermédiaire :

- Si $|M_u| < 0,9 \times d \times T_u \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9.d}$$

- Si $|M_u| > 0,9 \times d \times T_u \rightarrow$ Il n'y a aucun risque de glissement

Avec :

$|M_u|$: Moment fléchissant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

T_u : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

Alors :

$$|M_{u \text{ Appui}}| = 206,045 \text{ KN. m}$$

$$0,9 \times d \times T_u = 0,9 \times 0,5 \times 211,375 = 95,119 \text{ KN. m}$$

$\Rightarrow |M_{u \text{ Ap}}| > 0,9 \times d \times T_u \rightarrow$ **Il y a aucun risque de glissement en appui intermédiaire.**

- Appui de rive :

- Si $A_s T_u = \frac{T_u \times \gamma_x}{f_e} > A_{st \text{ Appui de rive}} \rightarrow$ On doit prolonger au-delà du bord de l'appui de rive (coté travée) et y ancrer une section d'armatures $A_s(T_u)$ longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant (T_u)

- Si $A_s T_u = \frac{T_u \times \gamma_x}{f_e} < A_{st \text{ Appui de rive}} \rightarrow$ La section des armatures (A_{st} (appui de rive)) est suffisante.

Avec :

$A_s T_u$: Armatures nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant (T_u).

T_u : Effort tranchant de calcul vis-à-vis l'état ultime.

Alors :

$$A_s T_u = \frac{211,375 \times 1,15}{400} = 0,607 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s T_u > A_{st \text{ Appui de rive}} \rightarrow$ **La section des armatures (A_{st} (appui de rive)) est suffisante.**

La quantité des armatures choisies et placées au niveau des appuis de rive est suffisante. Il n'est pas nécessaire de prolonger une autre section des armatures longitudinales.

d- Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire : $f \leq f_{\text{admissible}}$

$f_{\text{admissible}} = \frac{L_{\text{max}}}{1000} + 0,5 \rightarrow$ Si la portée (L) est ou plus égale à 5 m.

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{t.s}.L^2}{10.E_i.l_{fi}} \rightarrow \text{Flèche sous chargement instantané} \\ f_v = \frac{M_{t.s}.L^2}{10.E_v.l_{fv}} \rightarrow \text{Flèche sous chargement différée} \end{cases}$$

Avec :

$$l_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_i.\mu} \quad \text{Et} \quad l_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda_v.\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{\rho.(2+\frac{3 \times b}{b})} \quad \text{Et} \quad \lambda_v = \frac{0,02.f_{t28}}{\rho.(2+\frac{3 \times b}{b})}$$

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0.d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4\rho.\sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\begin{cases} M_{T_s} = 72,280 \text{ KN.m} \\ L = 5,83 \text{ m} \\ E_i = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_v = 10818,9 \text{ MPa} \\ A_{st} = 21,11.10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

On obtient :

$$I_0 = 4,391.10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = 0,105$$

$$\lambda_i = 0,200 \quad \lambda_v = 0,080$$

$$\mu = 0,975$$

$$l_{fi} = 4,042.10^{-4} \quad l_{fv} = 4,481.10^{-4}$$

$$\begin{cases} f_i = 5,87.10^{-4} \text{ m} \rightarrow \text{Flèche sous chargement instantané} \\ f_v = 1,41.10^{-3} \text{ m} \rightarrow \text{Flèche sous chargement différée} \end{cases}$$

$$f_i = 0,019 \text{ m} < f_{Adm} = 0,51 \text{ m}$$

$$f_v = 0,051 \text{ m} < f_{Adm} = 0,51 \text{ m}$$

Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

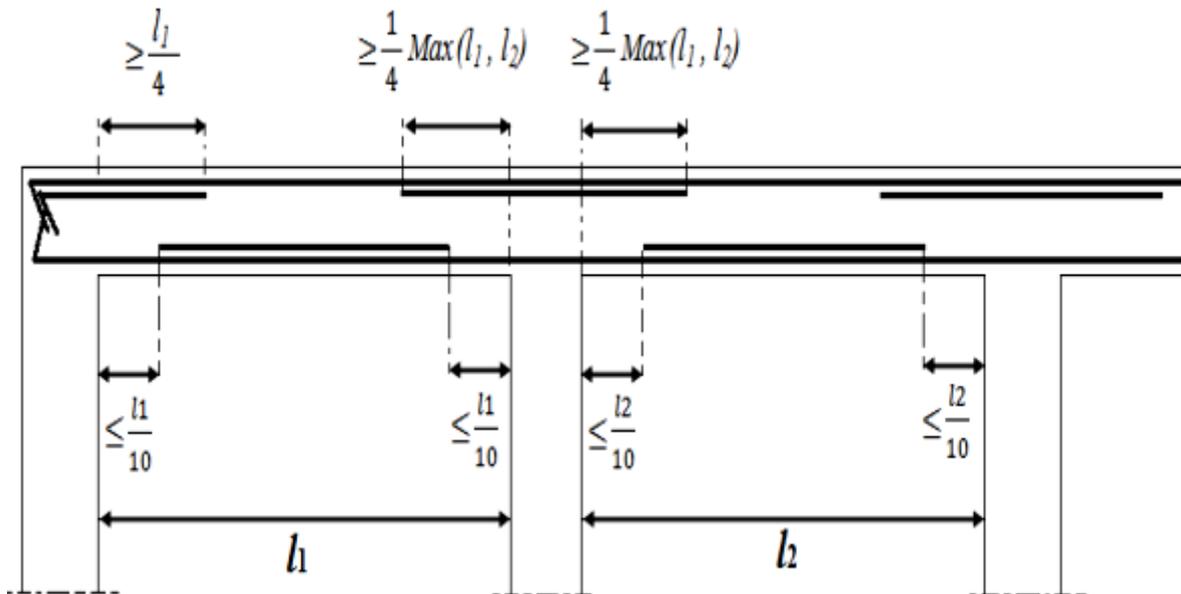


Figure VIII-6 : Les arrêts des chapeaux et armatures inférieurs.

VIII-2-2-2- Poutre secondaire :

Le calcul de ferrailage pour les poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-après qui donne les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VIII-9 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales et secondaires

		Ferrailage longitudinal								Ferrailage transversal				
		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisies	Section [cm ²]	L _r [cm]	Flèche $f \leq f_{adm}$	L'ancrage [cm]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	φ _t [cm ²]	S _t [cm]	S' [cm]
		RPA	BAEL											
P.P	Travée	7,500	1,630	7,265	6T16	12,06	80	Vérifiée	15	0,90	2,01	4φ8	15	10
	Appui	7,500	1,630	14,31	6T16+2T12	21,11				0,90	1,02	2φ8	15	10
CH	Travée	6	1,304	1,54	6T12	9,79	48	Vérifiée	15	0,90	2,01	4φ8	20	10
	Appui	6	1,304	0,34	6T12	9,79				0,90	1,02	2φ8	20	10

VIII-2-3- Schéma de ferrailage :

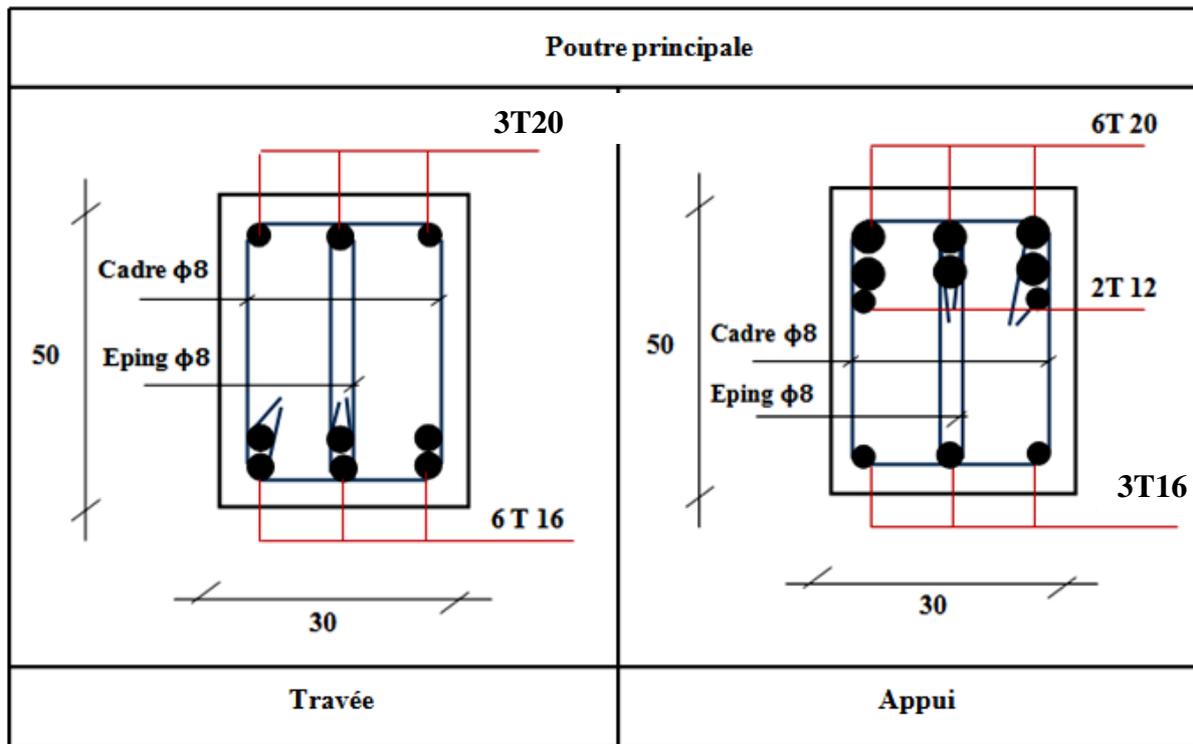


Figure VIII-8 : Schéma de ferrailage des poutres principales

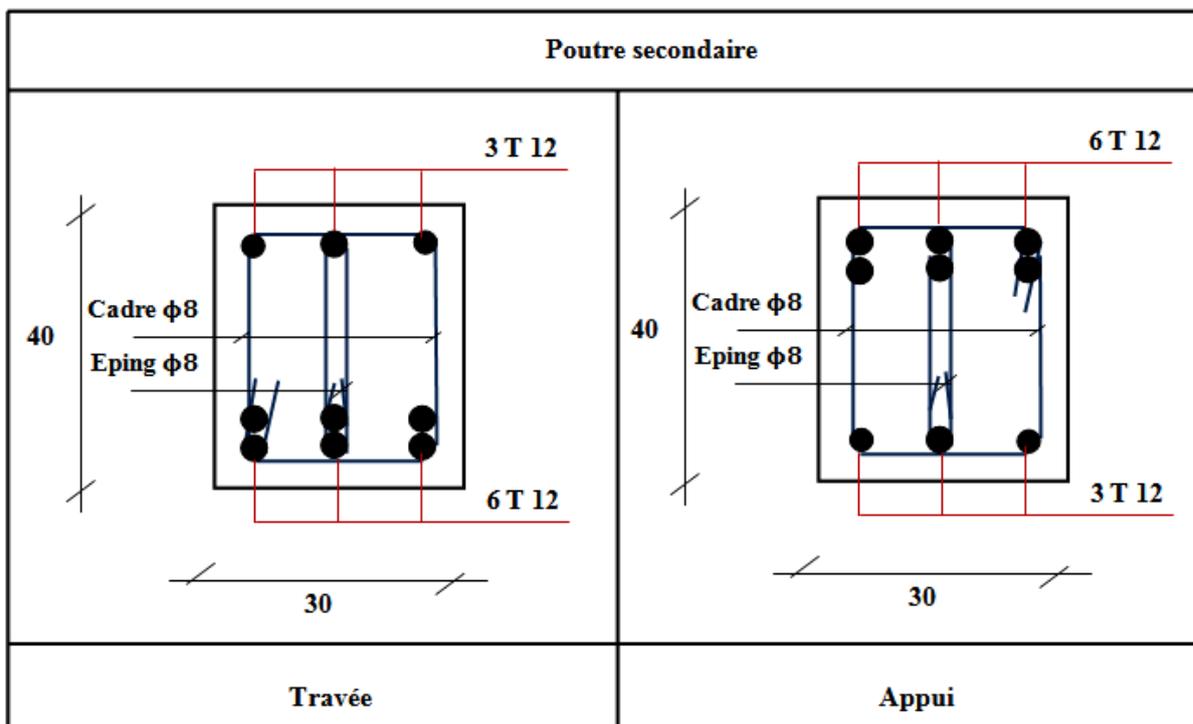


Figure VIII-7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VIII-3- Les voiles :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quel que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels, ...).

✓ **Leurs rôle :**

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stable vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre au sol.
- De raidir la construction, car les déformations excessives de la construction sont la source de dommage aux éléments non structuraux et aux équipements.

✓ **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (torsion).
- Les voiles ne doivent pas être éloignés (flexibilité du plancher).
- l'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient proches).

Pour notre bâtiment on a un seul type de voile :

- **Les voiles de contreventement :** Le voile de contreventement soumis à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII-3-1- Combinaisons d'actions :

Il existe deux types de combinaisons :

- Les combinaisons fondamentales accidentelles
- Les combinaisons accidentelles :

→ **Selon le CBA 93 :** Les combinaisons fondamentales

$$\begin{cases} 1,35. G + 1,5. Q \\ G + Q \end{cases}$$

→ **Selon le RPA 93 version 2003 :** Les combinaisons accidentelles

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8. G \pm E \end{cases}$$

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux).
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux).

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 05 zones :

- Le niveau RDC → Zone I.
- Les niveaux (étage 1,2 et 3) → Zone II.
- Les niveaux (étage 4,5 et 6) → Zone III.
- Les niveaux (étage 7,8 et 9) → Zone VI.
- Le niveau (étage 10, 11 et buanderie) → Zone IV.

VIII-3-2- Caractéristiques géométriques des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base
On a des voiles de 20 cm d'épaisseur [Chapitre IV / 1.4]

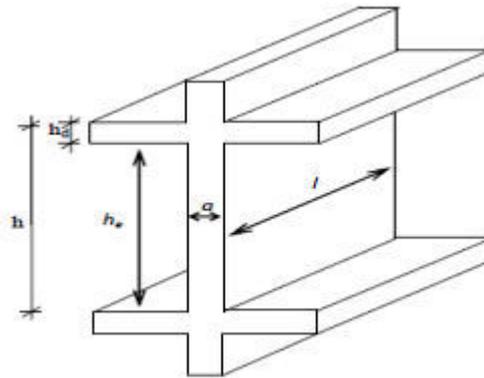


Figure VIII-9 : Caractéristique géométrique d'un voile

VIII-3-3- Sollicitation dans les voiles :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

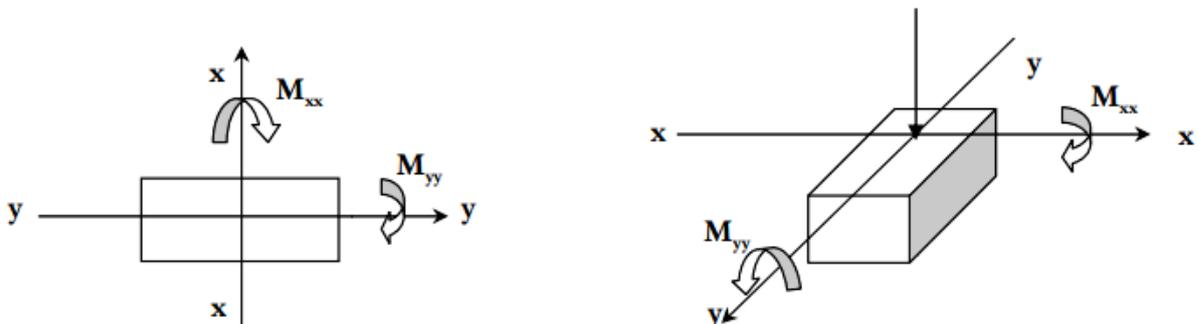


Figure VIII-10 : Sollicitations sur les voiles

Voile 1 → L = 2,00 m

Voile 2 → L = 3,80 m

Voile 3 → L = 4,85 m

Voile 4 → L = 2,00 m

Voile 5 → L = 5,16 m

Voile 6 → L = 3,00 m

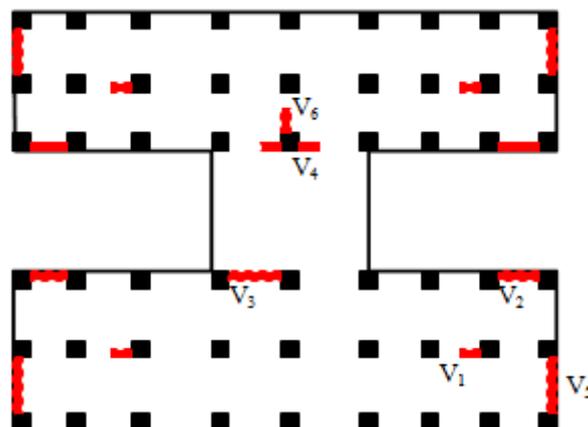


Figure VIII-11 : Disposition des voiles

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel SAP 2000.

Tableau VIII-10 : Sollicitation de voile 1

	Voile 1						
	N_{max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	2608,342	26,131	372.058	2078.854	1719.66	335.610	104.538
Zone 2	2365.093	50.233	197.944	1820.191	1628.854	127.009	68.074
Zone 3	1694.214	17.548	138.821	1273.994	1197.215	113.055	71.673
Zone 4	995.583	8.0176	68.233	755.892	79.628	696.464	50.99
Zone 5	266.92	26.275	22.082	217.396	172.278	80.771	63.712

Tableau VIII-11 : Sollicitation de voile 2

	Voile 2						
	N_{max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	2608,342	26,131	1781.988	2916.15	2736.823	2018.884	326.496
Zone 2	2365.093	50.233	2916.150	1781.988	2736.823	2018.884	302.533
Zone 3	1694.214	17.548	527.519	1746.621	1621.703	585.758	176.165
Zone 4	995.583	8.0176	1008.314	241.875	939.333	270.857	95.651
Zone 5	266.92	26.275	183.245	258.584	242.978	244.991	103.016

Tableau VIII-12 : Sollicitation de voile 3

	Voile 3						
	N_{max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	6016.718	288.379	3260.795	4421.618	4340.653	3674.007	453.207
Zone 2	5420.365	243.447	2453.659	3990.842	3914.931	2803.234	493.435
Zone 3	4074.622	53.142	1126.123	2996.249	2947.634	1204.113	379.210
Zone 4	3166.384	27.6949	546.854	1975.351	1958.738	503.186	258.175
Zone 5	1275.896	32.141	342.279	937.943	926.021	298.623	177.891

Tableau VIII-13 : Sollicitation de voile 4

	Voile 4						
	N_{max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	2130.960	0.652	444.408	2164.957	936.034	474.547	126.678
Zone 2	2005.700	9.530	256.125	1843.847	1075.113	270.503	92.958
Zone 3	1536.684	6.1307	160.490	1261.320	976.025	169.531	82.83
Zone 4	1020.306	18.107	76.648	846.226	639.975	103.226	65.461
Zone 5	445.325	28.516	27.987	413.308	236.405	69.829	55.637

Tableau VIII-14 : Sollicitation de voile 5

	Voile 5						
	N_{max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	4985.322	69.855	256.333	3944.597	3343.706	153.825	49.452
Zone 2	3003.394	117.919	276.595	3627.17	3053.141	14.098	94.622
Zone 3	3355.513	215.605	2668.965	223.090	2239.470	96.242	93.456
Zone 4	2111.392	196.589	198.621	1669.846	1418.239	92.727	91.066
Zone 5	836.868	161.254	655.017	165.963	568.673	73.380	100.369

Tableau VIII-15 : Sollicitation de voile 6

	Voile 6						
	N_{\max} [KN]	M_{cor} [KN.m]	M_{\max} [KN.m]	N_{cor} [KN]	N_{\min} [KN]	M_{cor} [KN.m]	T [KN]
Zone 1	3373.542	124.206	123.551	2472.885	2432.141	58.459	29.693
Zone 2	4167.334	197.968	64.782	2206.983	2167.704	103.841	58.978
Zone 3	2314.011	73.209	41.768	1698.514	1670.618	66.874	52.318
Zone 4	1536.335	111.951	72.903	1128.272	1109.323	93.091	68.39
Zone 5	717.653	164.039	536.462	112.571	510.053	128.703	79.758

VIII-3-4- Calcul de ferrailage des voiles :

VIII-3-4-1- Méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\delta = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué.
- M : Moment fléchissant appliqué.
- A : Section du voile.
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

✓ δ_{\max} et $\delta_{\min} > 0$ → La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "
La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\%(e \times L)$$

✓ δ_{\max} et $\delta_{\min} < 0$ → La section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "
On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{\min}$ → On ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min}$ → On ferraille avec A_v .

✓ δ_1 et δ_2 Sont de signe différent → La section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

a - Armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé, de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile, doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Armatures horizontales :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces, entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochet 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

→ Selon le BAEL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

→ Selon le RPA 99 V2003 :

- Globalement dans la section du voile : $A_h \geq 15\% . B$
- En zone courante : $A_h \geq 0,1\% . B$

Avec :

B : Section du béton comprimé

A_v : Section des armatures verticales

c- Armatures minimales :

- Compression simple [BAEL 91 / Art A.8.1, 2] :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml De parement perpendiculaire à ces armatures : } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

Avec :

B : Section du béton comprimé

- Traction simple [BAEL 91 / Art A.8.1, 2] :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Section partiellement comprimé :

$$A_{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\% \cdot B \right\}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

d- Exigence de RPA99 version 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%. ... [RPA99V 2003 / Art A.7.7.4.3]

e- Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} \geq 1,1 \times \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 \cdot T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Mais dans ce cas, les voiles sont coulés niveau par niveau et les armatures d'attentes sont suffisantes.

f- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

g- Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

h- Disposition constructive :**- L'espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30) \text{ cm}$$

e : c'est l'épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

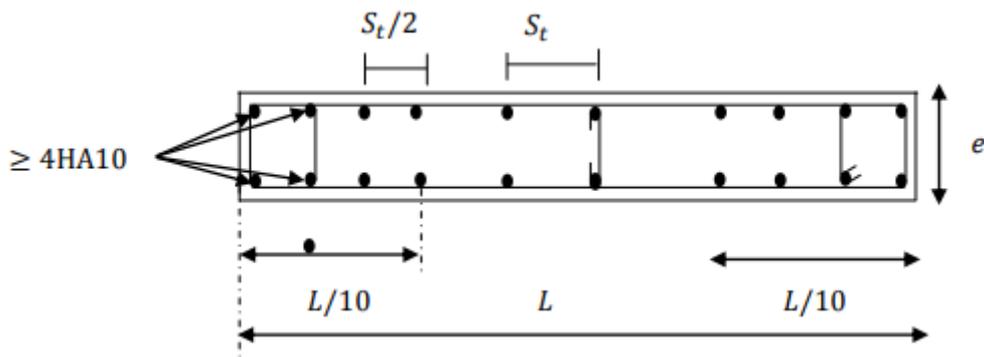


Figure VIII- 12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- Longueur de recouvrement :

Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :

- * $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- * $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing_{\max} = \frac{e}{10}$$

i- Les vérifications :

- Vérification à l'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\delta_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

j- Vérification de la contrainte de cisaillement :

→ Selon le RPA 99 : ... [RPAA99 version 2003/Art 7.2.2]

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot T}{e \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

→ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] \text{ M Pa}$$

VIII-3-4-2- Détermination du ferrailage des voiles :

Nous prendrons comme exemple de calcul du voile 3 de longueur L=5,16 m , dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile et la partie restante sera ferrillée par symétrie.

a- Armatures verticales :

$$\begin{cases} M^{\max} = 3260.795 \text{ KN.m} = 3,260 \text{ MN.m} \\ N^{\text{cor}} = 4421.618 \text{ KN} = 4,421 \text{ MN} \\ T = 453.207 \text{ KN} = 0,453 \text{ MN} \end{cases}$$

On a :

$$\delta = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4,85}{2} \rightarrow V = 2,425 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,85^3}{12} \rightarrow I = 1,901 \text{ m}^4$$

$$A = 0,970 \text{ m}^2$$

Alors :

$$\delta_{\max} = \frac{4,421}{0,970} + \frac{3,260 \times 2,425}{1,901} \Rightarrow \delta_{\max} = 8,716 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{\min} = \frac{4,421}{0,970} - \frac{3,260 \times 2,425}{1,901} \Rightarrow \delta_{\min} = 0,399 \text{ M Pa}$$

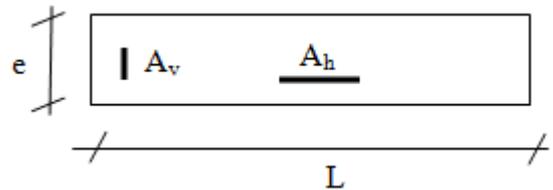


Figure VIII-13 : Section de calcul

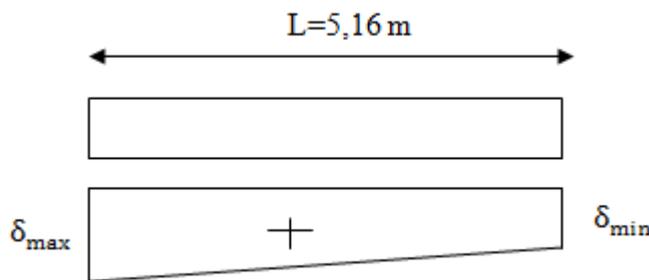


Figure VIII-14 : Diagramme des contraintes SEC

δ_{\max} et $\delta_{\min} > 0$ → La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

La section du voile se 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 minimal).

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,15\%(a \times L) = 0,0015(20 \times 485) \Rightarrow A_{\min} = 14,55 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures adoptées :**

$$\text{On prend : } A_v = 15 \text{ T } 12 = 16,67 \text{ cm}^2$$

b- Armatures horizontales :

→ Selon le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{15,48}{4} \Rightarrow A_h = 3,918 \text{ cm}^2$$

→ Selon le RPA 99 V2003 :

$$A_h \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}; 15\% \cdot B\right\} \Rightarrow A_h = 14,55 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures adoptées :**

$$\text{On prend : } A_h = 15 \text{ T } 12 = 16,67 \text{ cm}^2$$

c- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

d- Les espacements :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

d- Longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est égale à $40 \cdot \emptyset$ (en zone 1).

$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$$

On choisit $L_r = 50 \text{ cm}$

e- Les vérifications :

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$\delta_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \text{ [M Pa]}$$

$$\delta_{bc} = \frac{3,126}{0,97 + 15 \times 16,67 \cdot 10^{-4}} = 3,141 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{bc} = 3,118 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

→ Selon le *RPA 99* : ... [RPAA99 version 2003/Art 7.2.2]

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 0,453}{0,2 \times (0,9 \times 4,85)} = 0,726 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u = 0,726 \text{ M Pa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ M Pa} \dots \text{CV}$$

→ Selon le *BAEL 91* : ... [BAEL modifié 99)/ Art 5.1.1]

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] \text{ M Pa}$$

$$\tau_u = \frac{0,453}{0,2 \times (0,9 \times 4,85)} = 0,518 \text{ M Pa}$$

$$\tau_u = 0,518 \text{ M Pa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ M Pa} \dots \text{CV}$$

⇒ Il n'y a pas de rupture par cisaillement

VIII-3-4-3- Récapitulatif des ferraillements des voiles :**Remarque :**

Pour le ferraillement vertical et horizontal des autres zones, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivants

Tableau VIII 16 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 1

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	2,434	1.986	1,414	0,809	0,235
δ_{min}	1,595	1,541	1,101	0,656	0,186
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min} [cm ²] RPA	15,480	15,480	15,480	15,480	15,480
$A_{H. Calculée}$ [cm ²]	15,480	15,480	15,480	15,480	15,480
$A_{H. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
$A_{V. Calculée}$ [cm ²]	15,480	15,480	15,480	15,480	15,480
$A_{V. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VIII-17 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 2

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	7,583	6,326	3,394	2,413	0,720
δ_{min}	0,134	-1,636	1,202	-1,776	-0,040
Section	SEC	SPC	SEC	SPC	SPC
A_{min} [cm ²] RPA	15,480	11,400	15,480	11,400	11,400
A_H . Calculée [cm ²]	15,480	2,391	15,480	2,391	2,391
A_H . Adoptée [cm ²]	16,67	15,480	16,67	11,310	11,310
Barres	15T12	15T12	15T12	10T12	10T12
A_v . Calculée [cm ²]	15,480	2.391	15,480	2.391	2.391
A_v . Adoptée [cm ²]	16,670	16,670	16,670	11,310	11,310
Barres	15T12	15T12	15T12	10T12	10T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VIII 18 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 3

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	8,716	7,243	5,525	2,734	1,403
δ_{min}	0,399	0,984	1,653	1,339	0,530
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min} [cm ²] RPA	14,550	14,550	14,550	14,550	14,550
$A_{H. Calculée}$ [cm ²]	14,550	14,550	14,550	14,550	14,550
$A_{H. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
$A_{v. Calculée}$ [cm ²]	15,480	15,480	15,480	15,480	15,480
$A_{v. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VIII-19 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 4

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	3,874	6,529	4,357	2,689	1,243
δ_{min}	-2,791	2,687	1,949	1,541	0,823
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min} [cm ²] RPA	3,348	3,348	3,348	3,348	3,348
$A_{H. Calculée}$ [cm ²]	2,858	2,858	2,858	2,858	2,858
$A_{H. Adoptée}$ [cm ²]	6,790	6,790	6,790	6,790	6,790
Barres	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12
$A_{v. Calculée}$ [cm ²]	6	6	6	6	6
$A_{v. Adoptée}$ [cm ²]	8,100	8,100	8,100	8,100	8,100
Barres	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VIII-20 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 5

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	4,111	3,826	3,223	1,841	0,898
δ_{min}	3,534	3,203	-2,791	1,393	-0,577
Section	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC
A_{min} [cm ²] RPA	15,480	15,480	15,480	15,480	15,480
$A_{H. Calculée}$ [cm ²]	15,480	15,480	2,330	15,480	15,480
$A_{H. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
$A_{v. Calculée}$ [cm ²]	15,480	15,480	2,330	15,480	2,510
$A_{v. Adoptée}$ [cm ²]	16,670	16,670	16,670	16,670	16,670
Barres	15T12	15T12	15T12	15T12	15T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VIII-21 : Tableau récapitulatif de ferrailage et d'espacements pour le voile 6

	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
δ_{max}	4,733	3,894	2,972	2,126	3,670
δ_{min}	3,509	3,462	2,694	1,640	0,096
Section	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC
A_{min} [cm ²] RPA	9	9	9	9	9
$A_{H. Calculée}$ [cm ²]	9	9	9	9	9
$A_{H. Adoptée}$ [cm ²]	9,420	9,420	9,420	9,420	9,420
Barres	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12
$A_{v. Calculée}$ [cm ²]	9	9	9	9	9
$A_{v. Adoptée}$ [cm ²]	9,420	9,420	9,420	9,420	9,420
Barres	10T12	10T12	10T12	10T12	10T12
Longueur de recouvrement [cm]	50	50	50	50	50
S_t [cm]	20	20	20	20	20
S' [cm]	10	10	10	10	10
Contraintes de cisaillement	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Chapitre IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol ; fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ; fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

✓ Les principaux rôles de la fondation sont :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure (N et M) ; ces actions sont de différentes origines (permanentes, d'exploitation, climatiques, accidentelles, séismes...).
- Les sollicitations dues au sol ; ces sollicitations sont en fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante, de la contrainte admissible du sol, de la présence de la nappe phréatique (nappe d'eau).

IX-1- Choix du type de fondation :

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol. Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars.

IX-1-1- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

- Fondations superficielles :

- * Semelles isolées
- * Semelles filantes
- * Semelles générales

- Fondations profondes :

- * Semelles sur puits
- * Semelles sur pieux

IX-1-2- Les combinaisons d'actions :

D'après le **CBA 93** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{cases} 1,35. G + 1,5. Q \\ G + Q \end{cases}$$

IX-2- Pré-dimensionnement des semelles :**IX-2-1- Vérification des semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

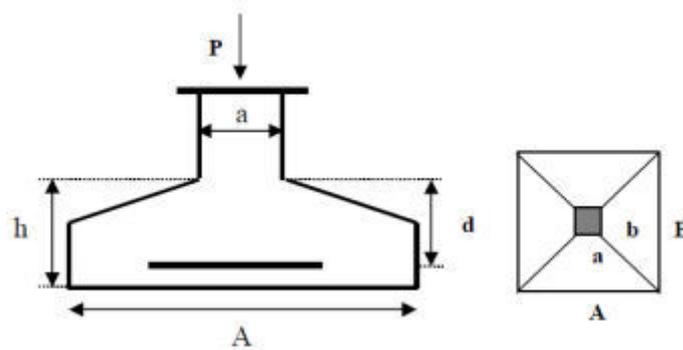


Figure IX-1 : Schéma d'une semelle isolée

La vérification à faire est :

$$\begin{cases} \delta = \frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\delta_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\delta_{sol}}} \\ A = \frac{a}{b} \times B \end{cases}$$

Avec :

- N_s : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par logiciel SAP 2000
- A : Longueur de la semelle
- B : Largeur de la semelle
- a : Longueur de la semelle
- b : Largeur du poteau
- $\overline{\delta_{sol}}$: Contrainte admissible du sol $\overline{\delta_{sol}} = 2 \text{ bars}$

On a :

$$N_s = 2868,673 \text{ KN}$$

$$a = b = 0,65 \text{ m}$$

$$A = B = ??$$

$$A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\delta_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2,868}{0,2}} \Rightarrow A \geq 3,80 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de $(4,00 \times 4,00) \text{ m}^2$

Remarque :

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car on dispose des distances entre axes des poteaux plus petite dans le sens X-X, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IX-2-2- Vérification des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

✓ **Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_s$
- Détermination des coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_s \times e_i + \sum M_s}{\sum N_s}$
- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si : $e \geq \frac{h}{6}$ → La répartition est rectangulaire

Si : $e \leq \frac{h}{6}$ → La répartition est trapézoïdale

$$\delta_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$\delta_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$\delta\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{\delta\left(\frac{L}{4}\right)}{\delta_{\text{sol}}}$

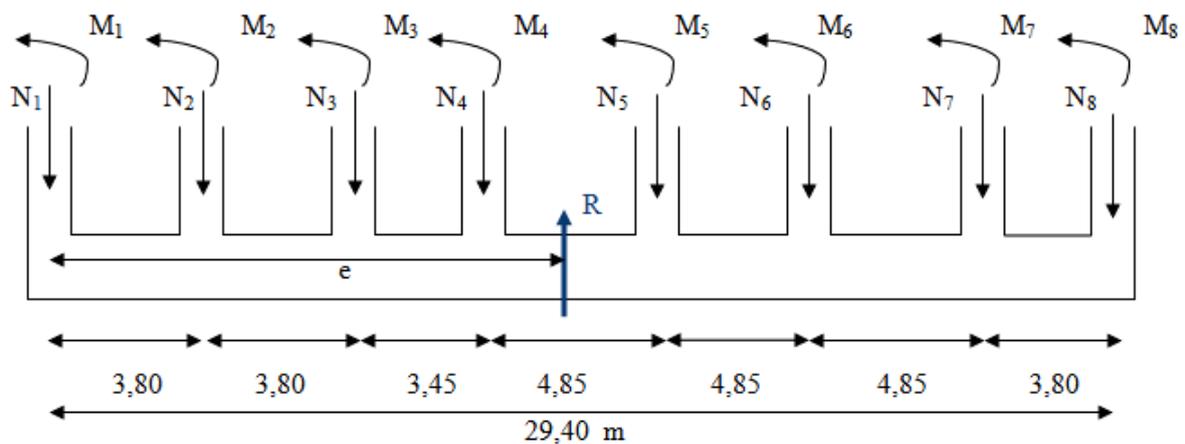


Figure IX-2 : Répartition des efforts dans la semelle

Tableau IX-1 : Détermination de la résultante des charges

Poteau	N_s [KN]	e_i [m]	$N_s \times e_i$ [KN.m]	M_i [KN.m]
1	689.578	14,700	10136,797	0.511
2	2111.481	10,900	23015,143	13.282
3	2181.113	7,100	15489,902	12.938
4	2334.563	3,650	8221,155	14.117
5	2605.679	-1,200	-3126,815	16.301
6	2629.200	-10,900	-15906,660	16.931
7	2121.436	-7,100	-23123,653	14.665
8	634.487	-14,700	-9326,959	0.470
Somme	15307,735		5674,910	89,220

✓ **Détermination des coordonnées de la résultante R :**

$$e = \frac{\sum N_s \times e_i + \sum M_s}{\sum N_s} \Rightarrow e = 0,37 \text{ m}$$

✓ **Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,37 \text{ m} < \frac{h}{6} = 4,9 \text{ m} \rightarrow \text{La répartition est trapézoïdale}$$

$$\delta_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{15307,735}{29,40} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,37}{29,40}\right) \Rightarrow \delta_{\max} = 559,98 \text{ KN/ml}$$

$$\delta_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{15307,735}{29,40} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,37}{29,40}\right) \Rightarrow \delta_{\min} = 481,35 \text{ KN/ml}$$

$$\delta\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{15307,735}{29,40} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,37}{29,40}\right) \Rightarrow \delta = 540,32 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\delta\left(\frac{L}{4}\right)}{\delta_{\text{Sol}}} = \frac{540,32}{200} \Rightarrow B \geq 2,70 \text{ m}$$

On prend : $B = 2,80 \text{ m}$

$$\Rightarrow S = 2,8 \times 29,4 = 82,32 \text{ m}^2$$

✓ **La surface totale des semelles sous poteaux :**

$$S_p = S \times n \quad (n : \text{Nombre de portiques dans le sens transversal.})$$

$$S_p = 82,32 \times 6 \Rightarrow S = 493,92 \text{ m}^2$$

✓ **La surface totale du bâtiment :**

$$S_{\text{batiment}} = 784,098 \text{ m}^2$$

✓ **Calcul du rapport :**

$$\frac{S_p}{S_{\text{batiment}}} = \frac{493,920}{784,098} = 0,62$$

$$S_p > 50\% \cdot S_{\text{batiment}}$$

Donc la surface des semelles représente 62 %

Remarque :

La surface totale des semelles filantes supérieure à de la surface du sol d'assise alors on opte pour un radier général.

IX-3- Etude du radier général :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- Situation durable et transitoire : [CBA 93]

$$\begin{cases} 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q & (\text{ELU}) \\ G + Q & (\text{ELS}) \end{cases}$$

- Situation accidentelle : ... [RPA99(V2003) /10.1.4.1]

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \cdot G \pm E \end{cases}$$

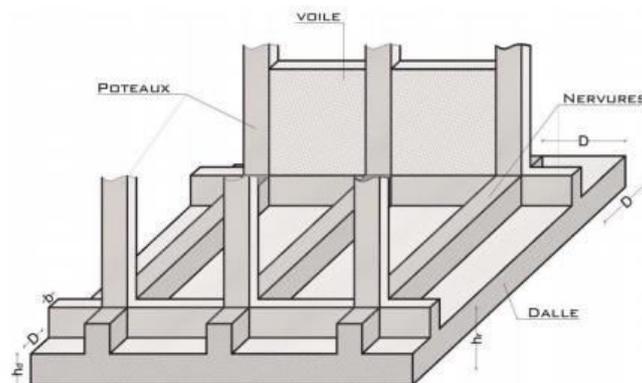


Figure IX-3 : Radier nervurés

IX-3-1- Pré-dimensionnement du radier général :**IX-3-1-1- Hauteur du radier :**

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement

✓ **D'après (DTR BC 2.33.1) :**

* L'épaisseur h_N de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h_N \geq \frac{583}{10} \Rightarrow h_N \geq 58,3 \text{ cm}$$

* L'épaisseur h_d de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_d \geq \frac{583}{20} \Rightarrow h_d \geq 29,15 \text{ cm}$$

a- Condition forfaitaire :

Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \quad L = 5,83 \text{ m}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{583}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \\ 72,875 \leq h \leq 116,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b- Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

Avec :

- L_e : longueur élastique donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

- K : coefficient d'élasticité du sol (Pour un sol de densité moyenne $K = 20 \text{ MN/m}^3$) ^[111]

- E : module d'Young du béton ($E = 3,2 \cdot 10^7 \text{ M Pa}$)

- I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$)

- b : largeur du radier.

Alors :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,83^4 \times 20}{\pi^4 \times 3,2 \cdot 10^4}} \Rightarrow h_N \geq 0,70 \text{ m}$$

IX-4-1-2- Calcul des débords :

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 20\right) \text{ cm} \Rightarrow D \geq \max\left(\frac{70}{2}; 20\right) \text{ cm} \Rightarrow D \geq 35 \text{ cm}$$

On adopte : **$D \geq 40 \text{ cm}$**

c- Condition de non cisaillement :... [BAEL91/A5.2, 2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \cdot h} \dots [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

- τ_u : Contrainte tangente

- $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangente admissible

- T_u^{\max} : Effort tranchant max ($T_u^{\max} = \max(T_{ux}^{\max}; T_{uy}^{\max})$)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \cdot h} \Rightarrow h \geq \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \cdot \bar{\tau}_u} \dots (1)$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,83 \text{ m} \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour les panneaux de dalle de forme régulière :

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u^{\max} \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \\ T_y = \frac{q_u^{\max} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \end{cases}$$

On a :

$$q_u^{\max} = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5 \cdot Q$$

S : La surface du radier. $S = 784,098 \text{ m}^2$

$$G = 102615,9 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = 5 \text{ KN} \\ \rightarrow q_u^{\max} = 1,35 \times \frac{102615,9}{784,098} + 1,5 \times 5 \Rightarrow q_u^{\max} = 184,176 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\begin{cases} T_x = \frac{184,176 \times 4,85}{2} \times \frac{5,83}{4,85^4 + 5,83^4} \Rightarrow T_x = 301,989 \text{ KN} \\ T_y = \frac{184,176 \times 5,83}{2} \times \frac{4,85^4}{4,85^4 + 5,83^4} \Rightarrow T_y = 173,864 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) = 301,989 \text{ KN}$$

Donc :

$$(1) \dots \rightarrow h \geq \frac{301989}{100 \times 0,9 \times 1,17 \cdot 10^2} \Rightarrow h \geq 29 \text{ cm}$$

✓ Proposition 1 :

$$\begin{cases} h_N = 120 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \\ D = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol. Donc on augmente les valeurs de h_N , h_d et D

✓ Proposition 2 :

$$\begin{cases} h_N = 150 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \\ D = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte de sol.

IX-3-1-3- Vérifications nécessaires :

$$\begin{cases} h_N = 150 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \\ D = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

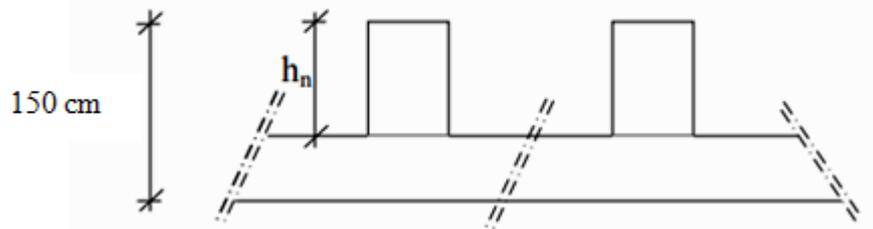


Figure IX-4 : Dimensions du radier

a- Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot h_t \cdot \mu_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$... [BAEL 93 / Art A5.2.42]

Avec :

- N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u = 3950,80 \text{ KN}$)
- h_t : Hauteur de la nervure ($h_N = 1,50 \text{ m}$)
- μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (1 + 1,50) \Rightarrow \mu_c = 10 \text{ m}^2$$

$$N_u = 3,95080 \text{ MN} \leq 0,045 \cdot h_t \cdot \mu_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 1,50 \times 10 \times \frac{25}{1,5} = 11,25 \text{ MN}$$

$$N_u = 3,95080 \text{ MN} \leq 11,25 \text{ MN} \dots CV$$

→ Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

b- Vérification vis-à-vis la contrainte de sol :

On doit vérifier la condition, pour que la contrainte de sol soit vérifiée :

$$\overline{\delta_b} \leq \overline{\delta_{Sol}}$$

$$\overline{\delta_{Sol}} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa}$$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc :

$$\overline{\delta_b} = \frac{3 \cdot k \cdot \Delta_{\max} + k \cdot \Delta_{\min}}{4}$$

Avec :

- k : Coefficient de BALAST [Tableau du module de réaction du sol]

$$k = 2 \cdot \overline{\delta_{\text{sol}}} = 2 \times 2 = 4 \text{ bars}$$

- Δ_{\max} : Déplacement maximal suivant U_Z à ELS ($\delta_{\max} = 0,48 \text{ cm}$)

- Δ_{\min} : Déplacement minimal suivant U_Z à ELS ($\delta_{\min} = 0,107 \text{ cm}$)

Alors :

$$\overline{\delta_b} = \frac{3 \cdot k \cdot \Delta_{\max} + k \cdot \Delta_{\min}}{4} = \frac{3 \times 4 \times 0,547 + 4 \times 0,107}{4} \Rightarrow \overline{\delta_b} = 1,829 \text{ bars}$$

$$\overline{\delta_b} = 2 \text{ bars} \leq \overline{\delta_{\text{sol}}} = 1,829 \text{ bars} \dots CV$$

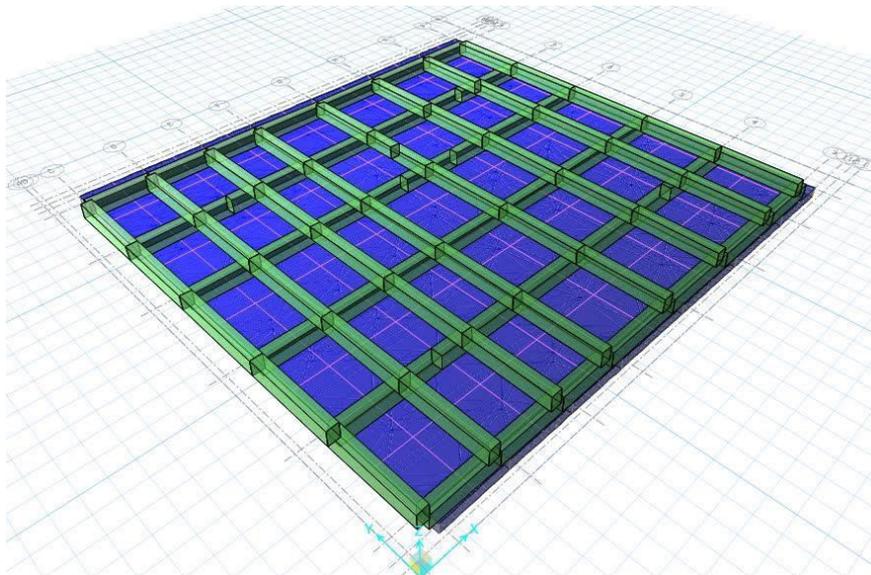


Figure IX-5 : Schéma du radier nervuré étudié

IX-4- Sollicitation de calcul :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{Travée}$ [KN.m]	355,145	257,270	727,878	527,088
M_{Appui} [KN.m]	526,163	381,755	648,308	471,060

IX-5- Ferrailage du radier général :

- Le calcul d'un radier est identique à celui d'une poutre.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

IX-5-1- Ferrailage de la dalle :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

... [BAEL 91/A.7.2, 2].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{60}{10} = 6 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 6$

IX-5-1-1- Suivant X-X :**- En travée :***** Calcul à l'ELU :**

$$M_u^{Travée} = 355,145 \text{ KN.m} = 0,355 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{Travée}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1ml)} \quad ; \quad h = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,54 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^{Travée}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,355}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,086$$

$$\mu_u = 0,086 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{Sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) \Rightarrow \alpha = 0,113$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,54 \cdot (1 - 0,4 \times 0,113) \Rightarrow Z = 0,516 \text{ m}$$

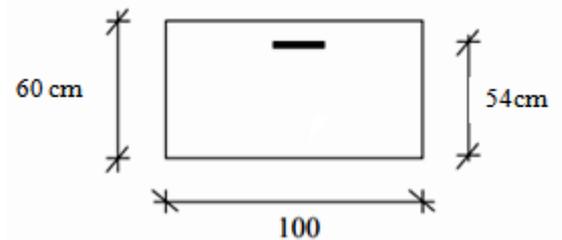


Figure IX-6 : Section de calcul en travée

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,355}{0,516 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 19,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 6,525 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 19,79 \geq 6,525 \text{ ... CV}$$

✓ **Le choix des armatures :**

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 14T16 = 28,15 \text{ cm}^2$

*** Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 28,15 \cdot (54 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 308,003 \Rightarrow x = 17,55 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{17,55^3}{3} + 15 \times 28,15 \times (54 - 17,55)^2 \Rightarrow I = 741183 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_S \cdot x}{I} = \frac{0,258 \times 0,1755}{74,12 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 6,012 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_S \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,258 \times (0,54 - 0,1755)}{74,12 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 189,79 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 6,012 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \text{ ... CV}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 189,79 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \text{ ... CV}$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :*** Calcul à l'ELU :**

$$M_u^{\text{Appui}} = 526,163 \text{ KN.m} = 0,526 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{\text{Appui}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1ml)} \quad ; \quad h = 0,60 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^{\text{Appui}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,526}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,127$$

$$\mu_u = 0,127 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127}) \Rightarrow \alpha = 0,171$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,54 \cdot (1 - 0,4 \times 0,171) \Rightarrow Z = 0,503 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,526}{0,503 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 30 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 6,525 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 30 \geq 6,525 \text{ cm}^2 \dots CV$$

✓ Le choix des armatures :

$$\text{On adopte un ferrailage de : } A_{st} = 13T20 = 40,84 \text{ cm}^2$$

*** Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 40,84 \cdot (54 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 412,902 \Rightarrow x = 20,32 \text{ cm}$$

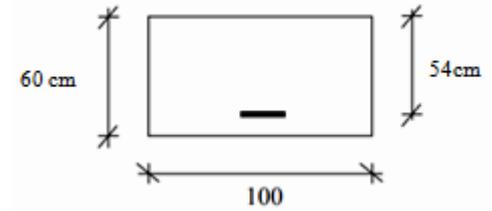


Figure IX-7 : Section de calcul en appui

* Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{20,32^3}{3} + 15 \times 40,8 \times (54 - 20,32)^2 \Rightarrow I = 974500 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,381 \times 0,2032}{97,45 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 7,957 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,(d-x)}}{I} = 15 \times \frac{0,381 \times (0,54 - 0,2232)}{97,45 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 197,92 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 7,957 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots \text{CV}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 197,92 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots \text{CV}$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

IX-5-1-2- Suivant Y-Y :

- En travée :

* Calcul à l'ELU :

$$M_u^{\text{Travée}} = 727,878 \text{ KN.m} = 0,727 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{\text{Travée}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1ml)} ; h = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^{\text{Travée}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,727}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,176$$

$$\mu_u = 0,176 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,176}) \Rightarrow \alpha = 0,244$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,54 \cdot (1 - 0,4 \times 0,244) \Rightarrow Z = 0,487 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

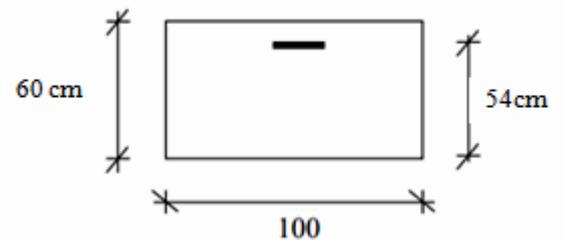


Figure IX-8 : Section de calcul en travée

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,727}{0,487 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 42,94 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \min} = 6,525 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 42,94 \geq 6,525 \text{ cm}^2 \dots CV$$

✓ Le choix des armatures :

On adopte un ferrailage de : $A_{st} = 18T20 = 56,55 \text{ cm}^2$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 56,55 \cdot (54 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 526,70 \Rightarrow x = 22,95 \text{ cm} \end{aligned}$$

* Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{22,95^3}{3} + 15 \times 56,6 \times (54 - 22,95)^2 \Rightarrow I = 1220000 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,527 \times 0,2295}{122,10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 9,908 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,527 \times (0,54 - 0,2295)}{122,10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 109,78 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 9,908 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 109,78 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :*** Calcul à l'ELU :**

$$M_u^{\text{Appui}} = 648,307 \text{ KN.m} = 0,648 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^{\text{Appui}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml (on Calcule pour 1ml)} \quad ; \quad h = 0,60 \text{ m}$$

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ M Pa} \\ d = 0,9 \cdot h = 0,135 \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^{\text{Appui}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,648}{1 \times 0,54^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,156$$

$$\mu_u = 0,127 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,156}) \Rightarrow \alpha = 0,215$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,54 \cdot (1 - 0,4 \times 0,215) \Rightarrow Z = 0,494 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,648}{0,494 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 37,75 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : ... [BAEL91/r99/A.4.1,1]

$$A_{st \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st \text{ min}} = 6,525 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 30 \geq 6,525 \text{ cm}^2 \dots CV$$

✓ Le choix des armatures :

$$\text{On adopte un ferrailage de : } A_{st} = 16T20 = 50,27 \text{ cm}^2$$

*** Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

* Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 50,27 \cdot (54 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 483,12 \Rightarrow x = 21,98 \text{ cm}$$

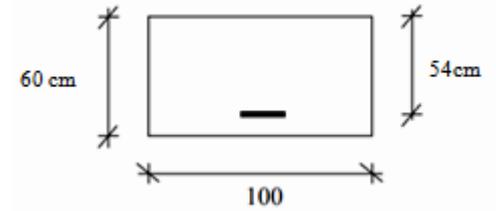


Figure IX-9 : Section de calcul en appui

* Moment d'inertie :

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{21,98^3}{3} + 15 \times 50,27 \times (54 - 50,27)^2 \Rightarrow I = 1127000 \text{ cm}^4$$

* Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_{S,x}}{I} = \frac{0,648 \times 0,2295}{112,10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 9,185 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_{S,(d-x)}}{I} = 15 \times \frac{0,648 \times (0,54 - 0,2198)}{112,10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 100,16 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 9,908 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 100,16 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

IX-5-1-3- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 211,375 \text{ KN} = 0,211 \text{ MN}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 0,54 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{1,765}{1 \times 0,54} \Rightarrow \tau_u = 3,26 \text{ M Pa}$$

✓ **Justification du béton** : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]

$$\rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right] \text{ M Pa} \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 4 \right] \Rightarrow \tau_1 = 3,33 \text{ M Pa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 3,26 \text{ M Pa} < \tau_1 = 3,33 \text{ M Pa} \dots CV$$

- Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont calculés suivant le [RPA 99 v 2003 / 7.5.2.2] :

$$S_t \leq \text{min}(0,9 \cdot d ; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

Tableau IX-2 : Résultats de ferrailage pour la dalle du radier

Armatures [cm^2/ml]							
Suivant X-X				Suivant Y-Y			
Ast Calculé		Ast Choisit		Ast Calculé		Ast Choisit	
Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
19,79	30	14T16	13T20	42,94	37,75	18T20	16T20
Espacement = 40 cm							

IX-5-2- Ferrailage des nervures :**IX-5-2-1- Ferrailage longitudinales :****- En travée :***** A l'ELU:**

$$\begin{cases} M_u^T = 556,991 \text{ KN.m} = 0,556 \text{ MN.m} \\ M_s^T = 403,332 \text{ KN} = 0,403 \text{ MN} \end{cases}$$

$$b = 1 \text{ m} ; h_N = 1,50 \text{ m} ; d = 0,9.h = 1,08 \text{ m} ; d' = 0,1.h = 0,12 \text{ m}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,556}{1 \times 1,08^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,033$$

$$\mu_u = 0,033 < \mu_R \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) \Rightarrow \alpha = 0,042$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \cdot (1 - 0,4 \times 0,042) \Rightarrow Z = 1,32 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,556}{1,32 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :***** Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (1 \times 150) \Rightarrow A_{min} = 0,75 \text{ cm}^2$$

*** Condition imposée par le B.A.E.L 99 :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,181 \text{ cm}^2$$

✓ **Le choix des armatures :**On prend un ferrailage de : $A_{st} = 6T20 = 18,85 \text{ cm}^2$

*** Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$\rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) \Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 12,06 \cdot (45 - x)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 7912,04 \Rightarrow x = 30,20 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A_{st} \cdot (d - x)^2 = 100 \times \frac{30,2^3}{3} + 15 \times 18,8 \times (108 - 30,2)^2 \Rightarrow I = 3702232 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,403 \times 0,302}{370 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 3,29 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = 15 \times \frac{0,403 \times (108 - 0,302)}{370 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 171,26 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 3,29 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 171,26 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

- En appui :*** A l'ELU:**

$$\begin{cases} M_u^A = 733,055 \text{ KN.m} = 0,733 \text{ MN.m} \\ M_s^A = 529,692 \text{ KN} = 0,729 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \mu_u = \frac{M_u^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,733}{1 \times 1,08^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_u = 0,043$$

$$\mu_u = 0,043 < \mu_R \rightarrow \text{Section avec simple armature } A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \delta_{st}}$$

Avec :

$$\rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\rightarrow Z = d \cdot (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \cdot (1 - 0,4 \times 0,056) \Rightarrow Z = 1,319 \text{ m}$$

$$\rightarrow \delta_{st} = \delta_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ M Pa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,733}{1,319 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 15,96 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification des armatures longitudinales :

* Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (1 \times 150) \Rightarrow A_{min} = 0,75 \text{ cm}^2$$

* Condition imposée par le B.A.E.L 99 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,181 \text{ cm}^2$$

✓ Le choix des armatures :

On prend un ferrailage de : $A_{st} = 8T20 = 52,13 \text{ cm}^2$

* Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93, la fissuration est Considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \rightarrow b \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} \cdot (d - x) &\Rightarrow 50 \cdot x^2 - 15 \times 52,13 \cdot (108 - x) \\ &\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1168,95 \Rightarrow x = 34,19 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Moment d'inertie :

$$\rightarrow I = 100 \times \frac{34,19^3}{3} + 15 \times 52,1 \times (108 - 34,19)^2 \Rightarrow I = 4696750 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes :

$$\delta_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,529 \times 0,3419}{46,96 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{bc} = 3,857 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 15 \times \frac{0,529 \times (0,45 - 0,3419)}{46,96 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow \delta_{st} = 170,53 \text{ M Pa}$$

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

$$\delta_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \text{ (Fissuration préjudiciable)} \Rightarrow \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa}$$

Alors :

$$\rightarrow \delta_{bc} = 3,87 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ M Pa} \dots CV$$

$$\rightarrow \delta_{st} = 170,53 \text{ M Pa} < \overline{\delta}_{st} = 201,63 \text{ M Pa} \dots CV$$

ELS est vérifiée \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

IX-5-2-2- Calcul des armatures transversales :✓ **Vérification au cisaillement : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$$T_u = 405,182 \text{ KN} = 0,405 \text{ MN}$$

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 1,08 \text{ m}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{0,405}{1 \times 1,08} \Rightarrow \tau_u = 0,375 \text{ MPa}$$

✓ **Justification du béton : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]**

$$\rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right] \text{ MPa} \Rightarrow \tau_1 = \text{Min} \left[\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \right] \Rightarrow \tau_1 = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,375 \text{ MPa} < \tau_1 = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots \text{CV}$$

- Calcul des armatures : ... [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L \min} \right) \text{ Avec : } \phi_{L \min} = 1,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{150}{35}; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(4,29; \frac{12}{10}; 1,2 \right) \text{ cm}$$

Le choix est $\phi_t = 8 \text{ mm}$ comme armatures transversales

$$A_t = n \cdot \phi_t \quad (n : \text{Nombre de brins})$$

$$\rightarrow A_t = n \cdot \phi_t \Rightarrow A_t = \phi 8$$

$$A_t = 2\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Un cadre plus un étrier pour les poutres principales}$$

- Calcul des espacements :

Les espacements entre les armatures sont calculés suivant le [RPA 99 v 2003 / 7.5.2.2] :

*** La zone nodale :**

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_{l \min}; 30 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' \leq \min \left(\frac{150}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

*** La zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{150}{2} \Rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

Tableau IX-3 : Tableau récapitulatif de ferrailage des nervures

		Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisies	Section [cm ²]	ϕ_t [cm ²]	S_t [cm]	S' [cm]
		RPA	BAEL						
Nervure	Travée	0,75	0,181	12,06	6T20	18,85	2 ϕ 8	40	10
	Appui	0,75	0,181	15,96	8T20	25,13			

IX-6- Schéma de ferrailage :

IX-6-1- Schéma de ferrailage de la dalle :

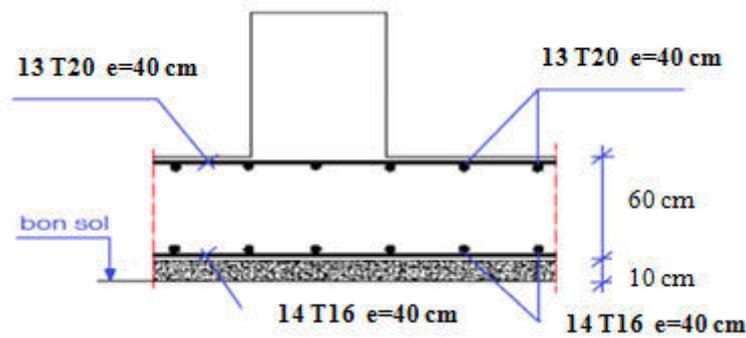


Figure IX-10 : Détails de ferrailage de la dalle en travée

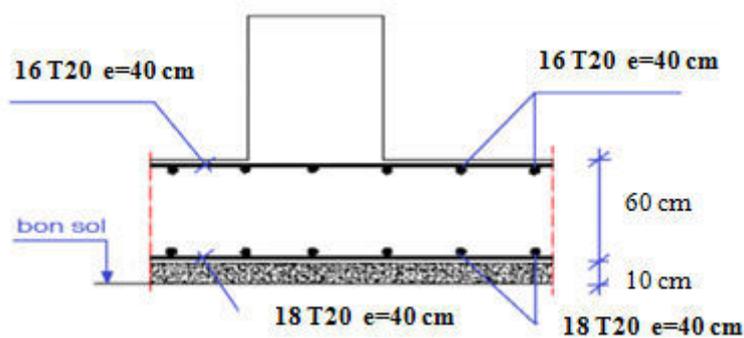


Figure IX-11 : Détails de ferrailage de la dalle en appui

IX-6-2- Schéma de ferrailage des nervures :

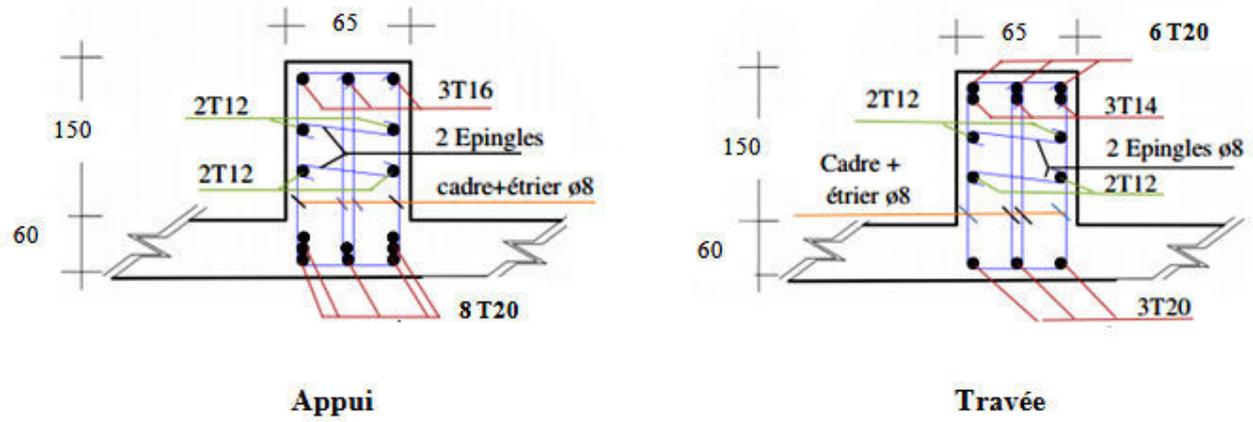


Figure IX-12 : Détails de ferrailage des nervures en appui et en travée

Conclusion générale de la deuxième partie :

Les objectifs de ce mémoire étaient, un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants, la recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnements des différents éléments constituant le bâtiment.

Ce projet a permis d'effectuer l'analyse sismique d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité faible (zone I). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP2000 a dû être effectuée pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait placer aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

L'exploitation des résultats données par ce logiciel a permis de vérifier plusieurs critères : la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

Le sol de fondation a une faible portance, par conséquent un radier général est la meilleure solution pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

CONCLUSION GENERALE

L'acte architectural pour une habitation collective est un enjeu fondamental pour le particulier et pour la collectivité, il est donc essentiel de construire avec toute la qualité qui s'impose.

En réalité la qualité architecturale et urbaine est fortement absente de nos habitations aujourd'hui, et c'est devenu un sujet préoccupant. La qualité architecturale de l'habitation collective relève du métier de l'architecte comme concepteur, mais ce qui a été remarquable à travers cette initiation à la recherche, c'est que les usagers sont eux concepteurs de leurs habitations, l'architecte n'intervient dans la plupart des cas que comme vendeur du permis de construire, après même la construction de l'habitation et à titre de régularisation, devant l'état qui reste incapable d'intervenir, un état qui subit plus qu'il ne gère et gère plus qu'il n'anticipe, un état qui a trop penser « quantité » et s'est trouvé devant une situation de non achèvement et d'illicite, et a eu par la suite recours à une gestion réglementaire qui pose beaucoup de questionnement.

À travers la problématique soulignée dans la première phase de recherche nous avons souhaité travailler sur le quartier de Bouhanak, un fragment extrêmement important, mais marqué par son isolement et par sa rupture spatiale et fonctionnelle par rapport au reste de la ville.

Ce projet a été une réelle opportunité pour nous, d'allier à la fois, nos connaissances dans le domaine de l'urbanisme, mais également d'innovation et d'ouverture d'esprit.

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.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Architecture et en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1- Ouvrages :

- ALGER un passé à la carte, Nadir ASSARI. Edition : DALIMEN, 2011.
- Dictionnaire de l'habitat et de l'urbanisme : MARION SEGAUD, Paris 2003.
- Le logement collectif, Françoise Arnold. Édition Le Moniteur, 2005.
- Le M'Zab, une leçon d'architecture : Andréa RAVEREAU 1982, Paris (Editions Sindbad, Homme et société).
- Panorama de l'architecture contemporaine : FRANCISCO ASENS CEVER. Edition : SYNOPSIS, 2000.

2- Revues :

- Neufert; 8ème édition; édition LE MONITEUR, 2002.
- Sciences & Technologie B – N°20, Décembre (2003), pp. 114-125.

3- Articles :

- Congrès : CIAM et habitat, juin 1928.
- Journal officiel de la république Algérienne « JORA »
- Mémoire « Habitat individuel aux performances environnementales » A.BELHADEF 2013

4- Sites internet :

- <https://www.academia.edu/document/in/architecture>. Consulter le : 09/02-2020
- <https://OPAL - Chêne – Bourg. Ch /projet/>. Consulter le 24/02/2020
- <https://Condosviva .com /projet/>. Consulter le 24/02/2020
- Google Earth
- <http://www.larousse.com>

5- Autres :

- Collecte de donnée de :
 - * Des habitants de Bouhanak
 - * Des étudiants de la faculté centrale
 - * APC(Alger).
- Rapport d'orientation du PDAU.
- Béton armé aux états limite 1991 modifié en 1999.
- Règlement parasismique Algérien 1999 version 2003.

ANNEXES

ANNEXE I

ENTRETIENS AUPRES DES BUREAUX D'ETUDES ET ARCHITECTES INSTALLEES EN LIBERAL ET HABITANTS USAGERS DES HABITATIONS COLLECTIFS DES IMMEUBLES CHOISIS COMME CAS D'ETUDE :

ARCHITECTES ET PROFESIONNELS:

1. Comment se fait en votre niveau la coordination entre vous et le client? Lors de la conception d'un plan d'une habitation collectif, faites vous ce que vous jugez meilleur ou ce que le propriétaire demande?
2. D'après vous, que cherche le client en ayant recours a vous, réaliser la maison de ses rêves ou tout simplement l'obligation légale?
3. D'après vous les frais de l'architecte sont la seule cause qui est a l'origine de l'hésitation des clients d'avoir recours a un architecte ?
4. D'après vous, le marché des immeubles; Est-il une occasion pour les jeunes d'exercer? Peut-il être une occasion de démonstration et de savoir faire architectural?
5. Comment jugez-vous le traitement des façades des immeubles à la ville de Tlemcen ? Existe-t-il des doctrines bien exprimées?
6. Qu'est ce qui est fondamental pour vous autant qu'architecte :
 - * La créativité architecturale avec la présence d'un style propre à l'architecte
 - * La capacité au dialogue et à l'écoute avec le client,
 - * La maîtrise et les savoirs techniques et la bonne connaissance des dernières nouveautés en matière de matériaux et techniques de construction..., Ou la maîtrise des coûts?
7. Pensez vous qu'il soit indispensable de maintenir une ligne architecturale et conceptuelle pour se constituer une réputation dans l'objectif d'accéder à la commande ?
9. D'après vous pourquoi l'architecte est absent dans la problématique de la qualité de l'habitat.

HABITANTS :

1. Autant qu'habitant de la ville pourquoi préférez vous habiter dans un immeuble collectif et non pas une maison individuelle?
2. D'après vous, Les élus sont ils conscients des problèmes des habitants des cités d'habitat collectifs de la ville?
3. Trouvez-vous votre implication autant qu'habitants usagers obligatoire ou pas du tout nécessaire le long du processus de création des cités surtout pour les phases les plus en amont?
4. Que souhaitez-vous voir ou trouver dès que vous ouvrez votre porte?

ANNEXE II

PRINCIPE DE CONCEPTION ARCHITECTURALE :

Sur le temps long de l'histoire on peut en effet considérer que l'homme a toujours dû engager une activité réflexive, pré-empirique, pour se soumettre des éléments extraits de la nature et les plier à ses attentes d'habitat. Cette activité de conception, d'abord immédiate pour construire une cabane (et encore contemporaine dans le bidonville), est devenue une activité complexe dans nos sociétés actuelles, mobilisant alors des compétences expertes.

La conception savante du logement appartient d'abord à l'architecte, mais la multiplication des exigences (notamment thermiques, en lien avec les dérèglements climatiques) qui sont attendues du logement par les habitants d'aujourd'hui, l'a conduit à s'associer de nombreux autres savoirs, plus spécialisés, dans différents domaines, pour satisfaire différents aspects de son confort.

À ce titre l'emploi du terme conception présente des avantages en regard de celui de création ; ce dernier met plus l'accent sur l'inspiration (ou l'imagination) que sur la réflexion, alors que le terme conception permet de distribuer diversement l'une et l'autre.

I-1- Le confort, mais aussi l'urbanité, comme objectifs de la conception du logement :

Le confort qualifie la qualité qui est attendue de l'enveloppe du logement, comme habitation, comme second habit et comme « troisième peau », pour contrôler les échanges avec l'extérieur, mais aussi pour accompagner les règles formelles et informelles qui organisent l'être ensemble à l'intérieur du logement, et réaliser ainsi les actes complexes de la reproduction domestique.

La conception du logement devra donc apporter, pour satisfaire ce confort :

a- Dans le champ social :

Une organisation, une importance des volumes intérieurs de l'appartement et une articulation de l'immeuble à l'espace public répondant aux pratiques et aux représentations individuelles et collectives du ménage.

b- Dans le champ technique :

Une enveloppe matérielle et des équipements techniques facilitant l'accomplissement corporel des pratiques domestiques, de consommation et de reproduction, satisfaisant les attentes de protection et de sécurité des individus.

c- Dans le champ esthétique :

Un d'équipements, de « finitions », de potentiel d'appropriation, transposant le confort en « bien-être », en plaisir d'habiter. Ensemble de qualités en termes de volumes, d'apport de lumière, de matériaux.

I-2- Le plan et sa distribution :

Le plan est, à n'en pas douter, la base de la conception architecturale, et de celle du logement en particulier, bien que l'architecture ne s'y réduise pas. C'est en effet à partir du plan que se discute ce qui en jeu dans la conception du logement : la définition et la distribution des lieux qui vont permettre à l'entité familiale et à ses membres de déployer leur vie domestique. Sont engagés dans le plan des surfaces et des interfaces, des affectations de places qui autoriseront

ou non l'évolution des corps physiques de personnes entretenant par ailleurs des relations sociales diverses, de différents niveaux d'intimité.

La surface a donc été un levier important de la conception architecturale du logement, puisque sa quantité augmente le coût de la construction.

I-3- L'articulation de l'espace interne du logement à l'espace externe, notamment public :

La conception du logement en bâtiments isolés en est une conséquence : elle doit en effet autant à l'effacement de la dimension communautaire de la vie sociale qu'aux arguments hygiénistes visant à desserrer les tissus urbains, pour y favoriser la circulation de l'air et la pénétration du soleil.

LOGIQUE DE L'ORGANISATION FONCTIONNELLE ET SPATILE DE L'UNITE D'HABITATION :

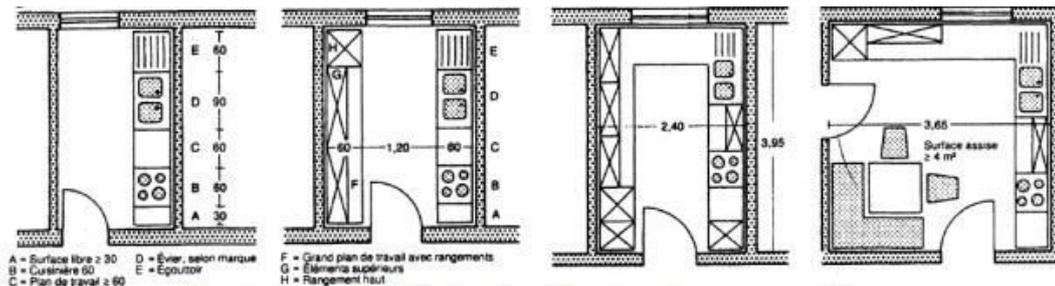
ETUDE ERGONOMETRIQUE :

L'espace	Définition	Surface	Illustration
Sas d'entrée	Espace fermé, situé devant la porte d'entrée d'une habitation. Lieu de passage intermédiaire	3 à 5 m ²	
Hall couloir	Espace plus ou moins vaste situé à l'entrée il détermine la transition entre l'extérieur et l'intérieur Et permet l'indépendance d'une pièce à l'autre.	3m ² à 9m ²	
Séjour	Espace qui peut servir aux activités collectives de la famille et aux réceptions	20 m ² à 40m ²	
Cuisine	Pièce dans laquelle on prépare les repas et un endroit où la ménagère passe beaucoup de temps	8 m ² à 20 m ²	
Salle de bain Toilette	Pièce aménagée pour y faire sa toilette et pour y prendre des bains ou des douches.	6 m ² à 10 m ²	
Chambre	Pièce d'une habitation où l'on couche, repose, travail	10 m ² à 22 m ²	
Espace extérieur	Terrasse: une extension du logement. Loggia: Pièce couverte et non saillante par rapport à la façade. Balcon: Plate-forme en saillis par rapport à la façade. Séchoir: Ou' on fait sécher linge	Une profondeur \geq 2.00m Une largeur de 0.45m à 1.50m.	

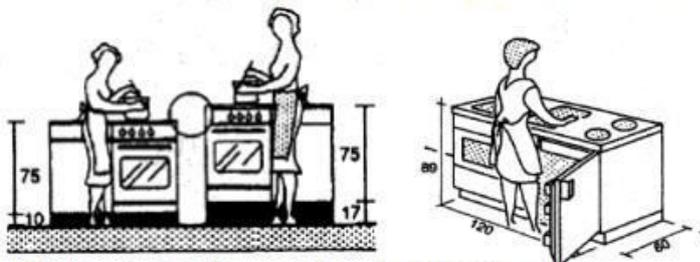
GEOMETRIE ET MODE D'ORGANISATION :

1-La cuisine:

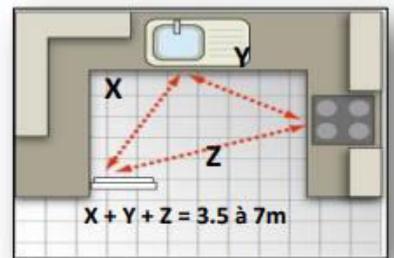
- Situer la cuisine au Nord-est ou Nord-Ouest ;
- Chercher une bonne liaison avec les autres espaces (salle à manger...).
- Veiller à avoir un parcours réduits, un bon enchaînement des tâches en position debout, l'adaptation de la hauteur du plan de travail à la taille des utilisateurs et bon éclairage.
- rechercher une bonne disposition des éléments du plan de travail (en partant du côté droit: cuisinière, plan de travail, évier, égouttoir).



disposition fonctionnelle des places de travail dans une cuisine



Hauteur de travail en accord avec la taille de la personne



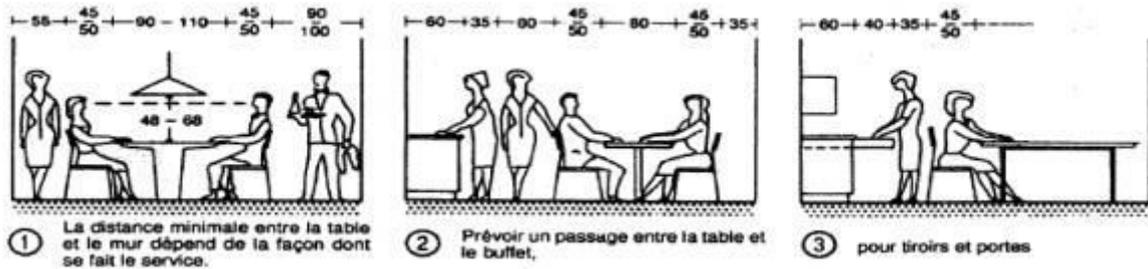
La surface optimale nécessaire au bon fonctionnement de la cuisine dépend :

- Des fonctions qui s'y déroulent;
- Du type d'aménagement préconisé;
- Du type d'équipement choisi.

Les différents types de cuisines :

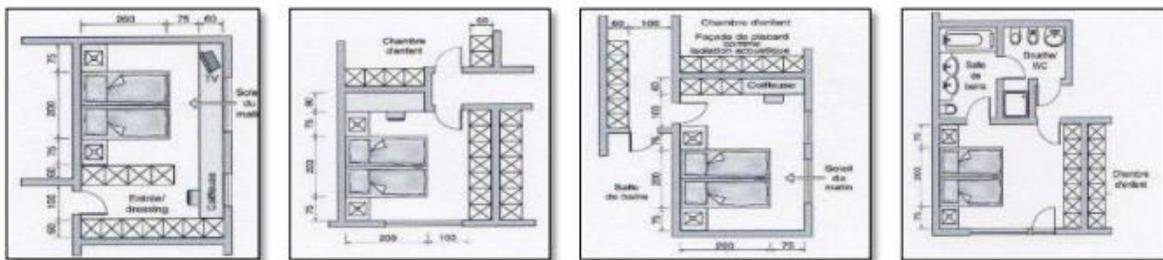
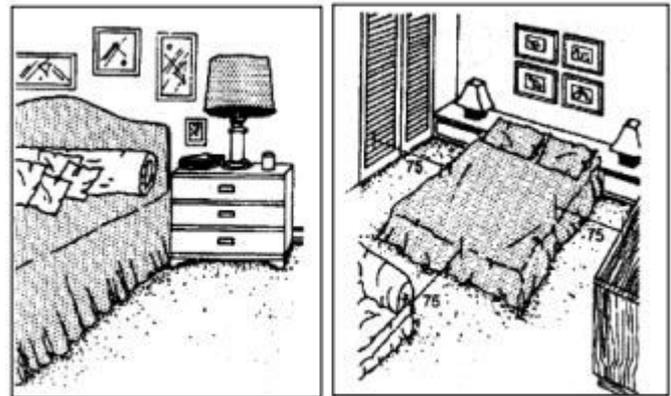


Coin prise de repas :



2- La chambre:

- Le lit est déterminant pour dormir confortablement, les dimensions les plus courantes des lits sont : 90×190, 100×190, 100×200 et 160×200;
- Prévoir autour du lit un espace d'au moins 60 à 75cm;
 - Offrir une possibilité de rangement de chaque côté d'un lit double ou on peut fixer une lampe chevet;
 - Obliger d'avoir une armoire et suffisamment d'espace libre pour mouvoir quand les portes de l'armoire sont ouvertes.



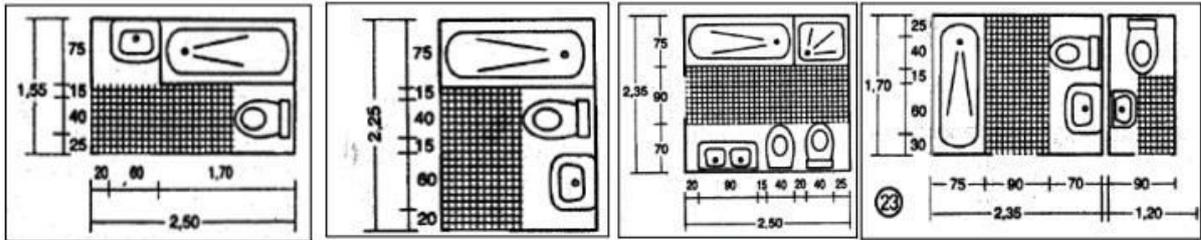
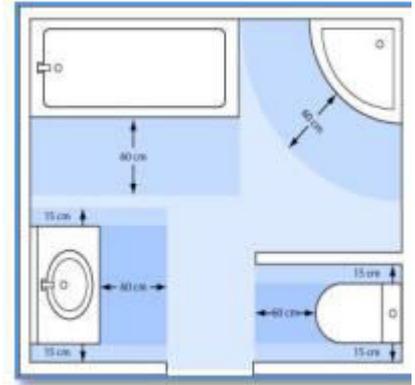
Types de chambres:

- Chambre réservée aux parents
- Chambre réservée aux enfants
- Chambre réservée aux grands-parents
- Chambre réservée aux invités.

3- salle de bain et toilette:

- Les logements en duplex un WC est nécessaire au niveau de l'espace jour
- Le nombre de SDB dépend de l'importance du logement;
- WC: les modèles fixés au mur pour des raisons d'hygiène et de nettoyage;
- Les douches et baignoires: servent au nettoyage corporel;

- L'urinoir : peu usité actuellement dans les habitations;
- Lavabos: doivent être dimensionnés et comporter des surfaces de déserte suffisantes.



Les différents types de dispositions du mobilier

ANNEXE III

LES PLANS ARCHITECTURAUX

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen
Faculté de technologie

Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE

PROJET: ELABORATION ET CALCUL D'UN
BATIMENT R+11 EN BETON ARME A USAGE
MULTIPLE DANS LA REGION DE TLEMCEN

PROPRIETAIRE: Faculté de technologie

LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCEN

CONCEPT ARCHITECTURE

PLANCHES

PLANS ARCHITECTURAUX

REALISER PAR :

ENCADREURS :

ALLAM Yacine

HASSAINE Nasreddine

BABA AHMED Mohamed
Aymene

SIDJELMACI Fedia

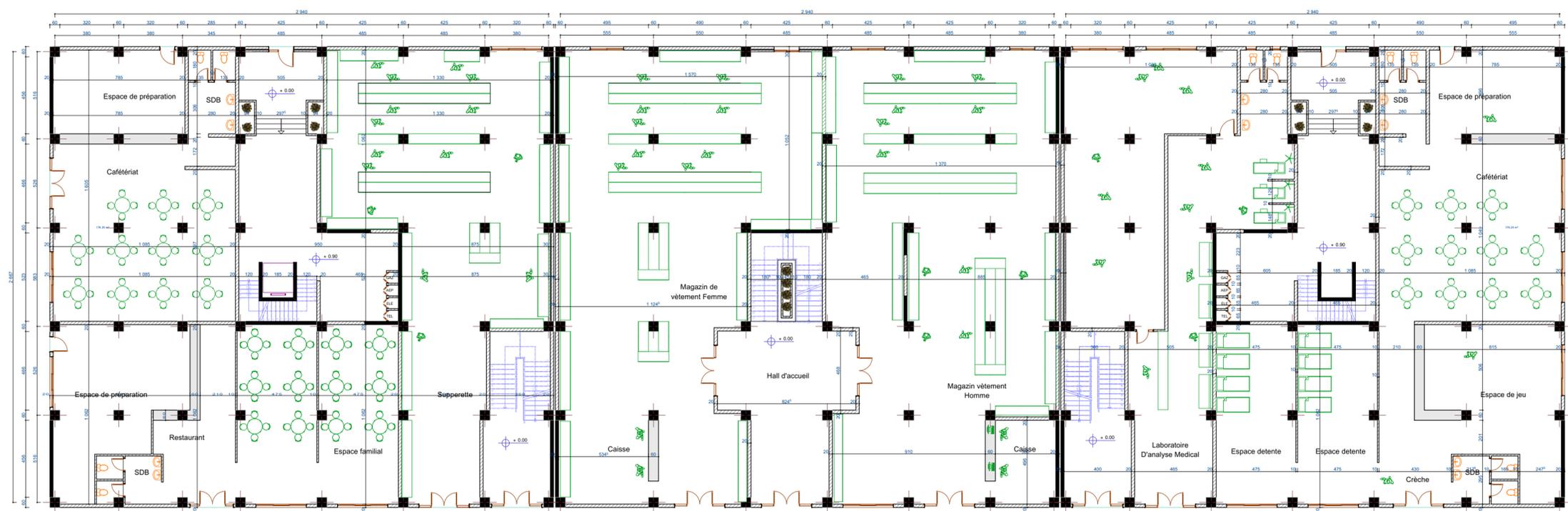
Ech

Date

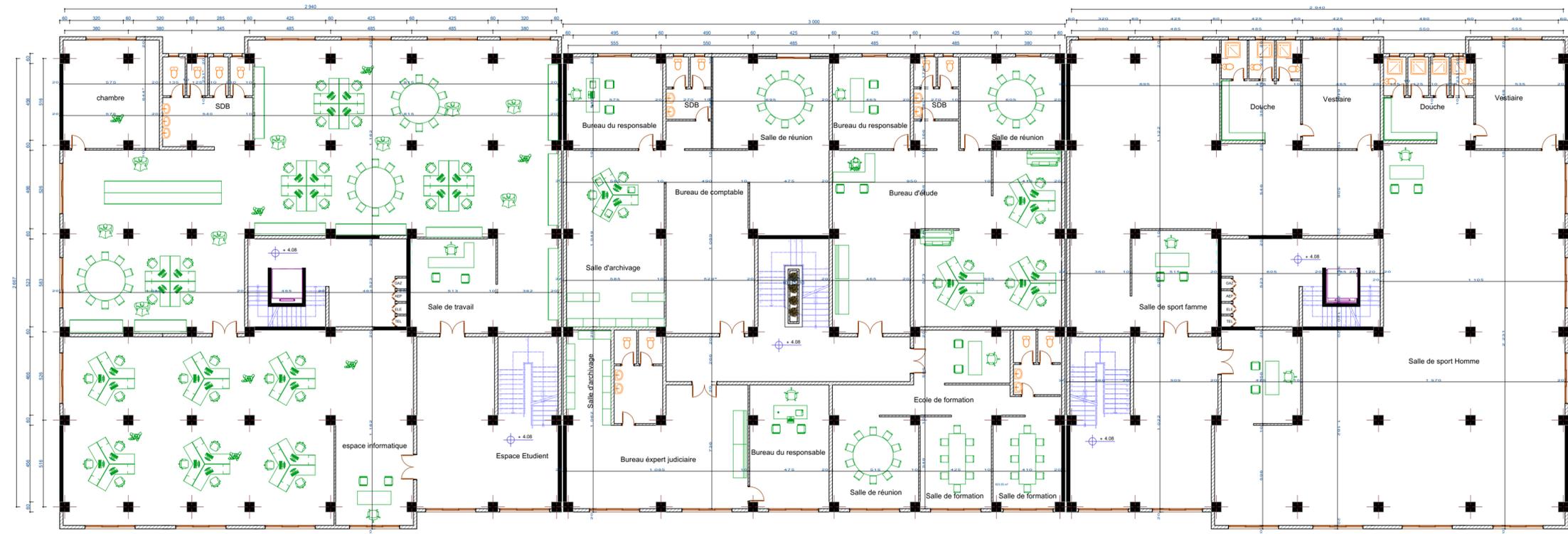
1/50 - 1/25

Septembre
2020

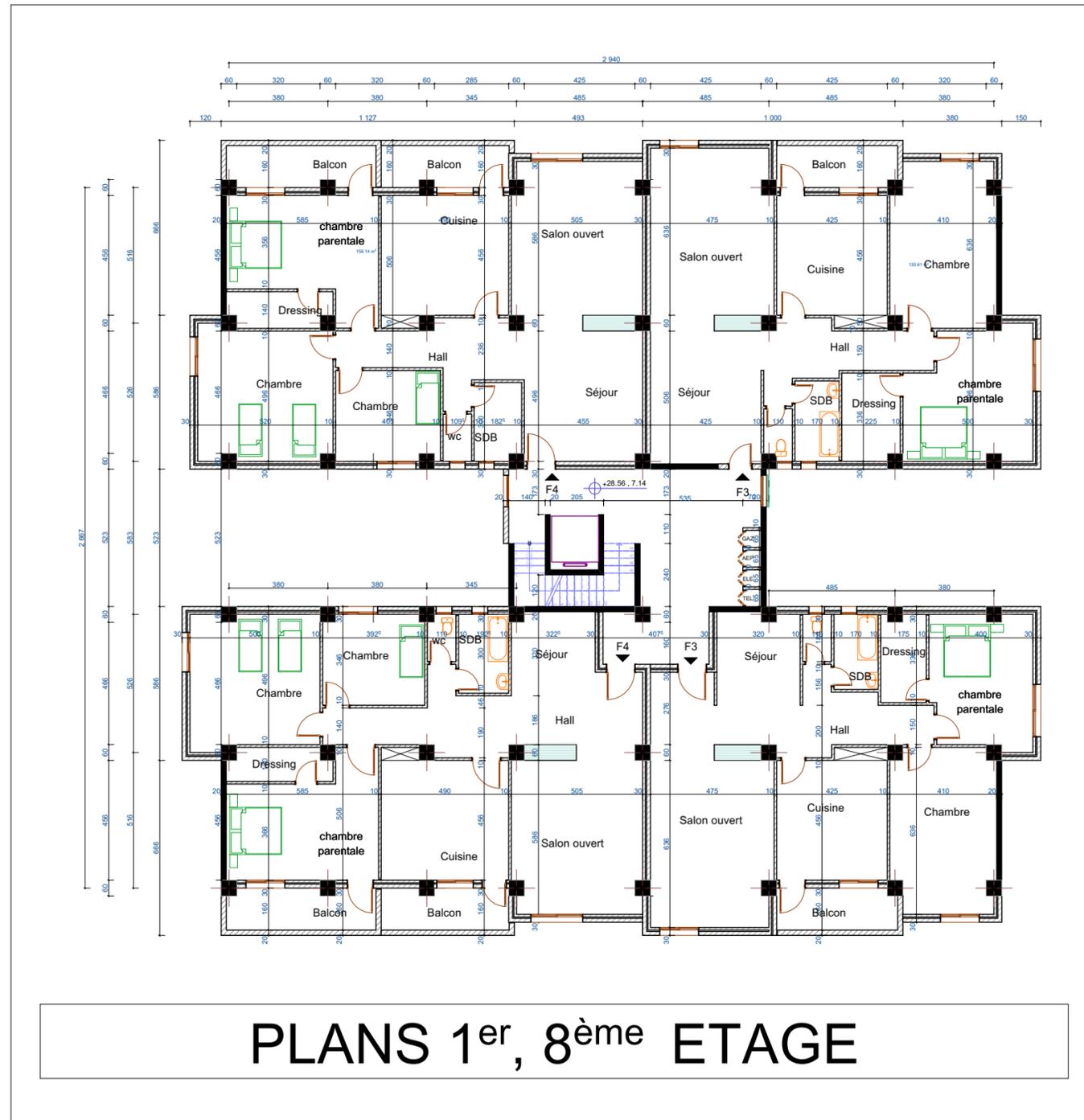
Dossier éducatif



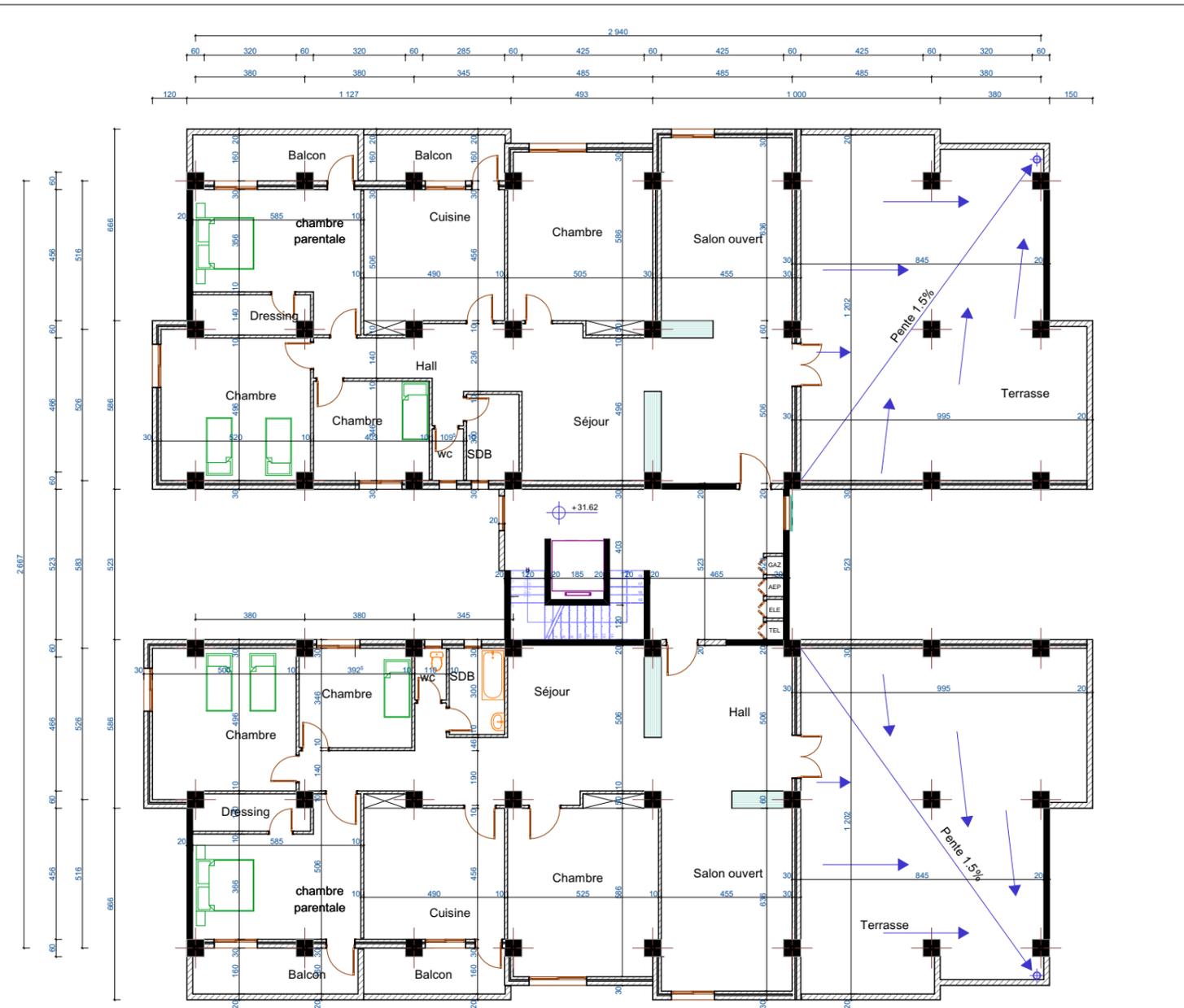
PLAN REZ DE CHAUSSE



PLAN MEZZANINE



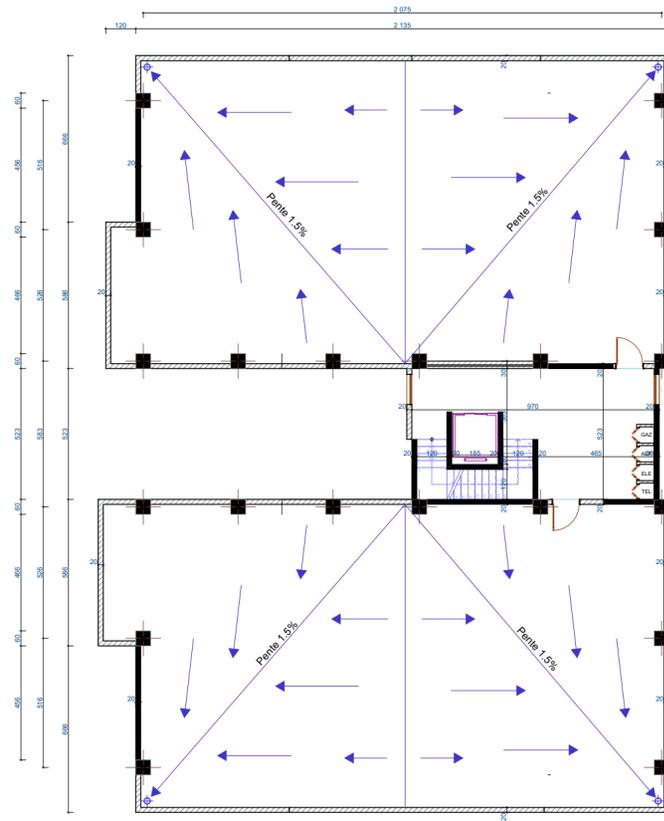
PLANS 1^{er}, 8^{ème} ETAGE



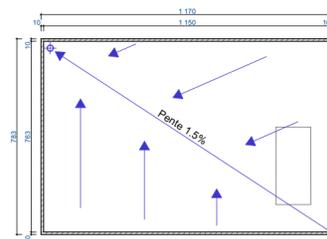
PLAN 9^{ème} ETAGE



PLAN 10^{ème} ETAGE



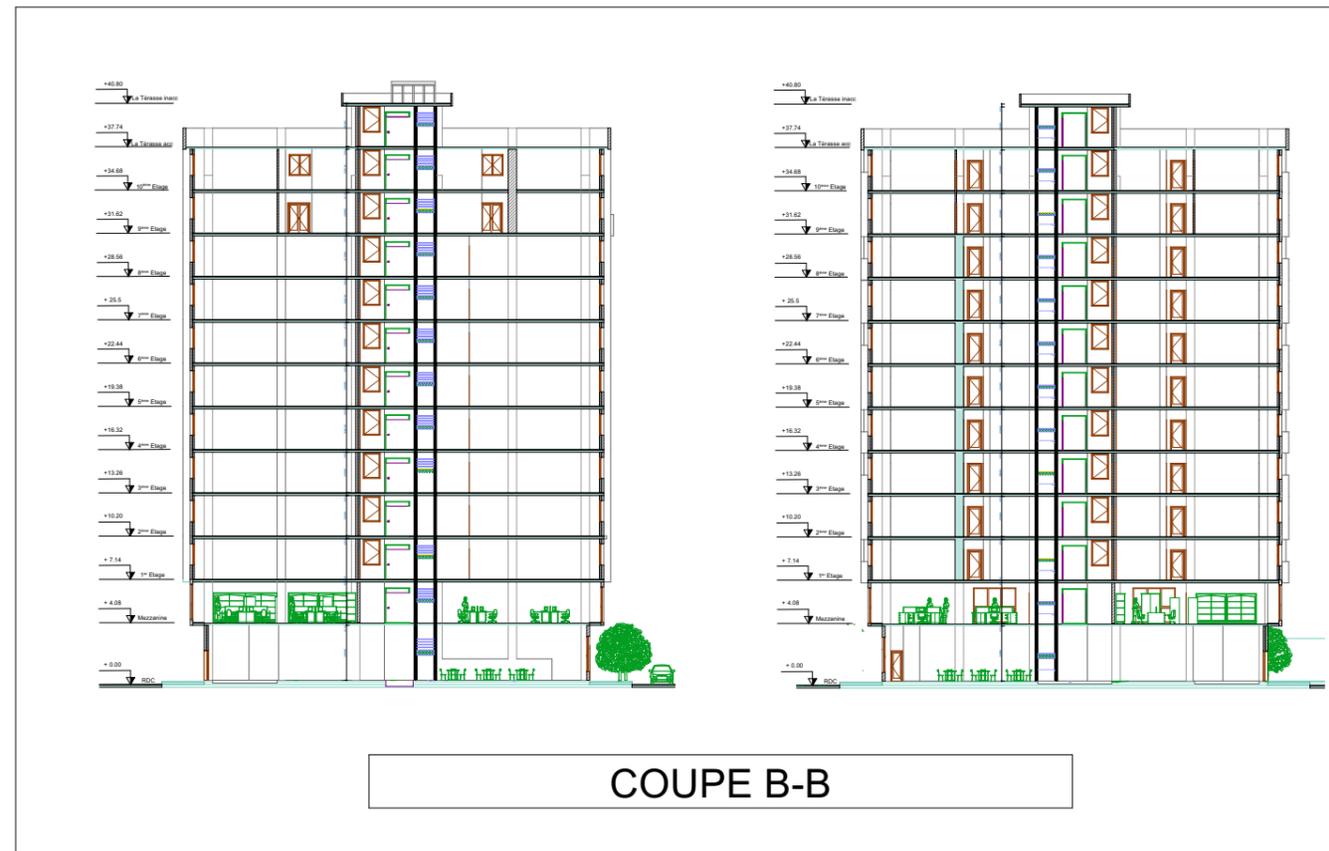
PLAN TERRASSE ACCESSIBLE



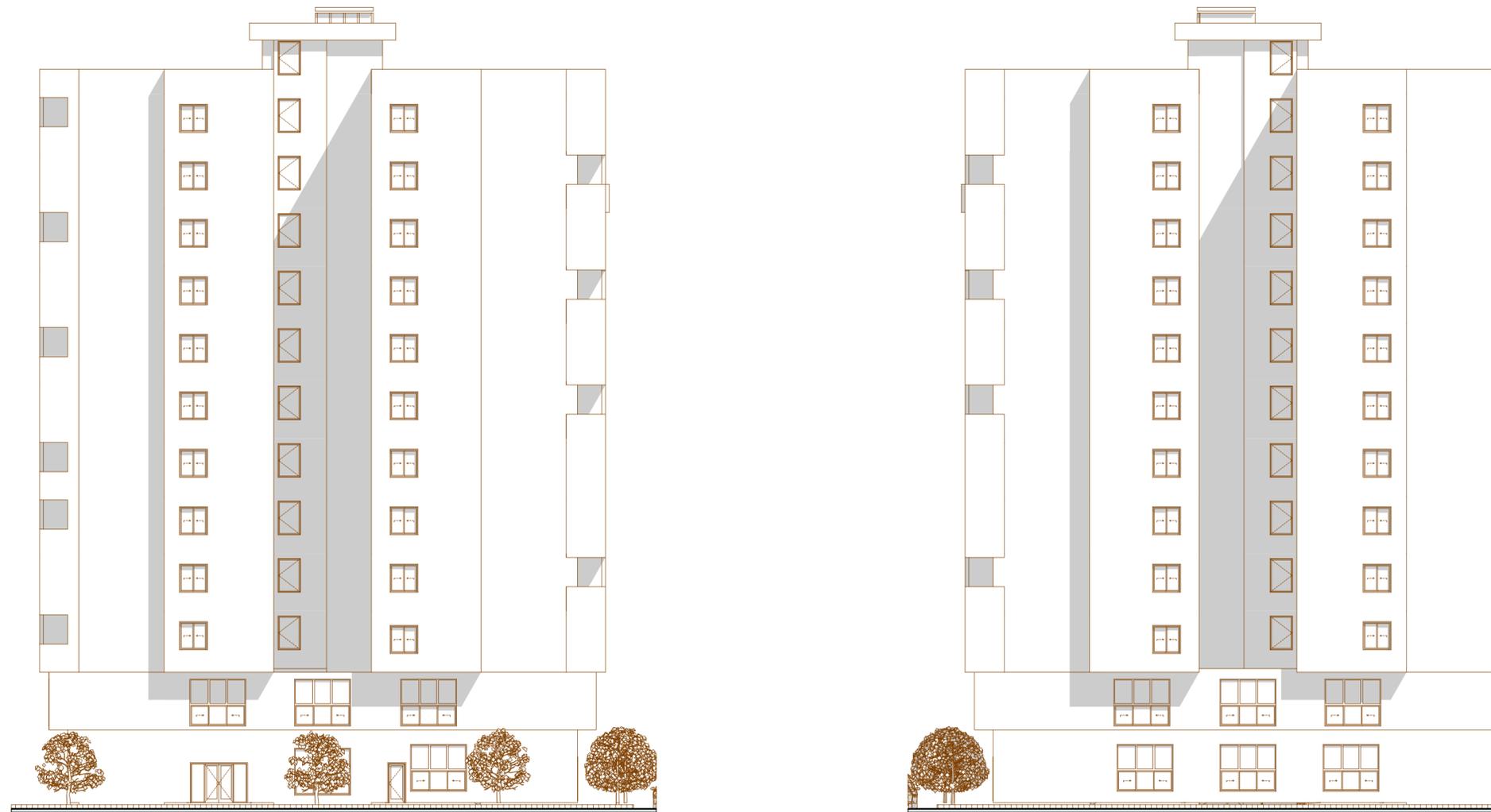
PLAN TERRASSE INACCESSIBLE



COUPE A-A



COUPE B-B



PLAN DE LA FAÇADE SECONDAIRE



PLAN DE LA FAÇADE PRINCIPALE

ANNEXE IV

LES PHOTOS 3D DE DES STRUCTURES

















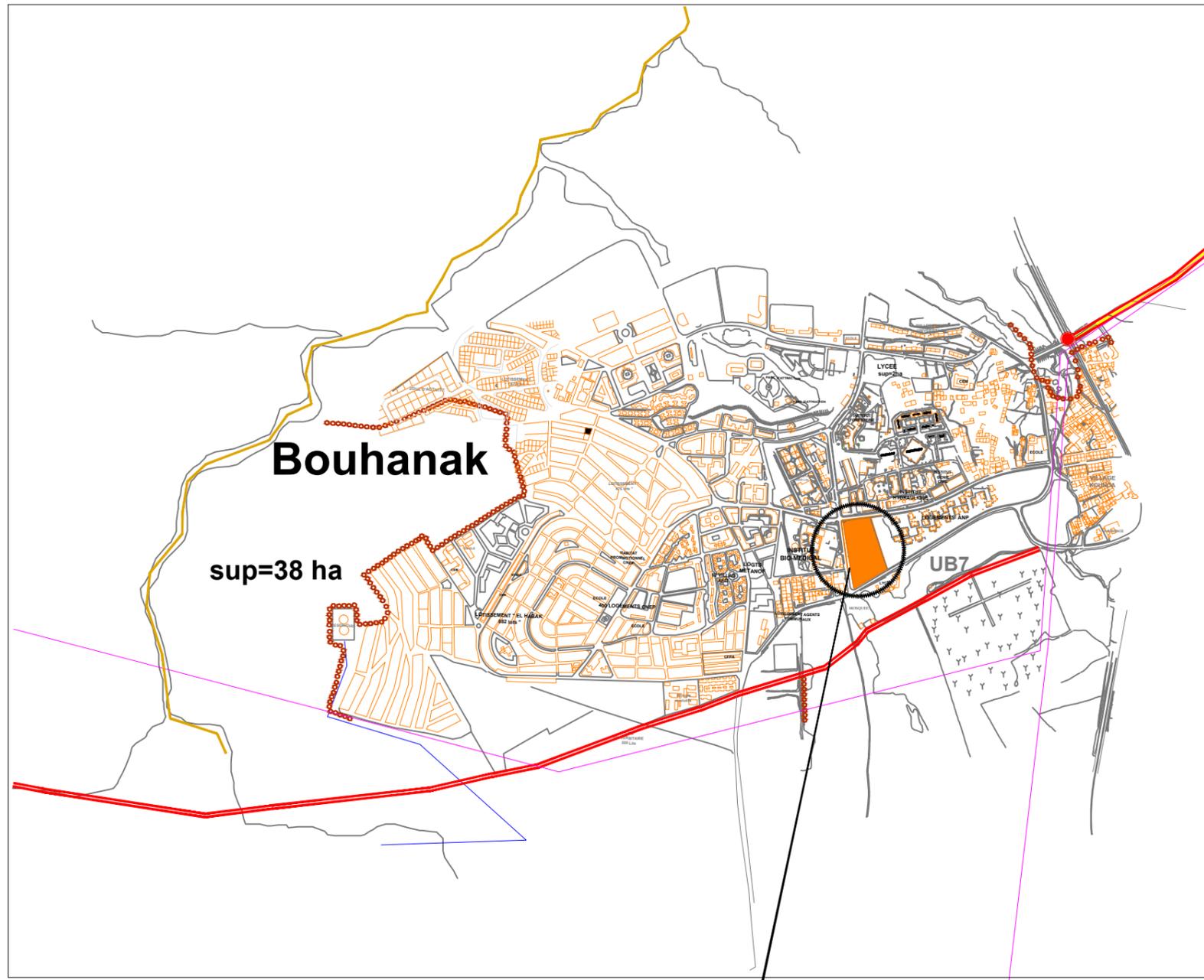






ANNEXE V

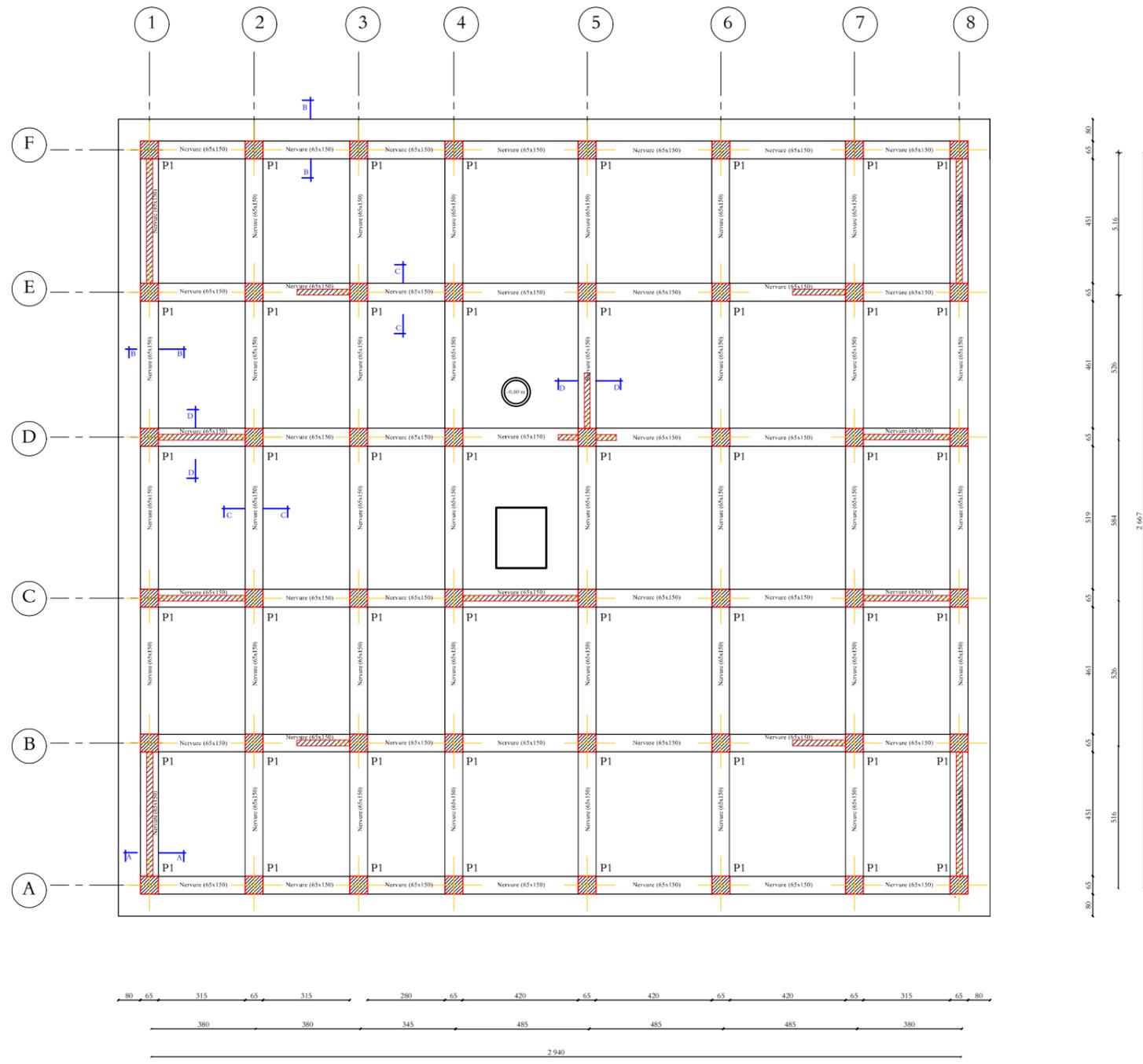
LES PLANS BETON ARME



Projet

PLAN DE SITUATION Ech: 1/5000

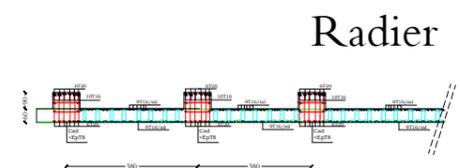
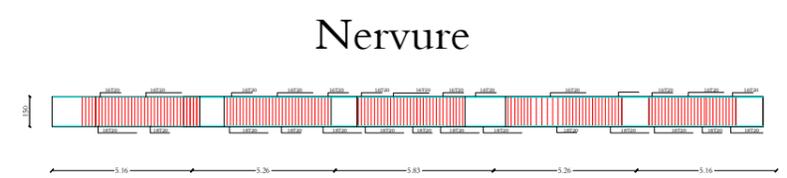
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE					
 Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE					
PROJET: ELABORATION ET CALCUL D'UN BATIMENT R+11 EN BETON ARME A USAGE MULTIPLE DANS LA REGION DE TLEMCCEN					
PROPRIETAIRE: Faculté de technologie					
LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCCEN					
CONCEPT ARCHITECTURE PLANCHES	<u>PLANS BETON ARME</u>				
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>REALISER PAR :</td> <td>ENCADREURS :</td> </tr> <tr> <td> ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene </td> <td> HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedia </td> </tr> </table>	REALISER PAR :	ENCADREURS :	ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedia
	REALISER PAR :	ENCADREURS :			
	ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedia			
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">Ech</td> <td style="width: 50%;">Date</td> </tr> <tr> <td>1/50 - 1/25</td> <td>Septembre 2020</td> </tr> </table>	Ech	Date	1/50 - 1/25	Septembre 2020	
Ech	Date				
1/50 - 1/25	Septembre 2020				
Dossier éducatif					



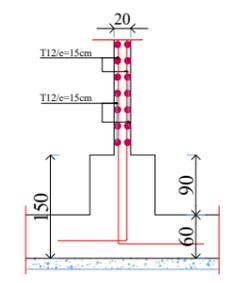
PLAN DE PLANCHER RADIER GENERAL + 0.00 m

- NOTA-**
- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
 - ACIER TORS $\sqrt{s} = 400$ MPa
 - ACIER DOUX $\sqrt{s} = 240$ MPa

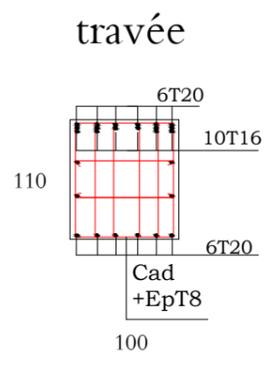
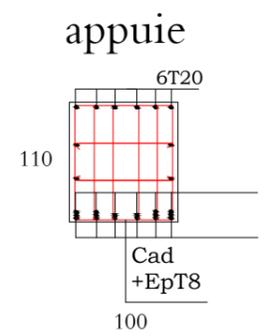
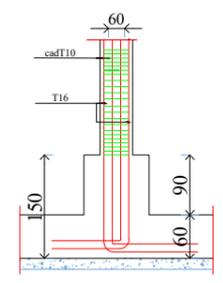
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMSEN	
PLANCHES CELLULE RECTANGULAIRE R+11: PLAN DE COFFRAGE RADIER GENERAL NIVEAU: +0.00 m	Planche N° 1 Ech Date 1/50 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedia
REVISIONS N° _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____
Dossier éducatif	



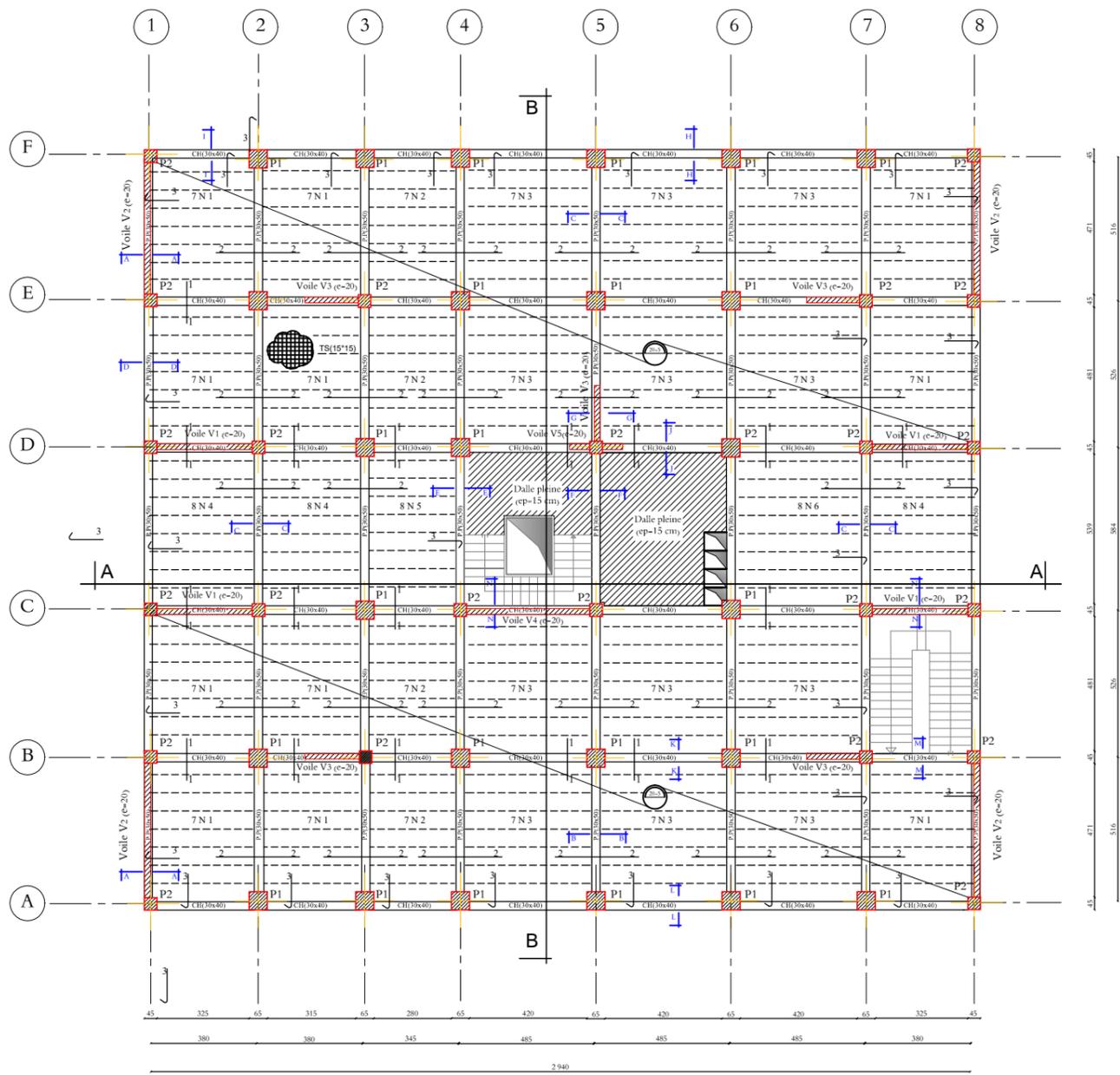
Détail Ferrailage du voile de Contreventement



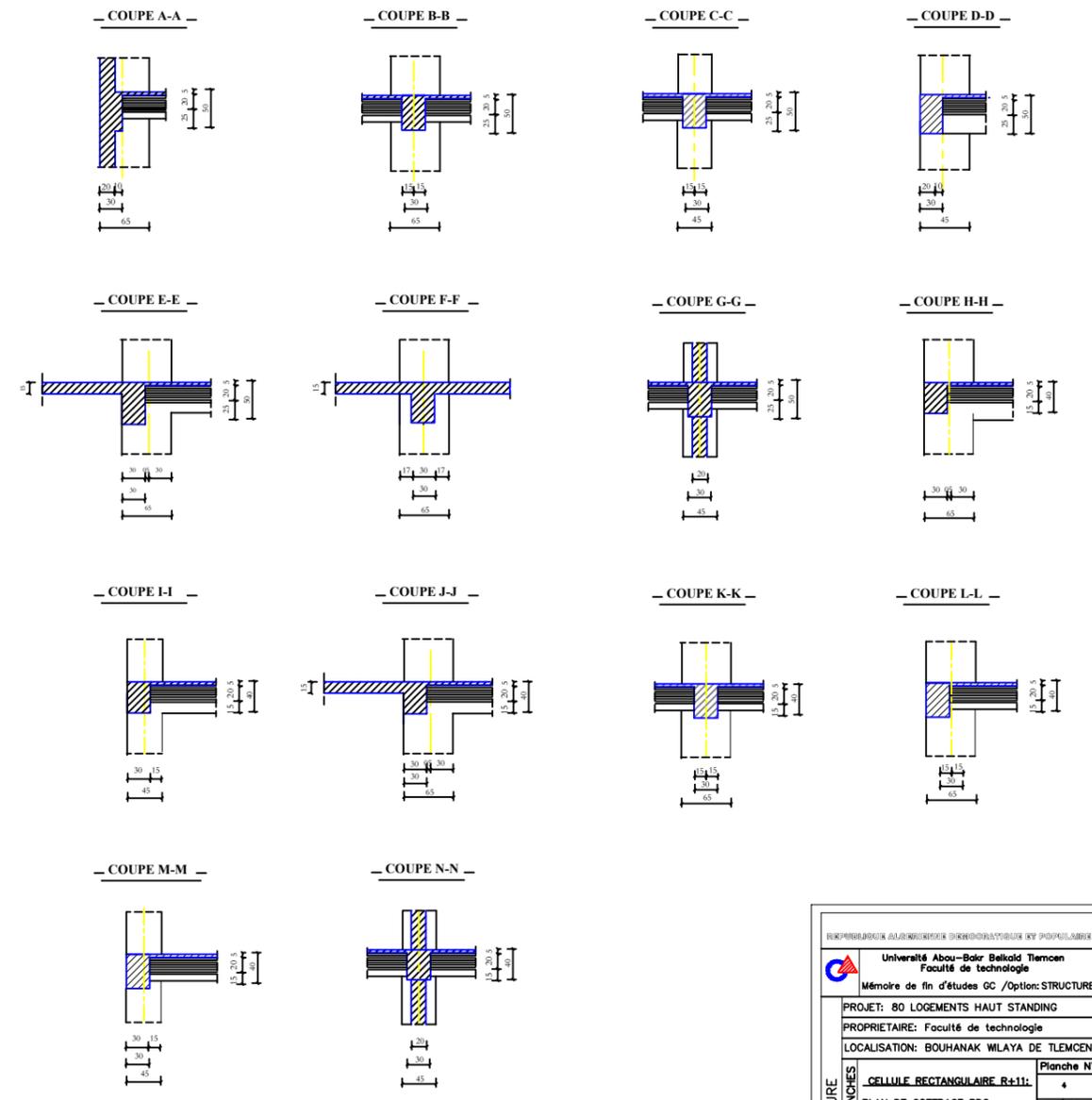
Détail Ferrailage des poteaux



République Algérienne Démocratique et Populaire Université Abou-Bekr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC / Option: STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCEM	
CELLULE RECTANGULAIRE R+11L PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILAGE DU RADIER GENERAL	Planche N° Ech Date 1/10 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HSSAINE Noareddine SIDJELMACI Fedis
REVISIONS N° _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____
Dossier éducatif	

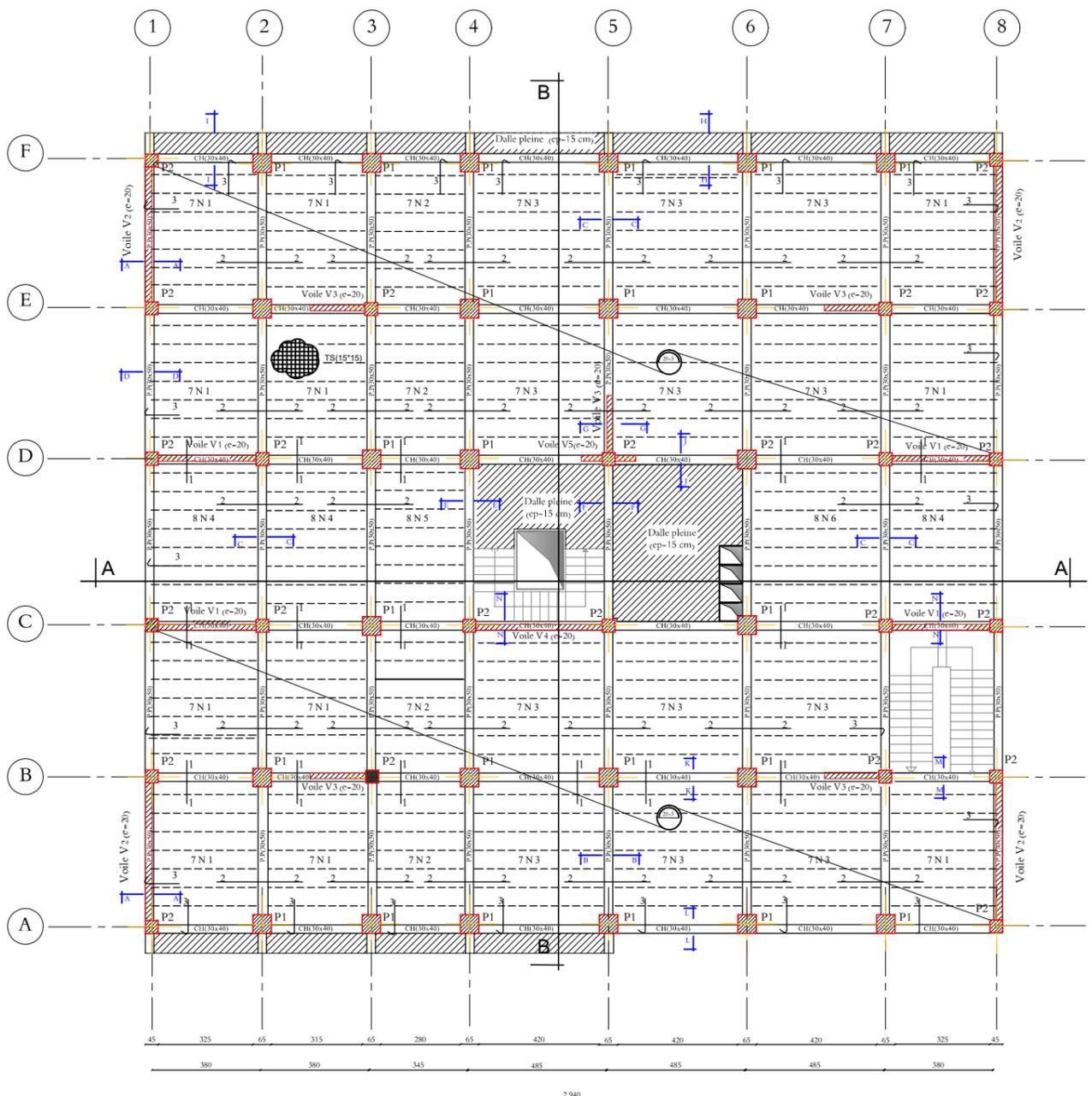


PLAN DE PLANCHER RDC + 0,90 m

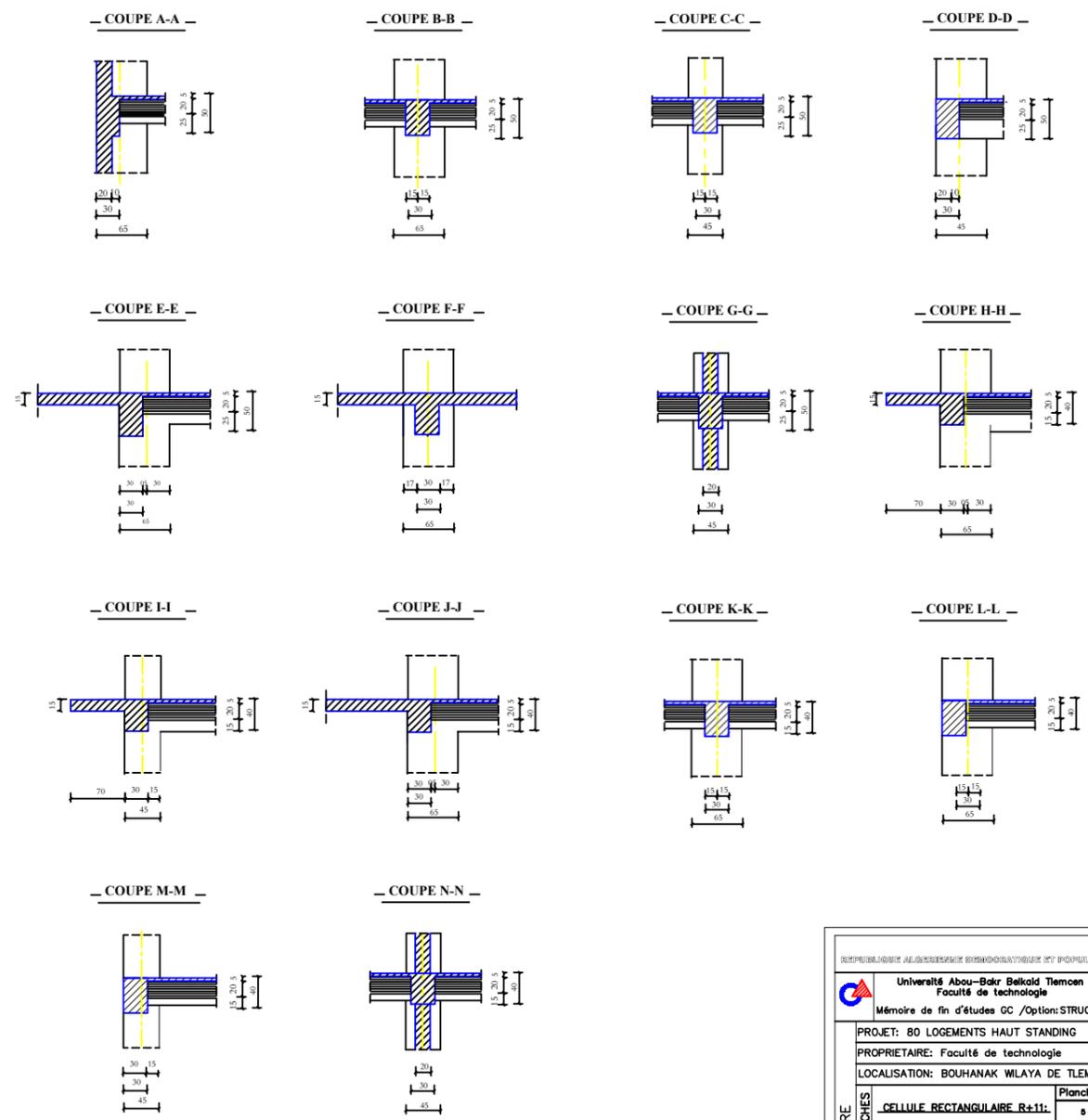


- NOTA-**
- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
 - ACIER TORS $\sqrt{s} = 400$ MPa
 - ACIER DOUX $\sqrt{s} = 240$ MPa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option: STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK MILAYA DE TLEMEN	
CELLULE RECTANGULAIRE R+11:	Planche N° 4
PLAN DE COFFRAGE RDC NIVEAU: +0,90 m	Ech Date 1/50 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yachne BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Nosreddine SIDJELMACI Fedja
REVISIONS N°	DATE
Dossier éducatif	



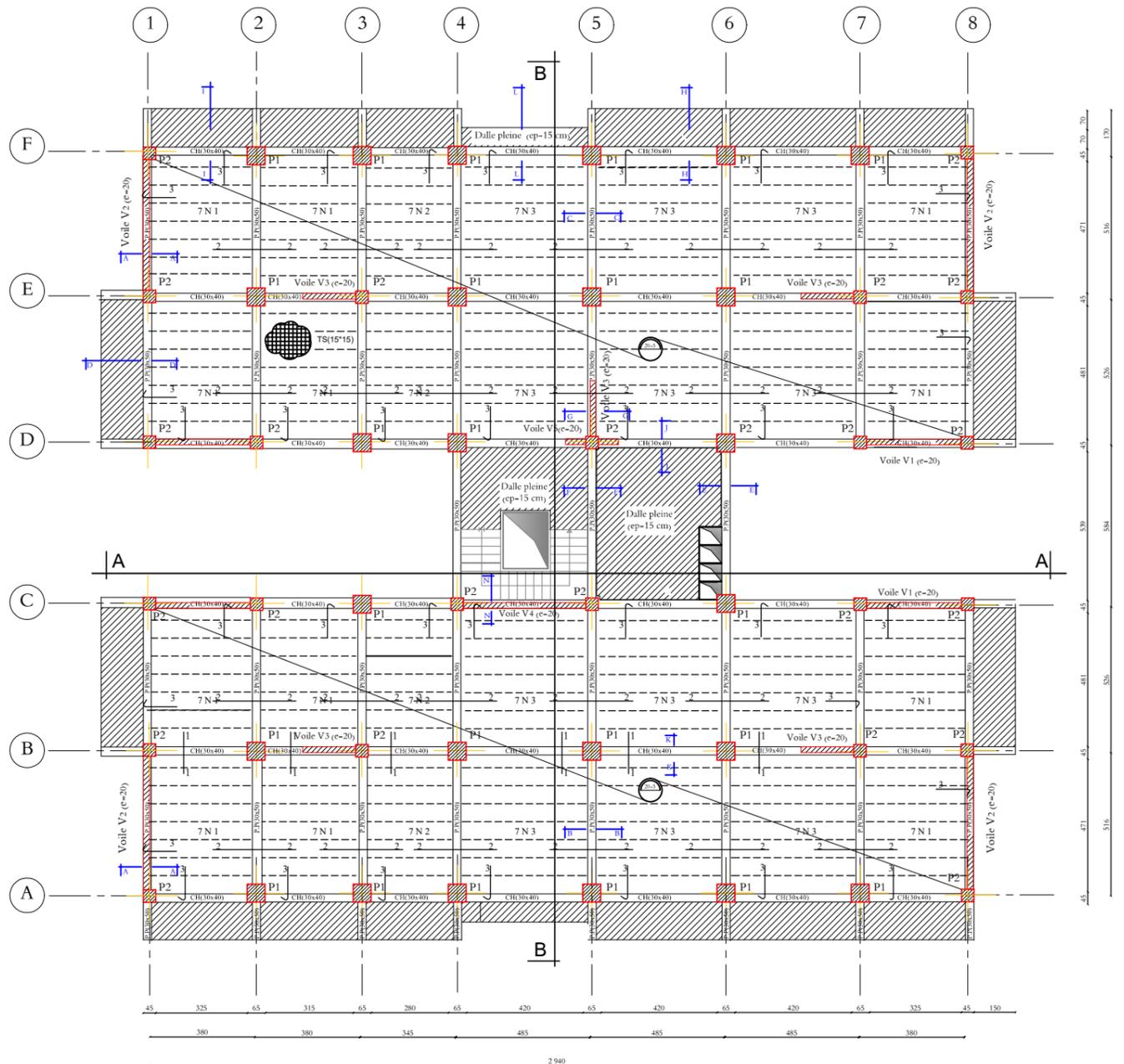
PLAN DE PLANCHER RDC + 4.08 m



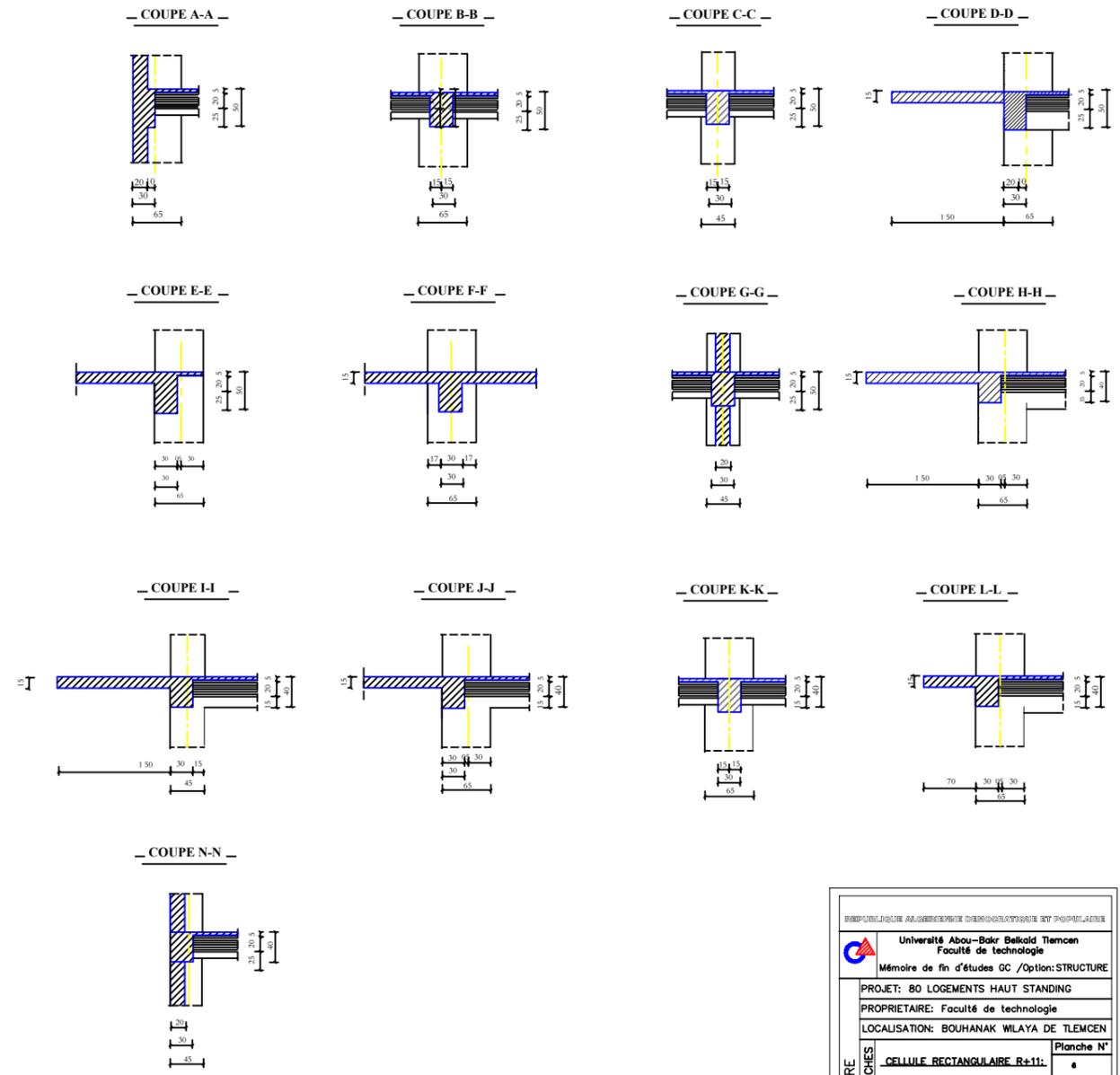
—NOTA—

- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
- ACIER TORS \sqrt{s} = 400 MPa
- ACIER DOUX \sqrt{s} = 240 MPa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Bkr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCEM	
PLAN DE COFFRAGE RDC NIVEAU: +4,08 m	Planche N° s Ech Date 1/80 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymens	ENCADREURS : HASSAINE Nourredine SIDJELMACI Fedia
REVISIONS N° _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____
Dossier éducatif	



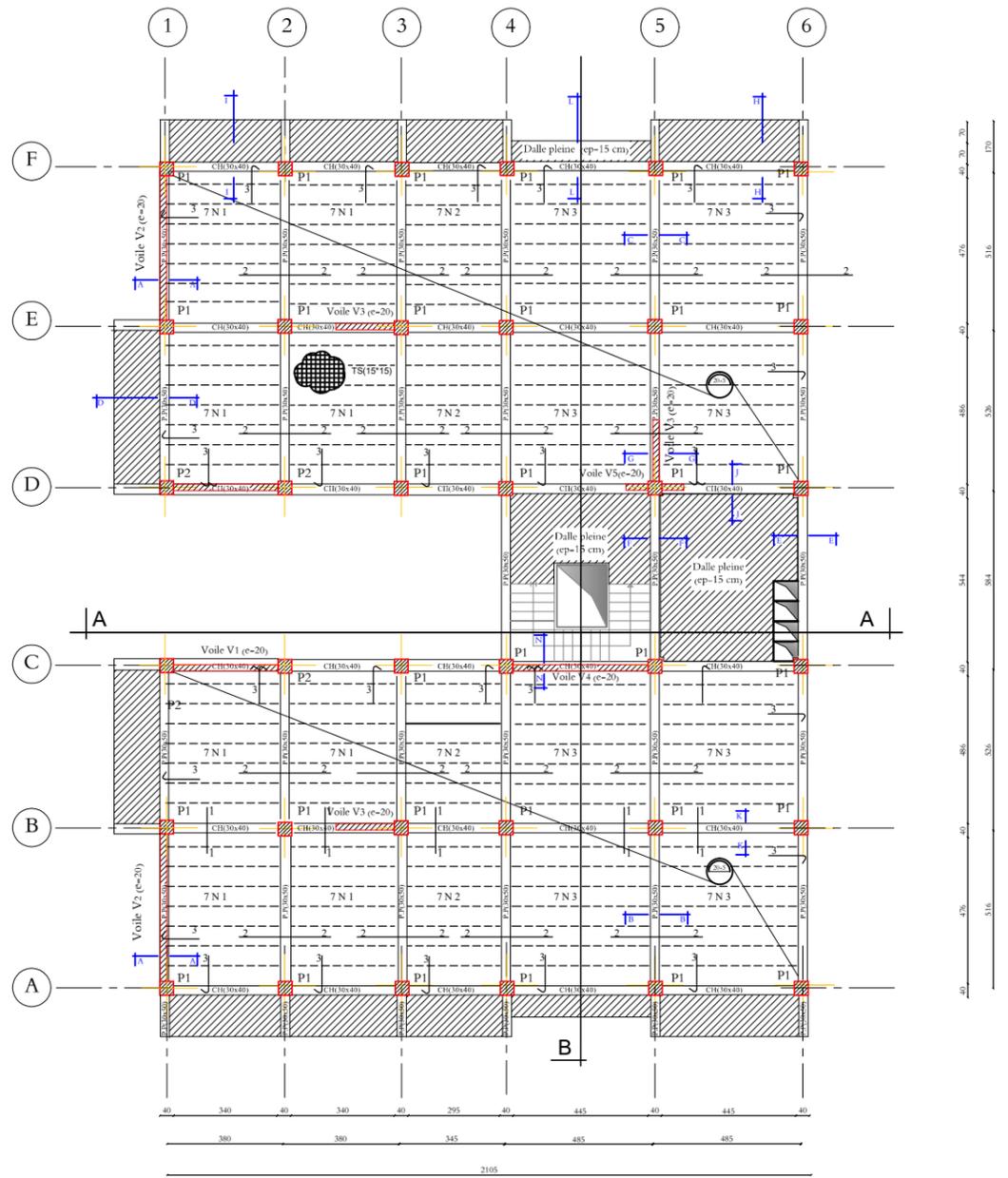
PLAN DE PLANCHER "2 ème - 10 ème" ETAGE



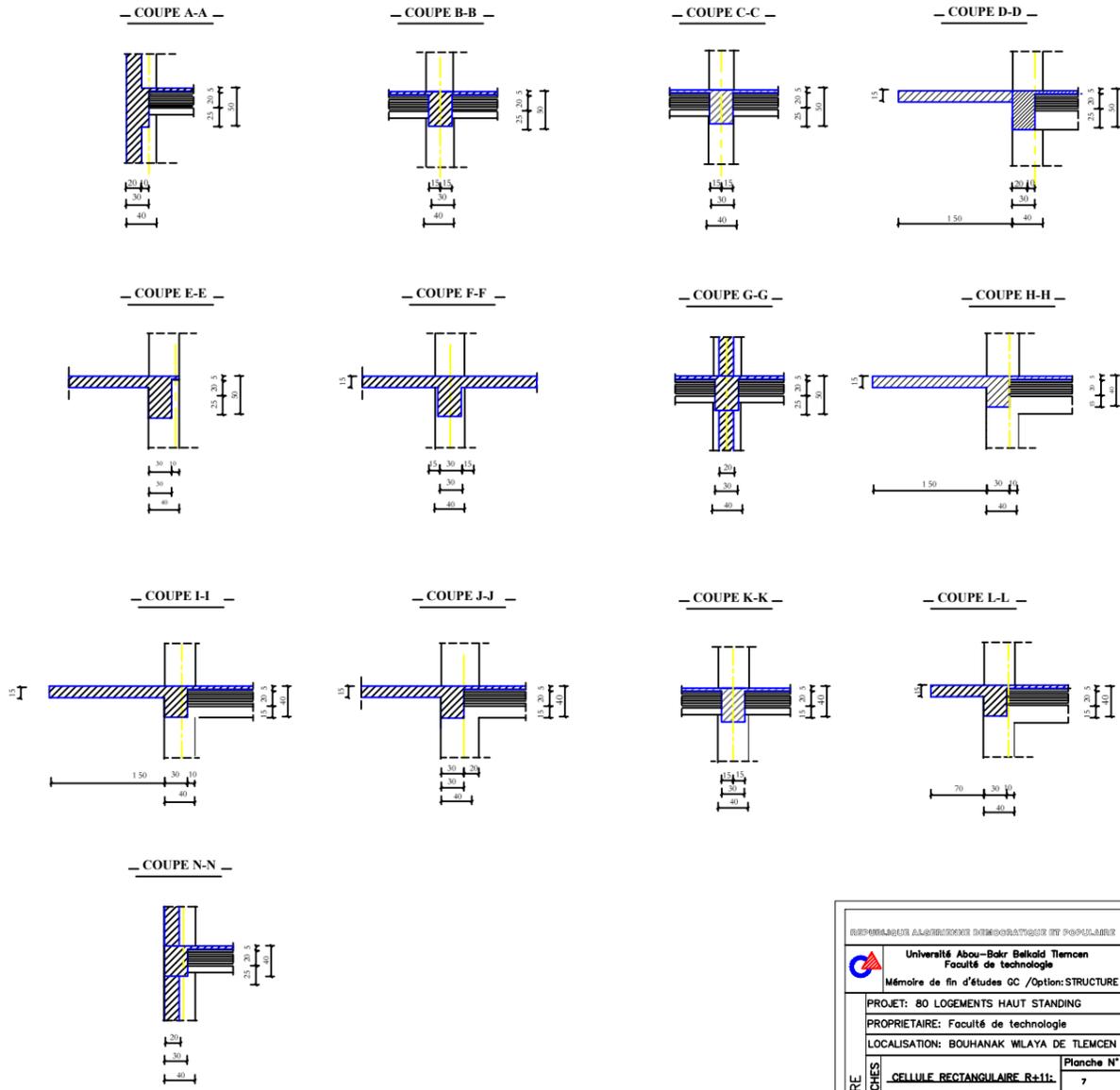
-NOTA-

- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j-25 MPa
- ACIER TORS \sqrt{S} = 400 MPa
- ACIER DOUX \sqrt{S} = 240 MPa

REPUBLIQUE ALGEREENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMEN	
CELLULE RECTANGULAIRE R+11:	Planche N°
PLAN DE COFFRAGE E.C NIVEAU: +7,14 m / +30,80 m	Ech Date 1/50 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yache BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedia
REVISIONS N°	DATE
Dossier éducatif	

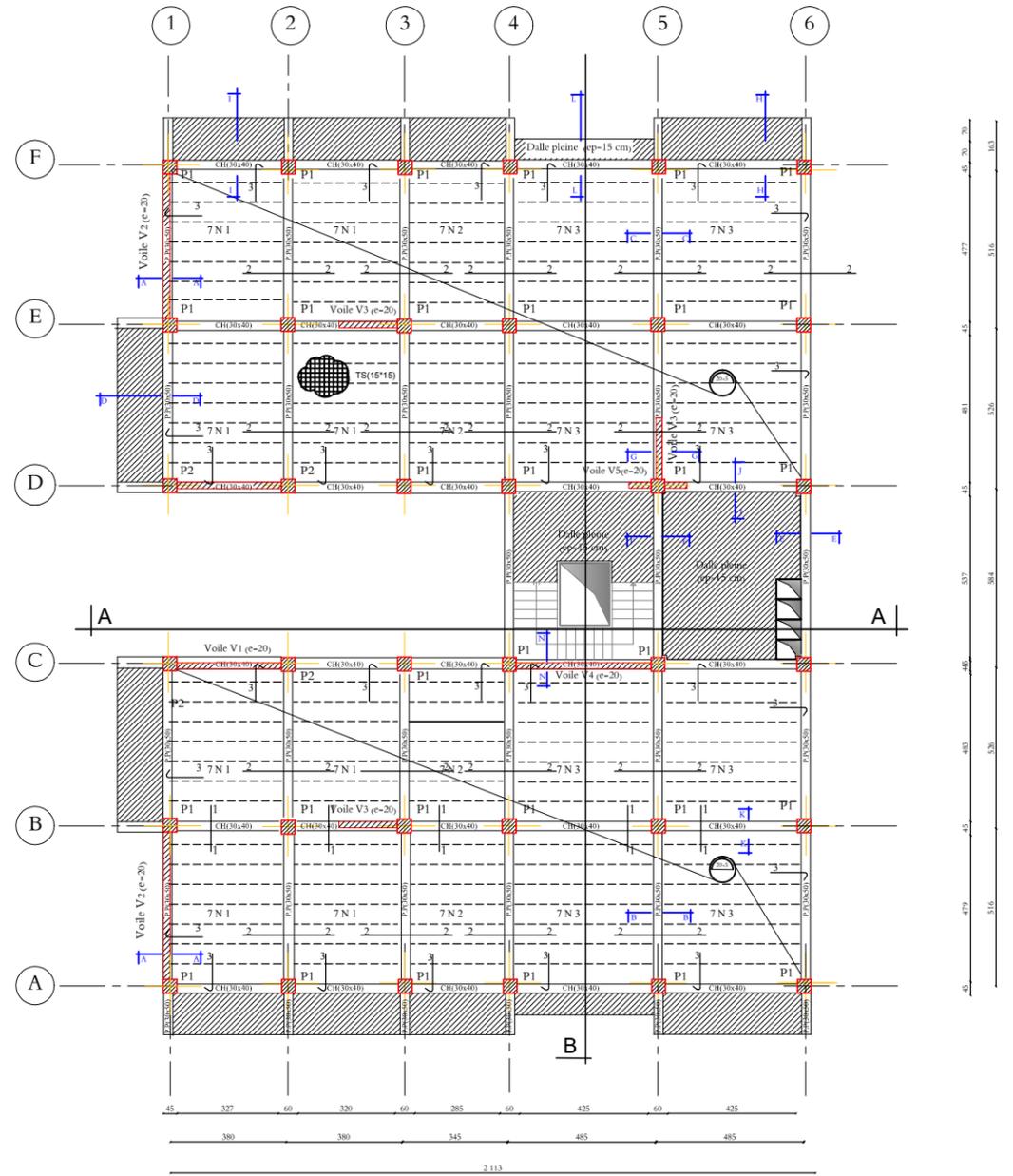


PLAN DE PLANCHER " 11ème" ETAGE

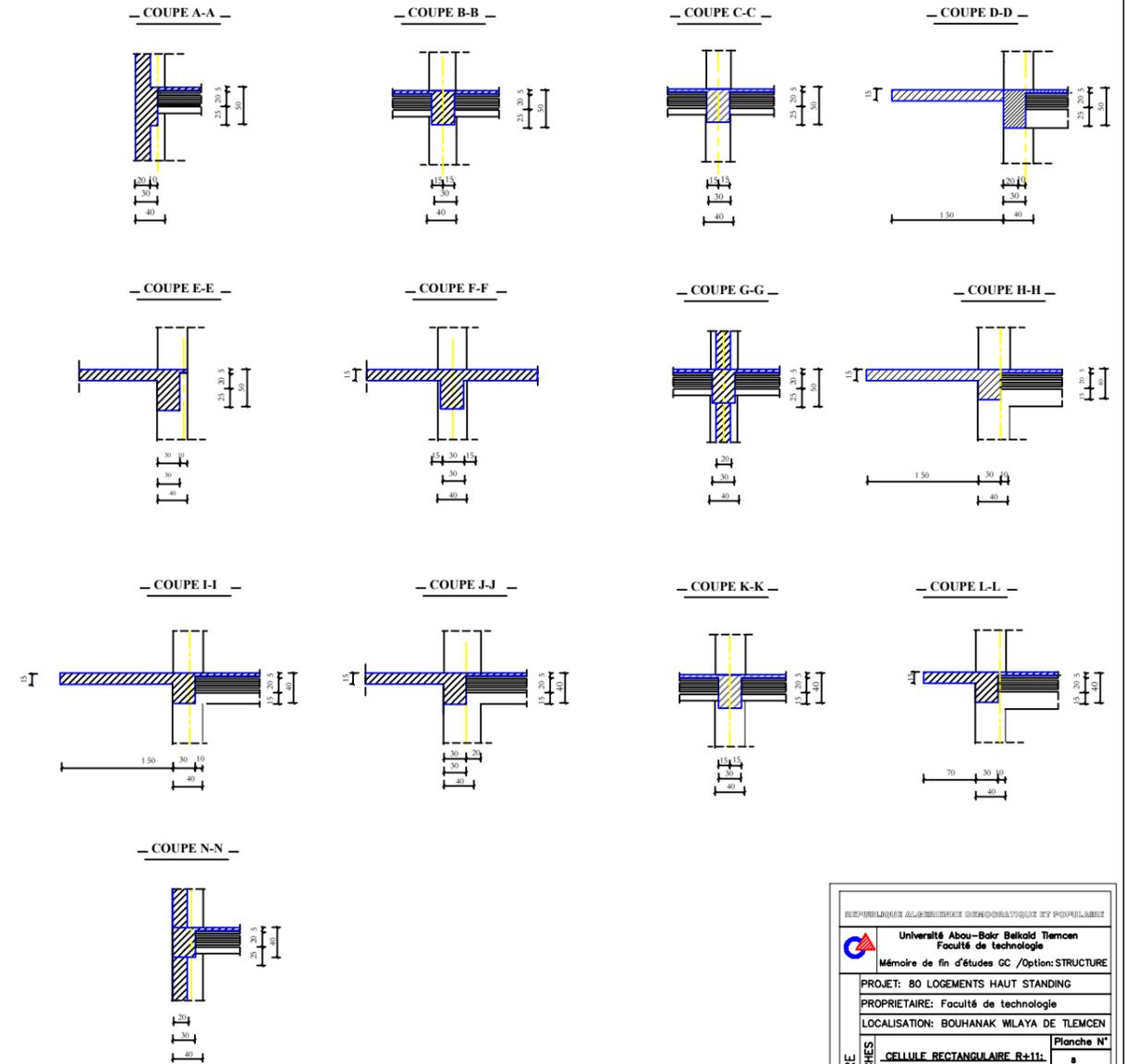


- NOTA**
- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
 - ACIER TORS \sqrt{s} = 400 MPa
 - ACIER DOUX \sqrt{s} = 240 MPa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC / Option: STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMEN	
CELLULE RECTANGULAIRE R+11: PLAN DE COFFRAGE E.C 11 NIVEAU: +34,68 m	Planche N° 7 Ech Date 1/50 08/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Nasreddine SID.ELMACI Fadia
REVISIONS N° _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____
Dossier éducatif	



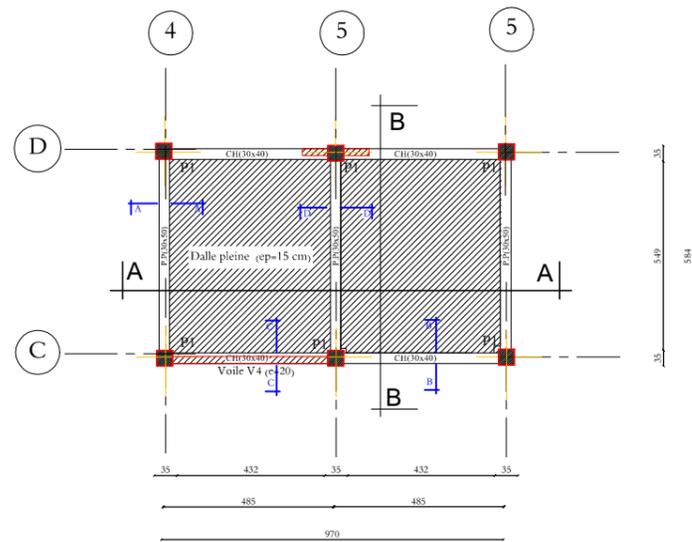
PLAN DE PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE



-NOTA-

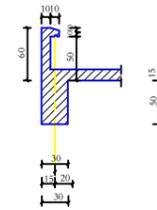
- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
- ACIER TORS \sqrt{s} = 400 MPa
- ACIER DOUX \sqrt{s} = 240 MPa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCEM	
CELLULE RECTANGULAIRE R+11. PLAN DE COFFRAGE TERRASSE NIVEAU: +37,74 m	Planche N° s Ech Date 1/00 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Noureddine SID.ELMACI Fedla
NEURONS N° _____ _____ _____	DATE _____ _____ _____
Dossier éducatif	

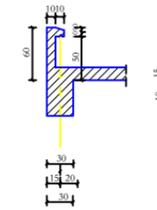


PLAN DE PLANCHER TOITURE

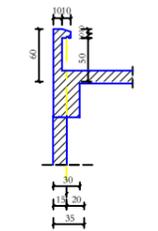
- COUPE A-A -



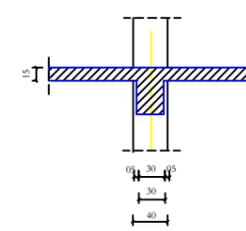
- COUPE B-B -



- COUPE C-C -



- COUPE D-D -

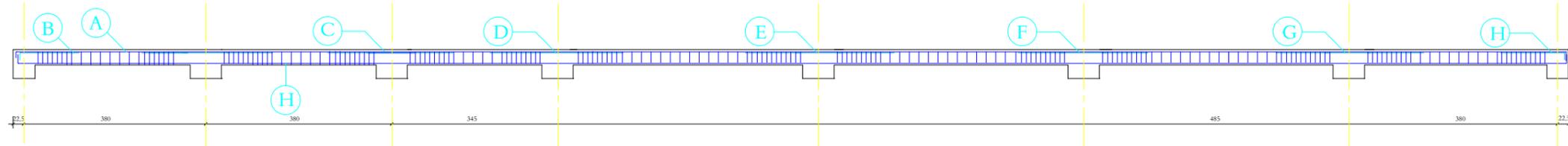


NOTA

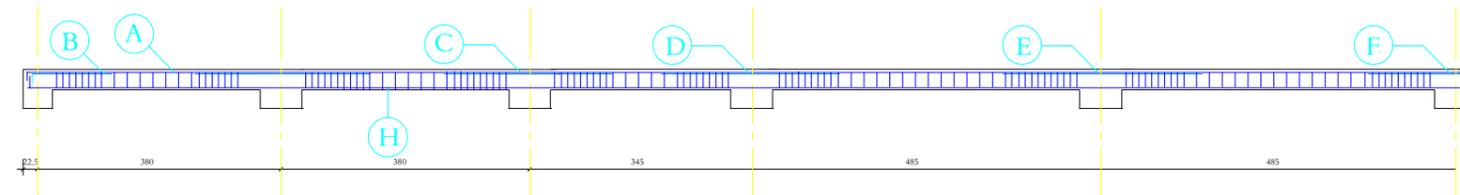
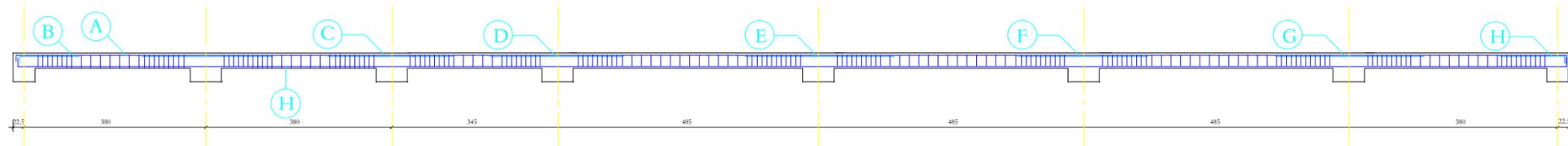
- . BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
- . ACIER TORS \sqrt{s} = 400 MPa
- . ACIER DOUX \sqrt{s} = 240 MPa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen Faculté de technologie Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING PROPRIETAIRE: Faculté de technologie LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMEN	
PLANCHES CELLULE RECTANGULAIRE R+11: PLAN DE COFFRAGE TOITURE NIVEAU: +40,8m	Planche N° Ech Date 1/50 09/2020
REALISER PAR : ALLAM Yacine BABA AHMED Mohamed Aymene	ENCADREURS : HASSAINE Nasreddine SIDJELMACI Fedja
REVISIONS N° DATE	DATE
Dossier éducatif	

FERRAILLAGE DES POUTRELLES RDC



FERRAILLAGE DES POUTRELLES ETAGE COURANT

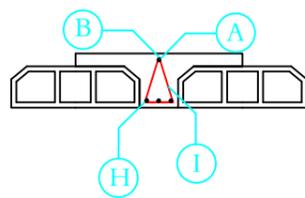


-NOTA-

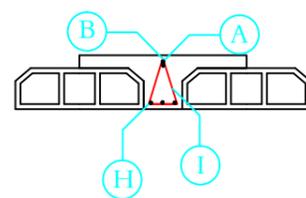
- BETON DOSE 350 Kg/m³ CPA 325 F28j=25 MPa
- ACIER TORS \sqrt{s} = 400 MPa
- ACIER DOUX \sqrt{s} = 240 MPa

RDC

Travée

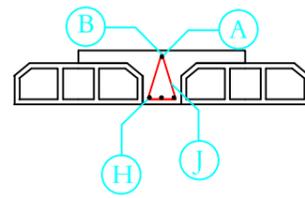


Appui

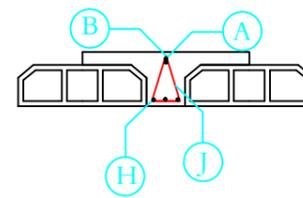


ETAGE COURANT

Travée



Appui



repér	Nbre	φ	Façonnage
A	2	14	$\frac{14}{14} \frac{200}{14} \frac{14}{14}$
B	2	16	$\frac{16}{16} \frac{95}{16}$
C	2	16	$\frac{37}{176} \frac{30}{176} \frac{86}{176}$
D	2	16	$\frac{86}{165} \frac{30}{165} \frac{49}{165}$
E	2	16	$\frac{86}{206} \frac{30}{206} \frac{90}{206}$
F	2	16	$\frac{49}{165} \frac{30}{165} \frac{86}{165}$
G	2	16	$\frac{138}{16}$
H	2	14	$\frac{12}{2940} \frac{12}{2940}$
I	2	8	$\frac{17}{17} \frac{17}{17}$

UNIVERSITÉ ALGERIE BOULVAR DE LA LIBÉRATION DE L'ALGERIE

Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen
Faculté de technologie
Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE

PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING
PROPRIETAIRE: Faculté de technologie
LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMEN

CELLULE RECTANGULAIRE R+11:
PLAN DE FERRAILLAGE PLANCHER
NIVEAU: RDC / E.C

REALISER PAR : ALLAM Yacine
BABA AHMED Mohamed
Aymene

ENCADREURS : HASSAINE Nasreddine
SIDJELMAGI Fedja

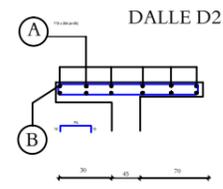
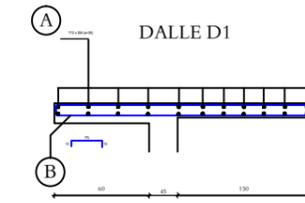
REVISIONS N° DATE

Planche N° 10
Ech 1/80 Date 09/2020

CONCEPT ARCHITECTURE
PLANCHES

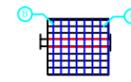
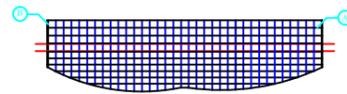
Dossier éducatif

FERRAILLAGE DES DALLES PLEINES



DALLE D1

Tableau de ferrailage des dalles pleine			
Repère	Nbre	Φ	Façonnage
A	36	12	-----
B	8	10	-----

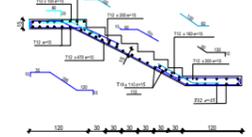
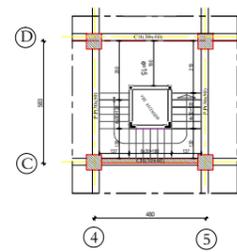


DALLE D2

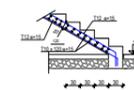
Tableau de ferrailage des dalles pleine			
Repère	Nbre	Φ	Façonnage
A	9	12	-----
B	8	10	-----

FERRAILLAGE DES ESCALIERS

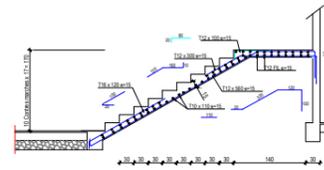
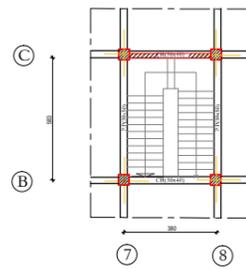
— VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ESCALIER MODEL 1 —



— COUPE DEMARRAGE D'ESCALIER —

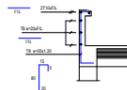


— VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ESCALIER MODEL 2 —

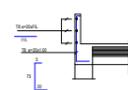


FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

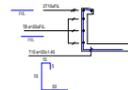
— TYPE 1 —



— TYPE 2 —

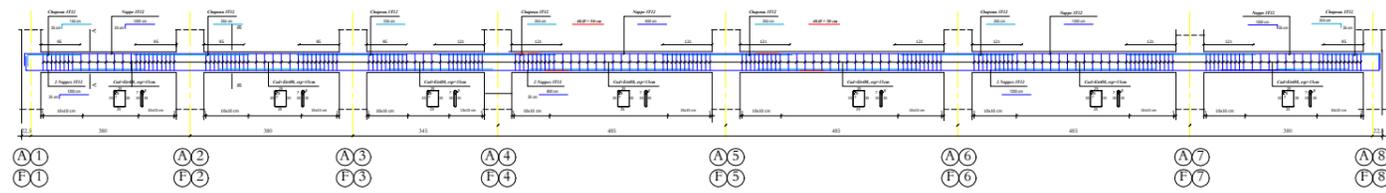


— TYPE 3 —



UNIVERSITÉ ABU-BADR BELKAD TLEMSEN Faculté de Technologie	
Mémoire de fin d'études OC /Option:STRUCTURE	
PROJET: 80 LOGEMENTS HAUT STANDING	
PROPRIETAIRE: Faculté de Technologie	
LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMSEN	
PLANS ARCHITECTURE	Planche N°
PLAN DE FERRAILLAGE DALLES	11
PENES ET ESCALIERS	Ech: D010
	1/20 (04/2020)
REALISER PAR :	ENCADREURS :
ALLAM Yacine	HASSANE Nosreddine
SABA AHMED Mohamed	SOULMAGI Fedo
Aymine	
MEMBRE N°	DATE
Dossier Educatif	

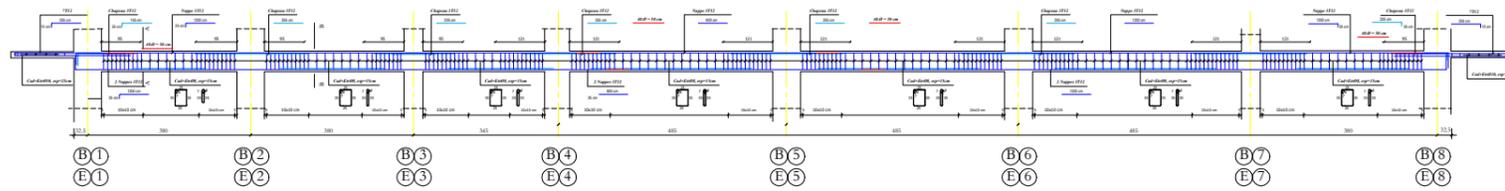
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ETAGE COURANT (30x40)cm



ETAGE COURANT (30x40)cm



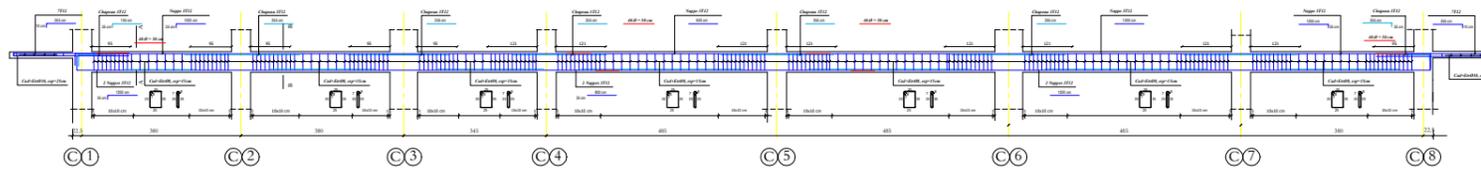
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ETAGE COURANT (30x40)cm



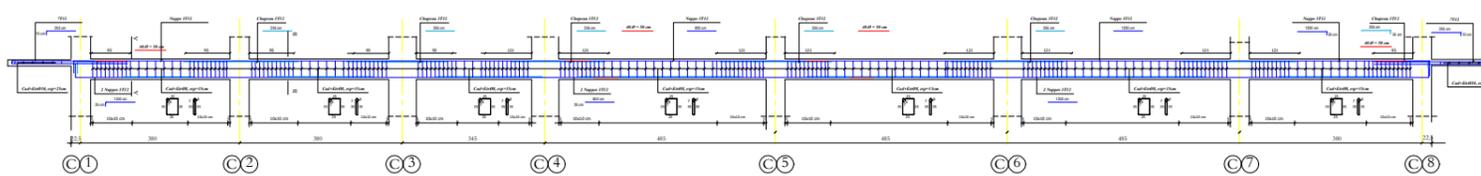
TOITURE (30x40)cm



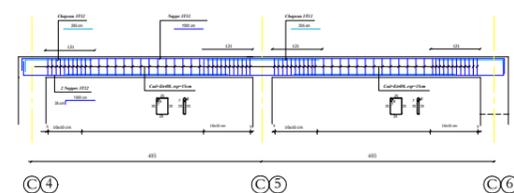
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ETAGE COURANT (30x40)cm



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES ETAGE COURANT (30x40)cm

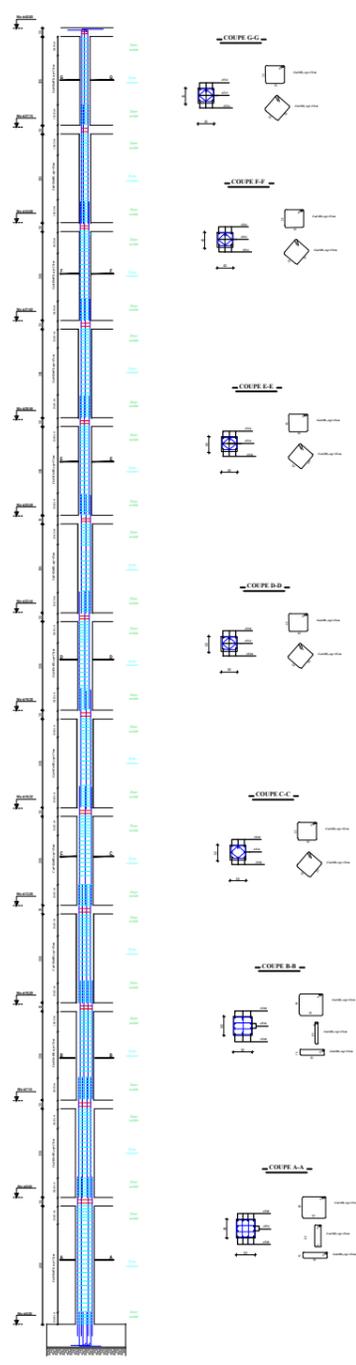


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES TOITURE (30x40)cm

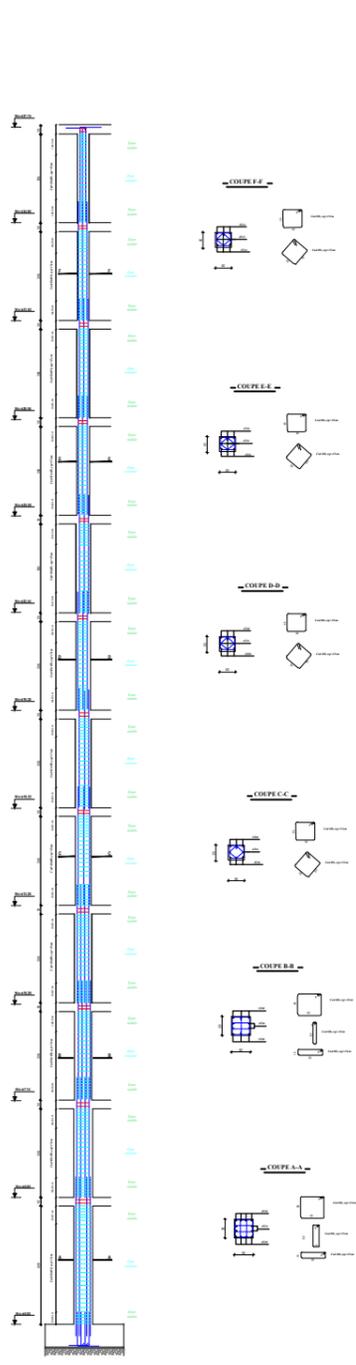


INSTITUTION ALTAZEMERON UNIVERSITEKAMPUS 1, 2018010101 Universiti Abu-Daly, Sekolah Teknik Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil / Struktur	
PROJEK: 80 LOKONGS HANY STANDING PROPRITARE: Fakultas de teknologi LOCALISATON: BOUHAK MLYA DE TLEMEN	
CONCEPT ARCHITECTURE ALAMIR FAK BABA AHMED Mohamed Agnes	DISAINERS HASSANE Hamed SOULHAG Fadi
PLAN DE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 1/20	FICHE N° 10 10/10/2020 1/20
Dossier Eduatif	

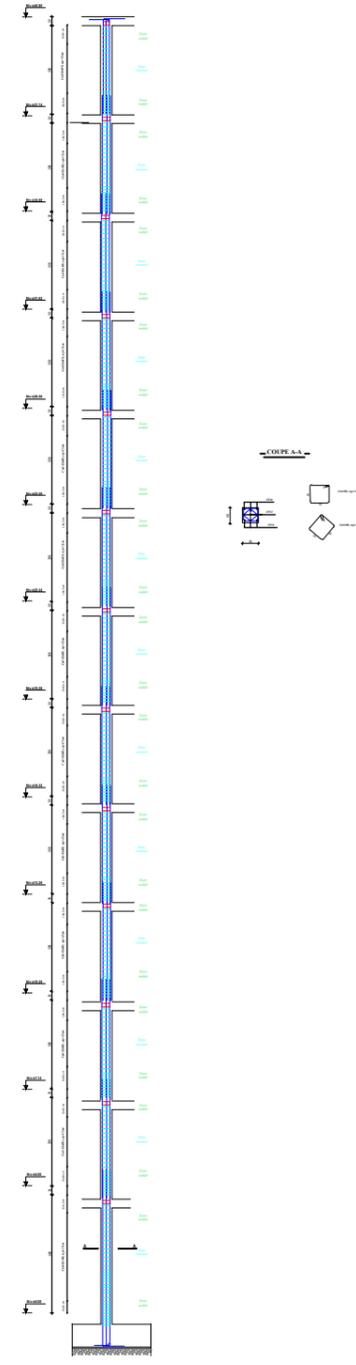
POTEAU C1
(8045- 5245- 5245- 4245- 4245- 3030)



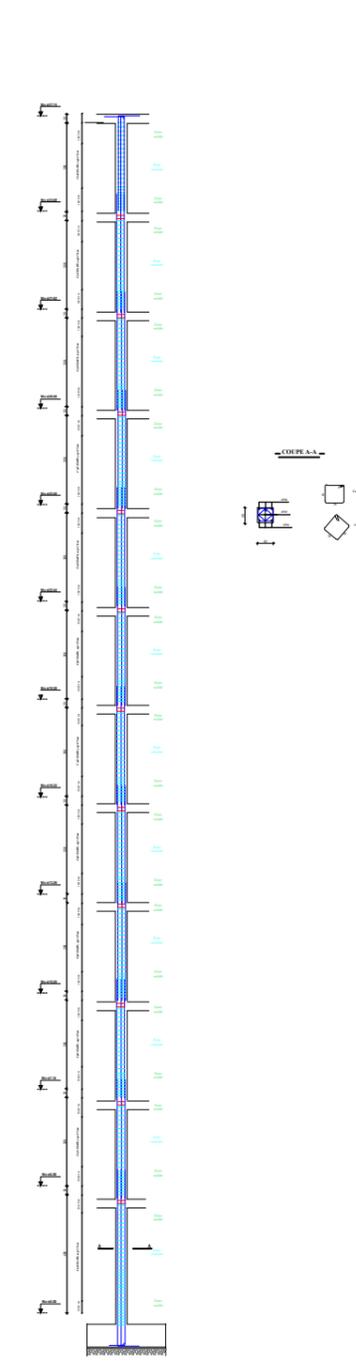
POTEAU C2
(8045- 5245- 5245- 4245- 4245)



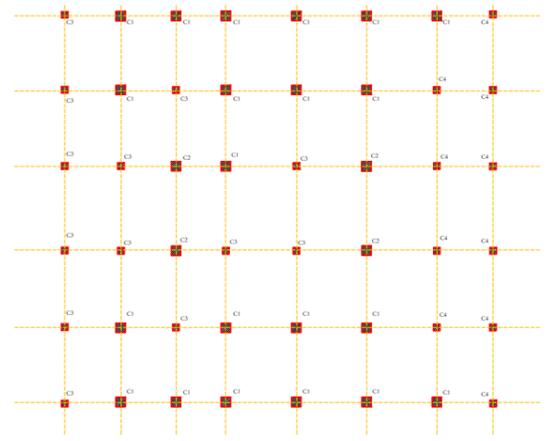
POTEAU C3
(4245)



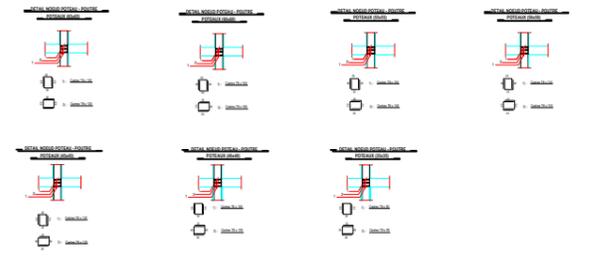
POTEAU C4
(4245)



REPEPAGE DES POTEUX



NOEUDS POTEAU-POUTRE



PROJET DE CONSTRUCTION
 SOCIÉTÉ GÉNÉRAL DE CONSTRUCTION
 1000, RUE DE LA SÉCURITÉ
 MONTRÉAL, QUÉBEC H3T 1S6
 TEL: (514) 392-1234
 FAX: (514) 392-5678
 E-MAIL: info@sgc.ca
 WWW: www.sgca.com

ANNEXE VI

LES PLANS CES

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Université Abou-Bakr Belkaid Tlemcen
Faculté de technologie

Mémoire de fin d'études GC /Option:STRUCTURE

PROJET: ELABORATION ET CALCUL D'UN
BATIMENT R+11 EN BETON ARME A USAGE
MULTIPLE DANS LA REGION DE TLEMCCEN

PROPRIETAIRE: Faculté de technologie

LOCALISATION: BOUHANAK WILAYA DE TLEMCCEN

CONCEPT ARCHITECTURE

PLANCHES

PLANS CES / VRD

REALISER PAR :

ENCADREURS :

ALLAM Yacine

HASSAINE Nasreddine

BABA AHMED Mohamed
Aymene

SIDJELMACI Fedia

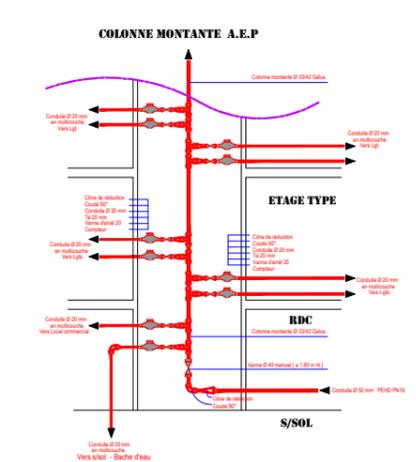
Ech

Date

1/25

Septembre
2020

Dossier éducatif



 Universiti Alim-Syair Baidi Timan Faculté de Technologie	
Institut de Recheche et d'Optimisation de Structure	
PROJET : 30 LOGEMENTS HAUT STANDARD	
PROPRIETAIRES : FOUJIA DE TECHNOLOGIE	
LOCALISATION : BOUHARAK WILAYA DE TLEMCEN	
PLAN N° :	II
DATE :	05/11/2024
REALISER PAR :	ENCADREUR :
ALAM YOUSSEF	HASSENNE HENRIEDINE
BABA AHMED Mohamed Aymene	SELEMCI Fede
CONCEPT ARCHITECTURE	01/11/2024
Dessiné : SAOUDIF	