

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة 1

UNIVERSITE BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

DE MASTER EN GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (Rez de chaussé +
6 + SOUS-SOL) avec application du
processus BIM**

Encadré par :

Mr. DERBAL ISMAIL

Présenté par :

HADJ HACENE FERIAL

BELKAIS MARWA

Devant les membres de jury :

Président : Mme. HAMMAT.S

Examineur : Mme. CHERFA.CH

-PROMOTION 2023-

ملخص

الغرض من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني للخدمة المحلية وموقف السيارات يتكون من طابق ارضي + 6 طابق سفلي والذي سيكون موجوداً في ولاية البليدة، المصنفة في المنطقة الثالثة وفقاً للائحة الزلازل الجزائرية

RPA 99 version 2003

عند دراسة مبنى خرساني مسلح، يتم أخذ العديد من الجوانب في الاعتبار

أولاً، يجري تقييم كامل للأحمال والقوى التي ستؤثر على الهيكل. وهذا يشمل أحمال الجاذبية، مثل وزن الأرضيات

والجدران وكذلك الأحمال الأفقية، مثل الرياح والزلازل وفقاً لـ **DTR.B.C.2.2**

ثم يتم إجراء تحليل هيكل لتحديد العناصر والأجزاء الخرسانية المسلحة اللازمة لتحمل هذه الأحمال. ويشمل ذلك حجم الروافد والأعمدة والأرضيات وفقاً لمعايير الإجهاد والقوة المعمول بها.

وقد أنشئت دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة البرنامج الحاسوبي **ETABS version 20.3.0**

يتطلب تصميم مبنى الخرسانة المسلحة أيضاً تصميم وتفاصيل التعزيزات الفولاذية التي تم دمجها في الهيكل لتعزير الخرسانة ومن الضروري كفالة وضع التعزيزات في مكانها الصحيح وأبعادها وترسيخها لضمان قوام الهيكل ومتانته وفقاً

BAEL91 modifié 99 RPA99 version 2003

ثم التسليح ببرنامج **SOCOTEC**.

كما أن دراسة عناصر البنية التحتية هي أيضاً جزء من هذا المشروع.

وأخيراً، استخدام أدوات النمذجة والتصميم ، **BIM (BULDING INFORMATION MODELING)**

يمكن أن يسهل إلى حد كبير دراسة البناء. وتمكن هذه الأدوات من تصور أفضل، وتحليل هيكل أكثر دقة، وتحسين التنسيق مع التخصصات الأخرى، والتوليد التلقائي لخطط البناء وقوائم المواد.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation service local et parc de stationnement de R + 6 étages avec sous-sol, qui sera implantée dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Lors de l'étude d'un bâtiment en béton armé, plusieurs aspects sont pris en compte.

Tout d'abord, une évaluation complète des charges et des forces qui agiront sur la structure est réalisée. Cela comprend les charges gravitationnelles, telles que le poids des planchers et des murs ainsi que les charges horizontales, telles que le vent et les séismes suivant le **DTR B.C 2.2**

Ensuite, une analyse structurale est effectuée pour déterminer les éléments et les sections en béton armé nécessaires pour résister à ces charges. Cela inclut le dimensionnement des poutres, des poteaux et des dalles en fonction des contraintes et des critères de résistance applicables.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**ETABS version 20.3.0**).

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite également la conception et le détail des armatures en acier qui sont incorporées dans la structure pour renforcer le béton. Il est essentiel de s'assurer que les armatures sont correctement positionnées, dimensionnées et ancrées pour assurer la résistance et la durabilité de la structure suivant des règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**). Et le ferrailage a été mené par le logiciel **SOCOTEC**

Aussi, l'étude des éléments de l'infrastructure fait également partie de ce projet.

En fin, L'utilisation d'outils de modélisation et de conception assistée par ordinateur, y compris le Building Information Modeling (BIM), peut grandement faciliter l'étude d'un bâtiment en béton armé. Ces outils permettent une meilleure visualisation, une analyse structurelle plus précise, une coordination améliorée avec les autres disciplines et une génération automatique des plans de construction et des listes de matériaux.

Summary

The purpose of this study is the design of a structure for local service housing and parking lot of R + 6 floors with basement, which will be located in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the earthquake regulations. **Algerian (RPA 99 version 2003)**.

When studying a reinforced concrete building, several aspects are taken into account.

First, a full assessment of the loads and forces that will act on the structure is made. This includes gravitational loads, such as the weight of floors and walls as well as horizontal loads, such as wind and earthquakes following **DTR B.C 2.2**

Then, a structural analysis is carried out to determine the reinforced concrete elements and sections necessary to resist these loads. This includes sizing beams, columns and slabs based on applicable stresses and strength criteria.

The study and analysis of this project were established by the software **(ETABS version 20.3.0)**.

The study of a reinforced concrete building also requires the design and detailing of the steel reinforcements which are incorporated into the structure to reinforce the concrete. It is essential to ensure that the reinforcements are correctly positioned, sized and anchored to ensure the strength and durability of the structure according to the applicable rules in force, namely **(BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003)**. And the reinforcement was carried out by **SOCOTEC** software

Also, the study of the elements of the infrastructure is also part of this project.

Finally, the use of modeling and computer-aided design tools, including **Building Information Modeling (BIM)**, can greatly facilitate the study of a reinforced concrete building. These tools allow for better visualization, more accurate structural analysis, improved coordination with other disciplines, and automatic generation of construction plans and material lists.

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions Dieu de nous avoir donné la volonté, la force la santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance à Mr. DERBAL ISMAIL pour avoir accepté de nous encadrer dans ce travail. Nous le remercions pour son implication, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.

Nous souhaitons également remercier toute l'équipe de l'entreprise (CSCEC) et en particulier Mr. Mohamed, Mme. Sarah et Mr. Hakim pour leur aide durant le travail de notre mémoire.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre mémoire Et de l'enrichir par leurs propositions.

Un grand remerciement aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil

Sans oublier de remercier nos chers parents, qui ont toujours priés pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à BENDALI BOUALEM pour sa contribution à l'aboutissement de ce Modest travail

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne
sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, Le respect, la reconnaissance... Aussi,
c'est tout simplement que*

Je dédie cette thèse à ...

Mes chers parents

« Mohamed Cherif et Faiza »

*Pour leur amour inestimable, leur confiance, leur soutien leurs sacrifices et toutes les
valeurs qu'ils ont su m'inculquer.*

A mes très chères sœurs

« Yasmine, Fella et Ines »

Pour leur encouragement permanent, et leur soutien moral.

A mes beaux-frères « Mohamed et Mehdi »

*A mes chères neveux et nièces « Walid, Melissa, Abdelmadjid,
Yanis et Dania »*

Au meilleur oncle du monde « Mohamed » et sa famille

A ma chère tante « Samira » et sa famille

A ma meilleure amie « Nour el houda »

Qui ma soutenue durant tout le long de mes études

A mon binôme « Marwa » et sa famille

A tous mes amis

Abdelwaheb, Walid, Naim, Ihcene, Meriem, Nour, Wissem

À tous mes chers enseignants de l'université de Blida 1.

Ainsi que mon ancien enseignant « Mr. BENKHETAR Omar »

FERIEL

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer mon parcours...

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents « **Mohamed et Djamila** » qui m'ont encouragé et soutenu tout le long de mes études. Que dieu les protège.*

*A mes frère « **Sid ahmed et Kossai** » et mes beaux-frères « **Lyes et Yasser** »*

*A mes chères sœurs « **Khadija et Yasmine** »*

*Et ma belle-sœur « **Khawla** »*

*A mes neveux et nièces « **Rahma, Abd Rahim, Wassim, Doufi,***

***Mays et Amira** »*

*A Mon binôme « **Feriel** » et sa famille.*

*A Mes chers amies « **Boualem, Amel, Khadija, oumaïma, Marwa, Hnifa et Ghanou** »*

Marwa.

Sommaire

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1	Introduction.....	4
I.2	Historique.....	4
I.3	Définition du BIM.....	4
I.4	La maquette numérique.....	5
I.5	Les dimensions du BIM.....	6
I.6	Les différents niveaux du BIM.....	7
I.7	4 niveaux de maturité numérique.....	7
I.8	Les niveaux de détails en BIM.....	9
I.9	Différents niveaux de LOD.....	10
I.10	Le BIM introduit trois nouveaux rôles.....	10
I.10 1	Le BIM manager.....	10
I.10 2	BIM modelleur.....	12
I.10 3	BIM spécialiste.....	12
I.11	Les avantages et les inconvénients du BIM.....	12
I.11 1	Les avantages du BIM.....	12
I.11 2	Inconvénients du BIM.....	13
I.12	L'enjeu du BIM.....	13
I.13	L'interopérabilité.....	14
I.13 1	Qu'est-ce que le format IFC ?.....	15
I.13 2	Histoire de l'IFC.....	16
I.13 3	Les avantages d'un model IFC.....	17

I.13 4	Propriétés du format IFC	17
I.13 5	Le schéma des données.....	17
I.13 6	La Certification IFC et l'assurance de la conformité des logiciels.....	17
I.14	Utilisation de maquette numériques BIM	18
I.15	Les familles de logiciels BIM	18
I.15 1	Quels sont les principaux types de plateformes collaboratives de gestion de projet BIM ?.....	18
I.15 2	Comment choisir une plateforme collaborative de gestion de projet BIM ?.....	19
I.15 3	Les meilleurs logiciels de BIM.....	19
I.15 4	Charte BIM.....	23
I.16	Protocole BIM.....	23
I.17	Convention BIM	23
I.18	Qu'est-ce qui est inclus dans une convention BIM ?	23
I.19	L'implication BIM dans le génie civil	23
I.20	Les noms importants qui ont contribué au développement du BIM	23

Chapitre II : PRESENTATION D'OUVRAGE

II.1	INTRODUCTION	26
II.2	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	26
II.3	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	25
II 3 1.	Dimensions en élévation	25
II 3 2.	Dimensions en plan.....	25
II 3 3.	Ossature de l'ouvrage	26
II 3 4.	Classification du bâtiment selon (RPA99 versions 2003)	26
II 3 5.	Planchers	26
II 3 6.	Maçonnerie	26
II 3 7.	Escaliers	26
II.4	CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	26
II 4 1.	Le Béton.....	27
II 4 2.	L'acier	31
II.5	HYPOTHESES DE CALCUL	33
II 5 1.	État limite ultime (ELU)	33
II 5 2.	État limite de service (ELS).....	35

Chapitre III : PREDIMENSIONNEMENT

INTRODUCTION	36
III 1. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES	36
III 2 1. Planchers dalle pleine.....	36
III 2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	37
III 3 1. Plancher terrasse inaccessible	37
III 3 2. Plancher étage courant	38
III 3 3. Plancher sous-sol (parking).....	39
III 3 4. Maçonnerie.....	39
III 3 5. Balcons	40
III 3 6. Garde-corps	41
III 3. PRÉDIMENSIONNEMENT	41
III 4 1. Les portiques	41
III 4 2. Les voiles.....	56

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV 1. Introduction	58
IV 2. ACROTÈRE.....	58
IV 1 1. Introduction	58
IV 1 2. Evaluation des charges	59
IV 1 3. Calcul des efforts.....	60
IV 1 4. Ferrailage de l'acrotère.....	60
IV 1 5. Vérification de la section d'acier selon « <i>BAEL 91 modifié 99</i> ».....	61
IV 1 6. Armatures de répartitions	62
IV 1 7. Vérification à l'ELS	62
IV 1 8. Vérification de l'effort tranchant.....	64
IV 3. ETUDE DES PLANCHERS	64
IV 1 1. Introduction	64
IV 1 2. Etude de la dalle machine	64
IV 1 3. Plancher en dalle pleine	71
IV 4. ESCALIER	76
IV 1 1. Introduction.....	76
IV 1 2. Définition des éléments d'un escalier	77
IV 1 3. Evaluation des charges.....	78

IV 1 4.	Combinaison des charges	80
IV 1 5.	Diagramme des efforts internes.....	81
IV 1 6.	Calcul des armatures	82
IV 1 7.	Vérifications.....	83
IV 5.	LES BALCONS	86
IV 1 1.	Introduction.....	86
IV 1 2.	Calcul des charges sollicitant le balcon.....	87
IV 1 3.	Calcul de ferrailage	90
IV 1 4.	Vérifications.....	90

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

V 1.	INTRODUCTION	93
V 2.	ÉTUDE SISMIQUE	94
V 2 1.	Introduction.....	94
V 2 2.	Choix de la méthode de calcul.....	94
V 2 3.	Spectre de réponse	95
V 2 4.	Modélisation mathématique.....	96
V 2 5.	Caractéristiques dynamiques propres.....	96
V 3.	MODÉLISATION DE LA STRUCTURE	98
V 3 1.	Modélisation de la rigidité	98
V 3 2.	Modélisation de la masse	98
V 4.	RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE.....	99
V 4 1.	Les résultats du model initial	100
V 4 2.	Constatations.....	100
V 4 3.	Vérification des déplacements latéraux inters étage	102
V 5.	RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT	103
V 6.	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	106
V 7.	JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT	107
V 8.	Récapitulatifs	108

Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants

VI 1. INTRODUCTION.....	109
VI 2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	109
VI 2 1. Introduction	109
VI 2 2. Combinaison d'action	110
VI 2 3. Recommandation selon <i>rpa99 version 2003</i>	110
VI 2 4. Choix des armatures	113
VI 2 5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	113
VI 2 6. Vérification de l'effort tranchant.....	114
VI 2 7. Longueur de recouvrement.....	117
VI 2 8. Ferrailage des poteaux de sous-sol.....	118
VI 3. FERRAILLAGE DES POUTRES	122
VI 3 1. Introduction.....	122
VI 3 2. Recommandation du <i>rpa99 version 2003</i>	122
VI 3 3. Calcul du ferrailage.....	122
VI 3 4. Choix des armatures.....	124
VI 3 5. Condition de non fragilité	125
VI 3 6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	125
VI 3 7. Vérification de l'effort tranchant	126
VI 3 8. Calcul du ferrailage poutre liée avec voile	128
VI 3 9. Choix des armatures.....	129
VI 3 10. Condition de non fragilité	130
VI 3 11. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	131
VI 3 12. Vérification de l'effort tranchant	133
VI 3 13. Recouvrement des armatures longitudinales.....	134
VI 3 14. Arrêt des barres	135
VI 3 15. Calcul de la flèche.....	135
VI 4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	139
VI 4 1. Généralités	139
VI 4 2. La méthode des contraintes selon le règlement PS92	140
VI 4 3. Exemple de calcul	141
VI 5. FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS-SOL.....	157

CHAPITRE VII : Etude Thermique

VII 1. INTRODUCTION	159
VII 2. COEFFICIENT DE DILATATION DU BETON	159
VII 3. COEFFICIENT THERMIQUE	160
VII 4. CONVENTION DE SIGNE	160
VII 5. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE	160
VII 6. LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL	161
VII 7. CONCLUSION	167

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII 1. INTRODUCTION	168
VIII 2. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS	168
VIII 3. 1 ^{ère} fondation (semelle filante)	168
VIII 3 1. Predimensionnement de la semelle	170
VIII 3 2. Vérification nécessaire	171
VIII 3 3. Ferrailage Des Semelles Filantes	174
VIII 3 3 1. Ferrailage de la dalle	174
VIII 3 3 2. Ferrailage des nervures	175
VIII 4 .2 ^{ème} fondation (semelle filante)	178
VIII 4 1 Predimensionnement de la semelle	180
VIII 4 2 Vérification nécessaire	181
VIII 4 3 Ferrailage Ds Semelles Filantes	184
VIII 4 3 1. Ferrailage de la dalle	184
VIII 4 3 2. Ferrailage des nervures	185
VIII 5. Etude du voile périphérique	188
VIII 5 1. Pré dimensionnement	188
VIII 5 2. Evaluation des charges	190
VIII 5 3. Effort dans la Dalle	190
VIII 5 4. Calcul du ferrailage	191
VIII 5 5. Vérification nécessaire	191

CHAPITRE IX : APPLICATION DU PROCESSUS BIM

IX 1. Introduction :	192
----------------------------	-----

IX 2. Application de la 3D avec REVIT 2019 :.....	192
IX 2 1. Exportation modèle de l'ETABS au REVIT :	193
IX 3. Application de la 4D avec PRIMAVERA P6 :.....	195
IX 3 1. Calendrier :.....	196
IX 3 2. Création WBS :	197
IX 3 3. Le diagramme « PERT ».....	200
IX 3 4. Les ressources du projet :.....	201
IX 4. La détection de clashes :.....	201
IX 4 1. Les différents types de clashes.....	202
IX 4 2. L'objectif de la détection de clashes.....	202
IX 4 3. Les avantages de la détection de clashes.....	203
IX 4 4. Types de logiciels de la détection de clashes.....	203
IX 4 5. Exemple des outils utilisés.....	203
IX 4 6. Exemple d'application de la détection de clache sur NAVISWORKS.....	204
IX 4 7. La résolution des clashes	208
IX 5. Récapitulatifs	208

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1: Champ d'action de BIM.....	6
Figure I. 2: les dimensions de BIM.....	6
Figure I. 3: La maturité de BIM.....	7
Figure I. 4: les niveaux de détails	9
Figure I. 5: l'enjeu de BIM	13
Figure I. 6: capacité à agir sur les couts et les changements en fonction du processus choisi	13
Figure I. 7: Travail avec et sans BIM	14
Figure I. 8: Travail avec format IFC.....	15
Figure I. 9: Histoire de IFC.....	16
Figure I. 10: Plateforme BIM	18
Figure II. 1: Essai Brésilien	29
Figure II. 2: Traction par flexion	29
Figure II. 3: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.....	31
Figure II. 4: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	31
Figure II. 5: Diagramme contrainte déformations de l'acier à l'ELU	33
Figure III. 1: dimensions du panneau le plus sollicité	37
Figure III. 2: Coupe verticale du plancher terrasse (dalle pleine)	37
Figure III. 3: Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine).....	38
Figure III. 4: Coupe verticale du plancher sous-sol (dalle pleine).....	39
Figure III. 5: Mur extérieur.....	40
Figure III. 6: Coupe verticale du plancher balcon	41
Figure III. 7: Dimensions à respecter pour les poutres	42
Figure III. 8: Section Réduite du Poteau Carré.....	48
Figure III. 9: Surface revenant au poteau central.....	49
Figure III. 10: Surface revenant au poteau de rive.....	52
Figure III. 11: Surface revenant au poteau d'angle.....	54
Figure III. 12: Coupe d'un voile en élévation.....	56
Figure IV. 1: Dimensions de l'acrotère	58
Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère	59
Figure IV. 3: diagrammes des efforts à ELU	60
Figure IV. 4: distance de l'axe neutre.....	62

Figure IV. 5: ferrailage de l'acrotère	64
Figure IV. 6: Schéma représentatif de la dalle machine	65
Figure IV. 7: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine	70
Figure IV. 8 : Dimensions du panneau le plus sollicité	71
Figure IV. 9: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.....	75
Figure IV. 10: Dimensions de l'escalier	76
Figure IV. 11: Schéma représentatif d'escalier	77
Figure IV. 12: Coupe verticale du plancher Palier	78
Figure IV. 13: Coupe verticale du plancher Paillasse.....	79
Figure IV. 14: Schéma statique d'escalier	80
Figure IV. 15: Diagramme des efforts internes de l'escalier	81
Figure IV. 16: Diagramme des efforts internes de l' escalier.....	81
Figure IV. 17: ferrailage de l'escalier.....	85
Figure IV. 18: Dimensions du balcon.....	86
Figure IV. 19: Schéma statique.....	87
Figure IV. 20: Coupe verticale du plancher balcon	87
Figure IV. 21: Coupe verticale du plancher Mur.....	88
Figure IV. 22: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	89
Figure IV. 23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	89
Figure IV. 24: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	89
Figure IV. 25: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	89
Figure IV. 26: Ferrailage du balcon.....	92
Figure V. 1: spectre réponse	96
Figure V. 2: Modèle initiale 2D.....	99
Figure V. 3: Modèle initiale 3D.....	99
Figure V. 4: modèle final 2D.....	104
Figure V. 5: modèle final 3D	104
Figure VI. 1: Ferrailage des poteaux	109
Figure VI. 2: Arrêt des barres	134
Figure VI. 3: Ferrailage poutre principale (35x55).....	135
Figure VI. 4: Ferrailage poutre secondaire (35x55)	135
Figure VI. 5: Ferrailage poutre principale liée avec voile	136
Figure VI. 6: Ferrailage poutre secondaire liée avec voile	136
Figure VI. 7: Ferrailage Voile 1.	156
Figure VI. 8: Ferrailage Voile 2.	156

Figure VI. 9: Ferrailage Voile 6.	156
Figure VII. 1: Ferrailage des poutres principales (30x50) après l'étude thermique	166
Figure VII. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30x45) après l'étude thermique.....	166
Figure VIII. 1: Semelle filante 1	168
Figure VIII. 2: Schéma statique du bâtiment.....	172
Figure VIII. 3: semelle filante 2.....	177
Figure VIII. 4: Schéma statique du bâtiment.....	180
Figure VIII. 5: voile périphérique 2D.....	187
Figure VIII. 6: voile périphérique 3D.....	187
Figure VIII. 7: Ferrailage du Voile Périphérique	191
Figure IX. 1: Page d'exportation de l'ETABS vers REVIT	193
Figure IX. 2: Page d'importation de l'ETABS vers REVIT	194
Figure IX. 3: Modèle 3D en ETABS	194
Figure IX. 4: Modèle 3D en REVIT	195
Figure IX. 5: Page de PRIMAVERA.....	196
Figure IX. 6: Calendrier de PRIMAVERA	196
Figure IX. 7: Création de WBS	197
Figure IX. 8: Les différents activités sur PRIAMVERA	199
Figure IX. 9: diagramme PERT	200
Figure IX. 10: Les ressources sur PRIMAVERA.....	201
Figure IX. 11 Importation des modèles dans NAVISWORKS	204
Figure IX. 12: Les règles de NAVISWORKS	205
Figure IX. 13: Analyse du modèle	205
Figure IX. 14: Détection des clashes	206
Figure IX. 15: Rapport de clashes	207
Figure IX. 16: Exemple de clashe N.05.....	207

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1: Caractéristiques des Aciers.....	32
Tableau III. 1: Charge permanente plancher terrasse(dalle pleine)	38
Tableau III. 2: Charge permanente plancher étage courant (dalle pleine)	39
Tableau III. 3: Charge permanente plancher sous-sol (dalle pleine)	40
Tableau III. 4: Charge permanente mur extérieur.....	41
Tableau III. 5: Charge permanente balcon.....	41
Tableau III. 6: Charge permanente garde de corps	42
Tableau III. 7: Dimensions finales des poutres.....	45
Tableau III. 8: Dégression de la surcharge	47
Tableau III. 9: Choix des sections des poteaux centraux	51
Tableau III. 10: Choix des sections des poteaux de rive.....	53
Tableau III. 11: Choix des sections des poteaux d'angle.....	55
Tableau III. 12: Choix final	56
Tableau IV. 1: Tableau plancher DALLE MACHINE	66
Tableau IV. 2: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx).....	67
Tableau IV. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).....	67
Tableau IV. 4: Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	68
Tableau IV. 5: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis	69
Tableau IV. 6: Ferrailage de la dalle pleine	72
Tableau IV. 7: Vérification des contraintes à l'ELS.....	74
Tableau IV. 8: Charge permanente palier	79
Tableau IV. 9: Charge permanente paillasse	80
Tableau IV. 10: Combinaison des charges l'ELU et ELS	81
Tableau IV. 11: Ferrailage de l'escalier.....	82
Tableau IV. 12: Vérification des contraintes	84
Tableau IV. 13: Vérification de la flèche de l'escalier	85
Tableau IV. 14: charge permanente balcon	87
Tableau IV. 15: charge permanente de garde corps.....	88
Tableau IV. 16: Combinaison des l'ELU et ELS	88
Tableau IV. 17: Ferrailage du balcon	90
Tableau IV. 18: Vérification des contraintes du balcon.....	91
Tableau V. 1 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial	100
Tableau V. 2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial).....	103
Tableau V. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle 1.....	105

Tableau V. 4: Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).....	106
Tableau V. 5: Vérification de l'effort normal réduit poteaux	107
Tableau V. 6: Vérification de l'effort normal réduit poteaux (après l'augmentation de section des poteaux	107
Tableau V. 7: Justification du choix du coefficient de comportement.....	107
Tableau VI. 1: Ferrailage des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....	111
Tableau VI. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (Mmax,Ncorr).....	111
Tableau VI. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (Nmin,Mcorr).....	111
Tableau VI. 4: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (Nmax,Mcorr).....	112
Tableau VI. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (Mmax,Ncorr).....	112
Tableau VI. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (Nmin,Mcorr).....	112
Tableau VI. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (Nmax,Mcorr).....	112
Tableau VI. 8: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (Mmax,Ncorr).....	113
Tableau VI. 9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (Nmin,Mcorr).....	113
Tableau VI. 10: Choix des armatures des poteaux.....	113
Tableau VI. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N sermax ,M sercorr)	114
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes pour les poteaux (Msermax ,Mcorr)	114
Tableau VI. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux (Nsermin ,Msercorr).....	114
Tableau VI. 14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	115
Tableau VI. 15: Espacements maximaux selon RPA99.....	117
Tableau VI. 16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	117
Tableau VI. 17: Ferrailage des poutres principales (35x55).....	123
Tableau VI. 18: Ferrailage des poutres secondaire (35X55)	123
Tableau VI. 19: Choix des armatures pour les poutres principales (35x55).....	124
Tableau VI. 20: Choix des armatures pour les poutres secondaires (35x55).....	124
Tableau VI. 21: Vérification de la condition de non fragilité.....	125
Tableau VI. 22: Vérification des contraintes pour les poutres (35x55)	126
Tableau VI. 23: Vérification des contraintes pour les les poutre (35x55)	126
Tableau VI. 24: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres	127
Tableau VI. 25: Calcul des armatures transversales	128
Tableau VI. 26: Vérification des contraintes pour les poutres liée avec voile.....	128
Tableau VI. 27: Vérification des contraintes pour les les poutre liée avec voile.....	129
Tableau VI. 28: Choix des armatures pour les poutres principales liée avec voile	130
Tableau VI. 29: Choix des armatures pour les poutres secondaires liée avec voile	130
Tableau VI. 30: Vérification de la condition de non fragilité.....	130
Tableau VI. 31: Vérification des contraintes pour les poutres liée avec voile.....	132

Tableau VI. 32: Vérification des contraintes pour les les poutre liée avec voile.....	132
Tableau VI. 33: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres	133
Tableau VI. 34: Calcul des armatures transversales	134
Tableau VI. 35: Calcul de la flèche.....	136
Tableau VI. 36: Calcul des armatures verticale du voile (V1).....	143
Tableau VI. 37: Calcul des armatures verticale du voile (V2).....	143
Tableau VI. 38: Calcul des armatures verticale du voile (V3).....	144
Tableau VI. 39: Calcul des armatures verticale du voile (V4).....	144
Tableau VI. 40: Calcul des armatures verticale du voile (V5).....	145
Tableau VI. 41: Calcul des armatures verticale du voile (V6).....	145
Tableau VI. 42: Calcul des armatures verticale du voile (V7).....	146
Tableau VI. 43: Calcul des armatures verticale du voile (V8).....	146
Tableau VI. 44: Calcul des armatures horizontale du voile (V1).....	147
Tableau VI. 45: Calcul des armatures horizontale du voile (V2).....	147
Tableau VI. 46: Calcul des armatures horizontale du voile (V3).....	148
Tableau VI. 47: Calcul des armatures horizontale du voile (V4).....	148
Tableau VI. 48: Calcul des armatures horizontale du voile (V5).....	149
Tableau VI. 49: Calcul des armatures horizontale du voile (V6).....	149
Tableau VI. 50: Calcul des armatures horizontale du voile (V7).....	150
Tableau VI. 51: Calcul des armatures horizontale du voile (V8).....	150
Tableau VI. 52: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V1).....	151
Tableau VI. 53: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V2).....	151
Tableau VI. 54: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V3).....	151
Tableau VI. 55: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V4).....	152
Tableau VI. 56: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V5).....	152
Tableau VI. 57 : Calcul des armatures de joint de bétonnage (V6).....	152
Tableau VI. 58: Calcul desl armatures de joint de bétonnage (V7).....	153
Tableau VI. 59: Calcul des armatures de joint de bétonnage (V8).....	153
Tableau VI. 60: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V1).....	154
Tableau VI. 61: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V2).....	154
Tableau VI. 62: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V3).....	154
Tableau VI. 63: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V4).....	154
Tableau VI. 64: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V5).....	155
Tableau VI. 65 : Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V6)	155
Tableau VI. 66: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V7).....	156
Tableau VI. 67: Vérification des contraintes de compression et cisaillement (V8)	156

Tableau VII. 1: Ferrailage des poutres principales (30X50).....	162
Tableau VII. 2: Ferrailage des poutres secondaire (30X45).....	163
Tableau VII. 3: Ferrailage des poutres principales (30X50).....	164
Tableau VII. 4: Ferrailage des poutres secondaire (30X45).....	165
Tableau VII. 5: sections de ferrailage des poutres porteuses selon la plus sollicitation accidentelle	165
Tableau VIII.1 : Sections des semelles filantes 1ère fondation	169
Tableau VIII.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes	170
Tableau VIII.3 : Les dimensions de la nervure.....	171
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante sens X-X..	173
Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante sens Y-Y..	173
Tableau VIII.6 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes.....	174
Tableau VIII.7 : condition de non fragilité.....	175
Tableau VIII.8 : choix de ferrailage des nervures sens Y-Y.	175
Tableau VIII.9 : choix de ferrailage des nervures sens X-X.	176
Tableau VIII.10 : vérification des contraintes a ELS sens Y-Y.....	176
Tableau VIII.11 : vérification des contraintes a ELS sens X-X.....	176
Tableau VIII.12 : Ferrailage transversal.....	177
Tableau VIII.13 : Les armatures de peau.	177
Tableau VIII.14 : Sections des semelles filantes 2ème fondation	178
Tableau VIII.15 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes	179
Tableau VIII.16: Les dimensions de la nervure.....	180
Tableau VIII.17 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante sens X-X..	182
Tableau VIII.18 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes.....	184
Tableau VIII.19 : condition de non fragilité.....	184
Tableau VIII.20 : choix de ferrailage des nervures sens Y-Y.	184
Tableau VIII.21 : choix de ferrailage des nervures sens X-X.	185

Tableau VIII.22 : vérification des contraintes a ELS sens Y-Y.....	185
Tableau VIII.23 : vérification des contraintes a ELS sens X-X.....	186
Tableau VIII.24 : Ferrailage transversal.....	186
Tableau VIII.25 : Les armatures de peau.	186
Tableau VIII.26 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	189
Tableau VIII.27: Vérification des contraintes à l'ELS.....	190
Tableau VIII.28: Vérification des contraintes à l'ELS.....	190

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.

-
- ξ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant a la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_f : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - e : Epaisseur, Indice des vides.
 - N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - I_p : Indice de plasticité.
 - I_c : Indice de consistance.
 - W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 - S_r : Degré de saturation.
 - γ_d : Poids volumique sèche.
 - γ_h : Poids volumique humide.
 - γ_{sat} : Poids volumique saturé.
 - W_{sat} : Teneur en eau saturé.
 - W_L : Limite de liquidité.
 - W_p : Limite de plasticité.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - P : Rayon moyen.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

-
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - K : Coefficient de raideur de sol.
 - S_c : Tassement oedométrique.
 - S_c^T : Tassement total.
 - S_c^{adm} : Tassement admissible.
 - δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

INTRODUCTION GENERALE

L'étude d'un bâtiment en béton armé est une étape cruciale dans la conception et la construction d'infrastructures modernes. Le béton armé est un matériau largement utilisé en raison de sa résistance mécanique et de sa durabilité, le rendant adapté à une variété d'applications de construction. Cependant, l'étude d'un bâtiment en béton armé peut être complexe, nécessitant une analyse approfondie de la structure, des charges appliquées et des calculs de résistance.

Dans le même temps, l'utilisation du processus BIM (Building Information Modeling) a émergé comme une approche efficace pour la conception, la construction et la gestion de bâtiments. Le BIM est un processus basé sur la modélisation 3D qui intègre des données et des informations sur le bâtiment tout au long de son cycle de vie, permettant une collaboration améliorée entre les différentes parties prenantes du projet.

Ce mémoire de fin d'étude vise à approfondir l'étude d'un bâtiment en béton armé en utilisant le processus BIM comme outil d'analyse et de gestion. L'analyse détaillée de la structure, des charges appliquées et l'application du processus BIM permettront d'obtenir un modèle numérique précis et complet du bâtiment, favorisant une meilleure compréhension et une prise de décision éclairée tout au long du cycle de vie du projet. Les résultats de cette étude pourraient contribuer à améliorer les pratiques de conception et de construction des bâtiments en béton armé, en exploitant pleinement les avantages offerts par le processus BIM.

CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Aujourd'hui Les entreprises de construction sont de plus en plus contraintes dans la mise en œuvre des projets : les délais d'exécution sont beaucoup plus courts, la qualité doit être continuellement améliorée et les budgets sont souvent restreints. Il peut aussi arriver que les travaux ne se déroulent pas comme prévu. Simplement parce que différents membres de l'équipe de conception n'utilisent pas le Mêmes logiciel et appareils qui ne comprennent même pas nécessairement le placement des collègues.

Il faut alors se demander si on ne peut pas résoudre tous ses problèmes d'une simple manière qui permettrait d'améliorer le domaine de la construction pour qu'il soit presque aussi performant que des domaines comme l'industrie de pointe

Cela permet une meilleure organisation du processus de construction Cette problématique peut être résolue grâce au BIM

I.2 Historique

BIM est un terme relativement ancien. En fait, le créateur du BIM est Charles M. Eastman, professeur au département d'architecture et d'informatique de Georgia Tech. Ce dernier a travaillé sur le BIM à la fin des années 1970 et au début des années 1980. Charles Eastman est co-auteur du BIM Handbook, un ouvrage de référence publié en 2008 et révisé en 2011. Il a été l'un des pionniers dans le développement de logiciels de modélisation 3D paramétrique pour l'architecture et le génie civil et a mené de nombreux projets de recherche depuis le milieu des années 1970. Il est étroitement lié aux logiciels de conception et/ou de fabrication assistée. Les premières solutions commerciales sont apparues au début des années 1980. Un exemple est l'application ArchiCad (éditée par Graphisoft) pour la modélisation architecturale. L'augmentation des performances des ordinateurs, la réduction des coûts (PC) et l'utilisation d'interfaces graphiques interactives ont permis le développement de solutions dites 2D et 3D pour le BTP. [7]

I.3 Définition du BIM

Tout d'abord, BIM vient de l'anglais Building Information Modeling, qui signifie modélisation des informations du bâtiment. Le terme construction est ici générique et inclut les bâtiments et les infrastructures.

Trouver une définition universellement acceptée du BIM est difficile. Le BIM concerne avant tout la gestion de l'information, et l'information est principalement communiquée par le biais de maquette numériques et de bases de données. Le BIM définit l'échange et l'utilisation d'informations tout au long de la vie d'un ouvrage, de la conception à la démolition, en passant par les phases de construction et d'exploitation. Un modèle numérique est une représentation numérique des propriétés physiques et fonctionnelles de cette structure. [7]

La norme ISO 19650-1 contient les définitions suivantes :

« Nous utilisons une représentation numérique commune de nos actifs construits pour faciliter nos processus de conception, de construction et d'exploitation et fournir une base fiable pour la prise de décision.

Le BIM est souvent comparé à des logiciels et à des maquettes numériques 3D. Plus que cela, il s'agit en fait d'un ensemble de processus ou de méthodes de travail utilisés tout au long de la conception, de la construction et de l'exploitation d'un bâtiment. Le BIM définit qui fait quoi, comment et quand. Il est encore principalement utilisé en phase de conception à des fins de coordination spatiale, mais pour maximiser son potentiel dans le transfert et la gestion des informations depuis la conception et la construction des ouvrages jusqu'à la phase d'exploitation et de maintenance, il peine encore. Le succès du BIM est déterminé par l'utilisation d'informations structurées et faisant autorité pour assurer un échange sans perte ni ressaisie d'informations. le BIM, c'est donc le nouveau processus de construction qui fait qu'on modélise en 3D le bâtiment avant de le construire.

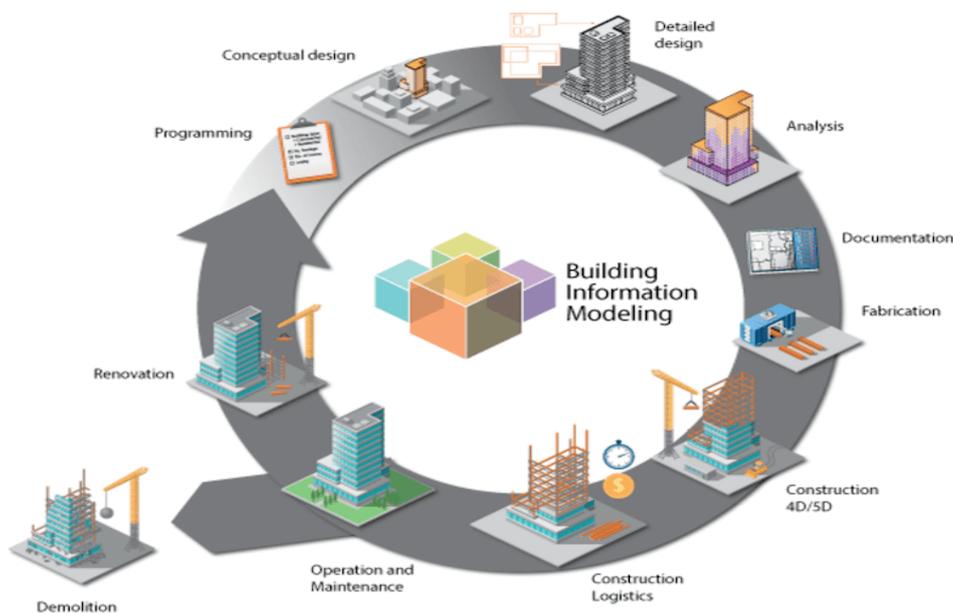


Figure I.1 : champ d'action de BIM

I.4 La maquette numérique

Une maquette numérique BIM, simplement appelée maquette numérique, est matérialisée par un fichier informatique contenant des objets virtuels liés à un bâtiment

- Il représente essentiellement une structure,
 - Modélisation 3D interactive des propriétés physiques et fonctionnelles des structures.
 - Le modèle informe les différents acteurs sur toutes les caractéristiques techniques.
- B. Relations spatiales
- Le dossier détaille toutes les phases de vie du bâtiment et toutes les parties impliquées.

- Aussi appelés avatars, vous pouvez simuler les réactions d'objets 3D et d'appareils techniques faisant partie de votre construction.
- La réponse de chaque mécanisme en amont peut être analysée et testée. B. Stabilité pour évaluer l'efficacité énergétique et l'impact environnemental
- Chaque spécialiste métier travaille sur le dossier, le met à jour et en discute avec d'autres professionnels.

La gestion, la centralisation et le partage des informations sont des éléments clés des modèles BIM. Toutes les informations sont stockées dans une seule base de données. Chaque expert enrichit cette base tout au long du cycle de vie de l'ouvrage, avec des mises à jour d'informations techniques, de nouvelles documentations, de nouveaux équipements, etc. [17]

I.5 Les dimensions du BIM

Le BIM ne se limite pas au concept de simples modèles 3D de bâtiments. Cette technologie fait beaucoup plus, de la conception à la construction en passant par la maintenance. Chaque dimension dans le BIM correspond à un niveau d'informations et de données ajoutées au modèle 3D. En plus de la modélisation 3D, il existe quatre autres niveaux de BIM. [11]

- **3D** : modélisation tridimensionnelle
- **4D** : Gestion de Plan (Analyse du Temps)
- **5D** : Gestion économique (analyse des coûts)
- **6D** : Évaluation de la durabilité (sociale, économique, écologique)
- **7D** : Administration et gestion des installations

Au-delà des sept dimensions ci-dessus, trois « nouvelles dimensions du BIM » sont aujourd'hui débattues ouvertement.

- **8D** : Sécurité lors de la conception et de la construction des ouvrages
- **9D** : bâtiment mince
- **10D** : industrialisation du bâtiment



Figure I.2 : les dimensions de BIM

I.6 Les différents niveaux du BIM

Les niveaux de maturité BIM définissent les progrès technologiques réalisés dans le secteur AEC en fonction du niveau de collaboration et de partage d'informations entre les différents acteurs impliqués dans le projet. Nous commençons par un niveau de base sans collaboration pour l'exécution des activités de travail et passons au dernier niveau caractérisé par une intégration complète des informations et l'utilisation de plateformes cloud et de modèles BIM. [08]

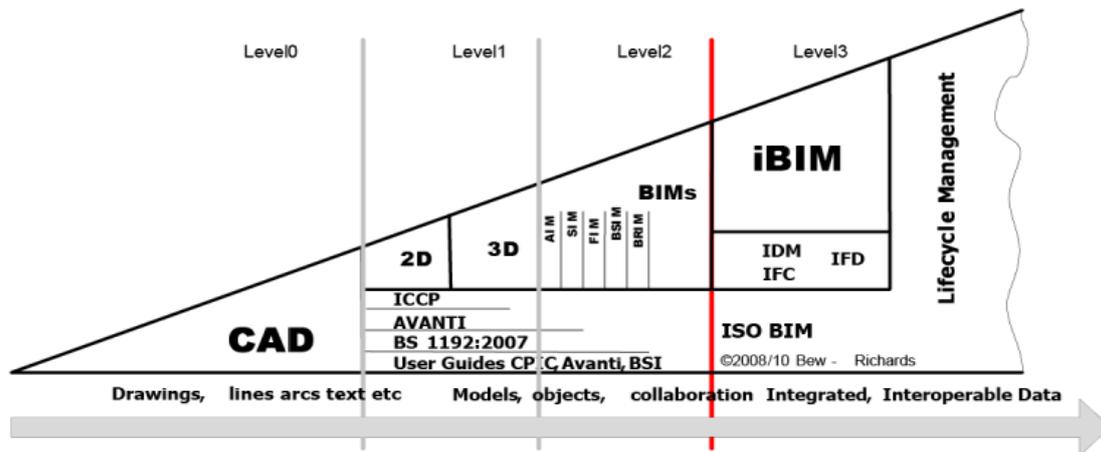


Figure I.3 : la maturité du BIM

I.7 4 niveaux de maturité numérique

- **BIM Niveau 0 (faible collaboration)** Ce n'est pas du BIM, c'est le "Pré-BIM"

Il s'agit de l'étape la plus simple du processus de génération d'informations. Pratiquement aucun niveau de collaboration A ce niveau, chacun de son côté fait du dessin papier ou du dessin CAO en 2D. Les échanges d'informations entre les acteurs du projet se font avec des documents figés sous différents formats (papier, 2D, Word, jpeg, PDF...) Toutes les informations et modifications sont donc ressaisies par l'ensemble des intervenants. [8]

- **BIM niveau 1 (collaboration partielle)**

Cependant, de plus en plus de bureaux d'études et d'entreprises professionnelles migrent leur documentation vers ce niveau de BIM. Dans ce cas, le Common Data Environnement (EDC) est utilisé.

EDC est une archive partagée en ligne (dépôt) où toutes les données nécessaires à un projet sont collectées et gérées. En résumé, le BIM niveau 1 se concentre sur la transformation des informations CAO en 2D et 3D. [8]



- **BIM niveau 2 (collaboration totale)**

La principale préoccupation à ce niveau est la manière dont les informations sont échangées entre les différents membres du projet.

Ce niveau introduit deux nouvelles dimensions liées à la gestion de projet. 4D liés à la gestion du temps et 5D liés à l'analyse des coûts. La norme internationale PAS 1192 spécifie les conditions requises pour qu'un projet de construction atteigne le niveau BIM 2. La collaboration est au cœur du niveau 2 du BIM. Cependant, tous les membres de l'équipe impliqués dans un projet ne doivent pas nécessairement travailler sur le même modèle CAO 3D. Au contraire, chaque membre de l'équipe est libre d'utiliser des modèles CAO individuels. Ce qui compte vraiment, c'est l'existence d'un type de fichier commun (fichier IFC, format d'échange de données BIM, etc.) qui contient toutes les informations de conception et le modèle entièrement collaboratif entre les nombreux acteurs du projet. De cette façon, les participants au projet peuvent avoir un aperçu de toutes les informations disponibles et s'adapter en conséquence. Cela permet la création de modèles BIM unifiés.

Enfin, quel que soit le logiciel de CAO utilisé par chaque intervenant, celui-ci doit être exporté dans un format de fichier commun (fichier IFC, fichier COBie, etc.) afin que chacun puisse créer sa propre modélisation 3D. Un modèle fédéré qui préserve les spécificités de chaque discipline de conception. [8]



- **BIM niveau 3 (entièrement intégré)**

Le BIM niveau 3 est l'objectif ultime de l'industrie de la construction. Son objectif principal est de réaliser l'intégration complète des informations (iBIM) dans l'espace cloud. Cet objectif est atteint en utilisant un modèle commun. Les modèles sont accessibles à toutes les personnes impliquées dans le projet. De plus, les différents intervenants du projet peuvent modifier et/ou ajouter leurs propres informations. Le niveau 3 représente donc le "sommet" de la méthode. Un fichier IFC, un modèle unique pour travailler avec des conteneurs : Ce fichier devient un bijou partagé, stocké dans le cloud, afin que les parties prenantes impliquées dans les travaux puissent accéder aux mêmes informations dans le projet. L'équipe projet valide l'impact des actions individuelles sur le modèle en temps réel. De la conception à la construction, du coût à la maintenance, vous pouvez facilement gérer l'historique complet de votre bâtiment.

L'objectif est encore loin d'être atteint et la plupart des marchés AEC dans le monde continuent de se concentrer sur la formation, le soutien et l'éducation nécessaires pour atteindre et améliorer les compétences de niveau 2. [8]

NIVEAU 3

LA MAQUETTE NUMÉRIQUE INTÉGRÉE



I.8 Les niveaux de détails en BIM

Chaque projet BIM doit inclure une stratégie de modélisation conçue en fonction du client et des objectifs prédéfinis. Au cœur de notre stratégie se trouve la volonté de ne sélectionner que les éléments que nous souhaitons modéliser. Après avoir décidé des aspects de la modélisation à développer, décidez du niveau de détail de la présentation. La qualité du modèle est déterminée par la LOD du projet. LOD peut faire référence à deux concepts différents qui peuvent correspondre dans certaines situations : le niveau de développement et le niveau de détail. L'étape de développement d'un modèle BIM fait référence à la quantité d'informations pertinentes pour le développement du projet et nécessaires pour prendre des décisions concrètes. Le niveau de détail fait référence à la quantité totale d'informations contenues dans un élément BIM. [9]



Figure I.4 : les niveaux de détails

I.9 Différents niveaux de LOD

- **LOD 100** les éléments du modèle peuvent être représentés sous forme d'icônes ou de manière générique. L'objet ne contient aucune information supplémentaire. Niveau : Conception.
- **LOD 200** L'objet contient certaines dimensions paramétriques liées à l'espace qu'il occupe dans le modèle. À ce niveau, la taille, la quantité, la forme et/ou l'emplacement sont vaguement définis par rapport à l'ensemble du projet. Niveau : Expression sommaire
- **LOD 300** ce type d'objet contient déjà 60 % d'informations. En plus des dimensions géométriques, les objets contiennent des informations fonctionnelles. C'est le niveau

auquel les éléments sont définis graphiquement et les autres données spécifiées sont exactes : quantité, taille, forme et/ou position par rapport à l'ensemble du projet.

Niveau : Expression précise

- **LOD 400** Contient toutes les informations sur les fonctionnalités nécessaires au développement, y compris les informations des niveaux précédents. Un objet est défini dans ses détails géométriques, sa position, son appartenance à un système de construction particulier, son utilisation et son assemblage en termes de quantité, de dimensions, de forme, de position et d'orientation. Niveau : Artisanat
- **LOD 500** L'objet contient tous les éléments d'information validés sur le terrain. A ce niveau, la maquette numérique peut être mise à jour pour correspondre à ce qui a été réalisé. Niveau tel que construit

I.10 Le BIM introduit trois nouveaux rôles

I.10 1 Le BIM manager

Le BIM manager est le responsable du Building Information Modeling (BIM). Ce programme implique le défi en œuvre et l'application d'un résultat digital concurrent à la standardisation et à l'adoption de résolution sur un élément immobilier. Le rôle du BIM manager consiste en conséquence à étendre ce métamorphose en respectant les contraintes et standards techniques liées à l'acte et à la tâche de l'environnement. A côté un programme digital, ce professionnel assure la communication parmi les différents acteurs. Concrètement. [12]

Ses missions sont les suivantes

- Définir les métamorphose BIM et défendre les outils capitaux au défi en situation de l'élément
- Élaborer une charte BIM
- Expliquer, et même éduquer les acteurs de l'élément quelque d'exciter avantageusement le BIM
- Coordonner les discordantes équipes à côté l'organisation de réunions ;
- Garantir l'office des menaces du BIM
- Rédiger des constats de conflits
- Surveiller les indicateurs de performance
- Assurer le contrôle qualité des dessins
- Opérer une protégé virtuosité et pronostiquer les nouvelles réglementations ;
- Mettre en situation des solutions de crémaillère virtuosité à propos du programme et le matériel
- Mettre à jour la base de donnée du projet de construction.

Pour devenir BIM manager, il faut avoir certaines compétences. Le leadership est une qualité essentielle pour entrer dans ce métier. En effet, les BIM managers doivent être capables de convaincre les décideurs des projets et d'amener les équipes vers des initiatives efficaces. Le métier requiert également des qualités évidentes d'analyse et de synthèse. Il doit identifier les actions à entreprendre et fournir des recommandations cohérentes à chaque partie prenante.

Des compétences en communication verbale et écrite sont nécessaires pour être un chef de projet BIM efficace. Accomplir ce métier demande également de la créativité pour proposer des solutions innovantes pour améliorer la gestion de projet. Sans une rigueur optimale, les BIM managers ne peuvent pas travailler efficacement. Son sens de l'organisation dans la planification des charges de travail des équipes est très apprécié. Comme pour la plupart des managers, l'adaptabilité est inévitable. Cela est dû au besoin constant de s'adapter à l'évolution de la réglementation et aux contraintes liées aux nouveaux projets. Enfin, le BIM manager doit être capable de diriger l'équipe. Ce spécialiste seul n'a aucune influence. Le succès d'un projet dépend de sa capacité à influencer les parties prenantes et à travailler en groupe.

Le profil du BIM manager

Les BIM managers doivent maîtriser les domaines suivants :

- Un monde de processus de construction et d'exécution de projets.
- Flux de travail
- Flux, qualité et sécurité des données.
- L'interopérabilité
- Collaboration sur le BIM
- Le logiciel BIM, ses possibilités et ses limites.
- Formation des intervenants
- Aborder l'impact du BIM sur les utilisateurs.
- Rédaction et communication
- Autonomie au travail
- Capacité à former une équipe autour du travail d'équipe et du BIM.
- Évaluation des compétences BIM
- Technologie ancienne.

I.10 2 BIM modelleur

Le personnel occupant le rôle de modélisateur BIM effectue le travail quotidien de modélisation des modèles BIM selon les procédures et les méthodes établies par le BIM Manager. [10]

I.10 3 BIM spécialiste

Dès le niveau intermédiaire, les spécialistes BIM assurent le premier niveau d'encadrement et d'accompagnement des modélisateurs. Il assiste les BIM managers dans la mise en place du BIM et peut être amené à créer des contenus spécifiques.

Selon la complexité et la taille de la structure du projet, les rôles du modélisateur BIM, du spécialiste BIM et du gestionnaire BIM diffèrent. Une même personne peut jouer deux (ou les trois) de ces rôles, ou à l'inverse, recruter autant d'acteurs et de rôles que possible.

I.11 Les avantages et les inconvénients du BIM

I.11 1 Les avantages du BIM :

- **Meilleure communication** L'un des principaux problèmes de la conception papier traditionnelle ou de la conception numérique 2D est l'incapacité de représenter tous les aspects d'un projet. Il est difficile d'imaginer le projet dans la réalité. Cela crée finalement un plan complexe et écrasant. Le BIM fournit des simulations graphiques 3D qui permettent aux utilisateurs de voir à quoi ressemblerait leur projet dans un scénario réel et de communiquer efficacement leurs objectifs à l'équipe de projet. [17]
- **Gains d'argent** Le coût est l'un des éléments les plus importants à gérer tout au long de votre projet. Les architectes découvrent souvent des écarts entre les structures et les canaux pendant la phase de construction d'un projet. Il serait très coûteux de suspendre la construction et de reconcevoir cette partie. Le BIM aide à éviter les collisions pendant la construction en les reconnaissant avant le début de la construction. [17]
- **Accessibilité des informations** De nombreuses parties prenantes sont impliquées dans le projet, notamment des architectes, des ingénieurs, des concepteurs et des constructeurs. Le vrai problème survient lorsque les concepteurs apportent des modifications. Le processus BIM est entièrement coordonné à chaque étape du processus de conception et de construction. Accès facile à toutes les informations de conception disponibles dans votre modèle BIM. [17]
- **Amélioration des performances du bâtiment** Les données numériques peuvent être utilisées pour améliorer informatiquement les performances des bâtiments, y compris l'énergie, les déchets, l'acoustique, l'éclairage, la maintenance structurelle, économique et à long terme. C'est l'un des avantages les plus importants du BIM qui a jusqu'à présent été sous-utilisé. [17]
- **Productivité accrue** L'objectif de tout projet d'architecture et de construction est de terminer le projet dans les délais et dans les limites du budget. Des informations de conception inexactes et une mauvaise coordination dans la conception interdisciplinaire constituent un réel danger. Le BIM vous permet de créer des plans de projet précis et de coordonner l'avancement du projet de manière très claire. [17]

I.11 2 Inconvénients du BIM

- **Incohérence numérique** **Hormis** le 3D Visualisation Standard (IFC) sur lequel repose le BIM, le manque de standardisation des données numériques conduit à un manque de compatibilité entre les différents logiciels. De nombreux logiciels interviennent dans le cycle conception-construction-exploitation. Chaque logiciel utilise son propre format et sa structure est autocentrée, il ne communique donc pas avec d'autres systèmes (une approche "app-centric"). Cela conduit à des complexités insurmontables qui impliquent des traitements non exhaustifs coûteux et un passage obligé par des plateformes de traitement pour maîtriser le marché de la construction. [17]

- **Les frais d'équipement et de formation** Les logiciels BIM sont très coûteux et nécessitent une formation intensive. La plupart des entreprises de construction ne peuvent pas participer au processus BIM. [17]

I.12 L'enjeu du BIM

À terme, l'enjeu du BIM est de gérer la maintenance des bâtiments lors de leur utilisation. Si l'on considère l'ensemble du cycle de vie d'un bâtiment, 75 % des coûts de construction sont liés à l'entretien. Grâce au BIM, les travaux de maintenance peuvent être rationalisés à tout moment, et le rapport coût/délai/qualité peut être géré de manière optimale. Les modèles BIM sont encore principalement utilisés pendant la phase de conception, mais sont destinés à être utilisés en phase avec le développement du bâtiment. Il est donc prévu d'intégrer les modifications apportées ultérieurement. Grâce aux capteurs IoT, les bâtiments pourront bientôt communiquer avec des modèles et être pleinement intégrés dans des concepts de ville intelligente. Le modèle TQC (As Built) est un jumeau numérique, un double virtuel du bâtiment, mis à jour en temps réel. [10]

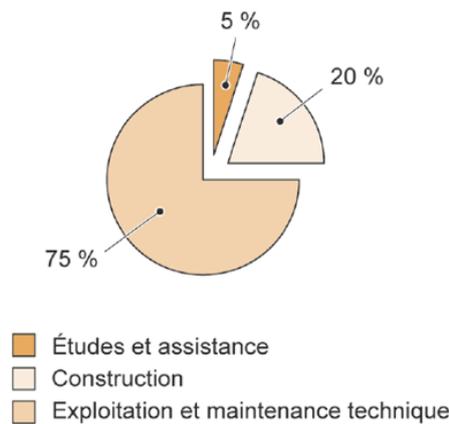


Figure I.5 : l'enjeu du BIM

Le BIM peut apporter une aide précieuse car le développement durable joue un rôle de plus en plus important dans les projets, raccourcissant les délais de réalisation et augmentant la complexité des projets. [10]

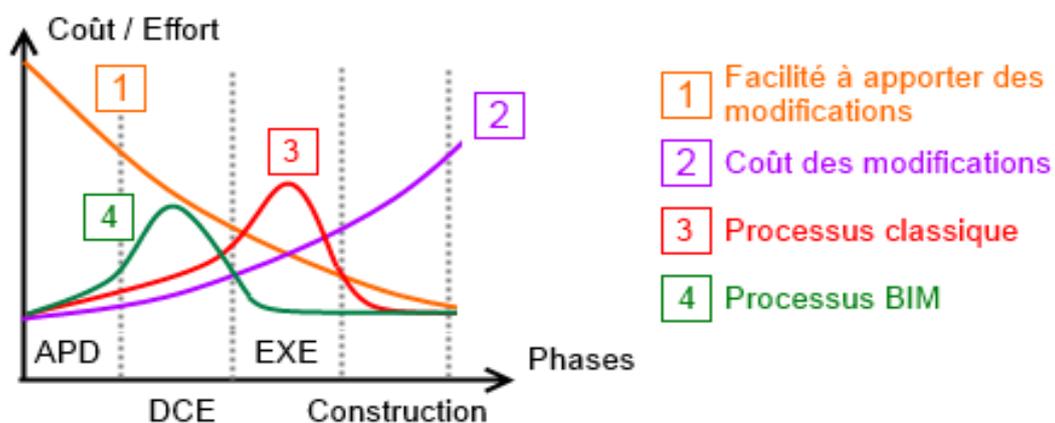


Figure I.6 : capacité à agir sur les couts et les changements en fonction du processus choisi

L'analyse de ces courbes révèle les faits suivants

- **Courbe 1** Les changements deviennent plus difficiles à mesure que le projet progresse.
- **Courbe 2** Par rapport à la Courbe 1, le coût du changement augmente au fur et à mesure de l'avancement du projet.
- **Courbe 3** Dans les processus de travail traditionnels, la majeure partie du travail est effectuée dans la phase d'exécution. Notez que cette courbe a tendance à se déplacer vers la droite lorsque le temps de préparation est réduit ou éliminé.
- **Courbe 4** Les processus BIM, en revanche, visent à déplacer la plupart de ces efforts en amont grâce à des approches de collaboration dites intégrées (faites glisser cette courbe vers la gauche). Cet effort en amont (actuellement très abstrait) est rendu possible par la MN enrichie d'informations (bases de données). Le MN sert de base commune aux différentes parties prenantes et étapes du cycle de vie du projet.

I.13 L'interopérabilité

En théorie, le but du BIM est de favoriser la standardisation des projets afin que tous les acteurs intégrés parlent le même langage quels que soient les outils qu'ils utilisent. Dans le BTP, chaque industrie, chaque architecte, chaque chef de projet voit les résultats attendus selon son prisme d'action. La clé réside dans la convergence des approches commerciales verticales pour faciliter l'échange et le partage d'informations.

Ainsi, l'objectif du BIM, et plus généralement de l'interopérabilité, est d'échanger des données dans un format ouvert, sans restriction d'accès, sans risque et sans perte. Normalisation pas encore optimisée. [14]

Le format du fichier privilégié soutenu par les organisations promouvant le **BIM** est l'**IFC** bien qu'aucune réglementation n'impose l'usage de celui-ci

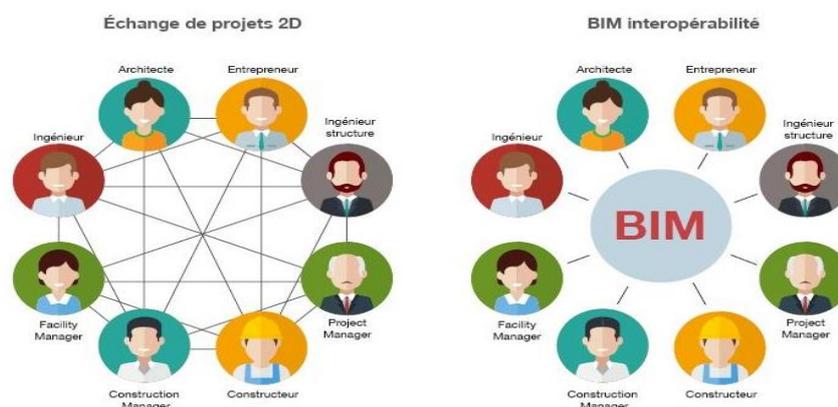


Figure I.7: Travail avec et sans BIM

I.13 1 Qu'est-ce que le format IFC ?

Le format IFC (Industry Foundation Classes) est un format de fichier orienté objet conçu pour assurer l'interopérabilité entre différents logiciels de maquette numérique. C'est un format libre et gratuit destiné à être le garant de "OpenBIM". [14] IFC est un modèle de données conceptuel orienté objet. Avec IFC, vous pouvez décrire des objets (murs, fenêtres, pièces, meneaux, etc.) et leurs relations (percer des murs à partir d'une ouverture, relier une porte à cette ouverture, etc.). Chaque "objet" peut être associé à un certain nombre d'informations encodées pour qu'il puisse être lu de la même manière par tous les programmes du marché. Ces "classes d'objets" traitent :

- La forme de l'objet et ses propriétés (par exemple la texture du mur),
- Du bâtiment à partir de l'ensemble du cycle de programmation (conception, construction, gestion) et des différentes perspectives (architecture, structure, thermique, estimation, etc.). [14]

Résumant les définitions précédentes, IFC est la norme internationale de choix et le format ouvert requis pour l'échange de modèles et de contenus d'information. Il est destiné à l'échange d'informations au sein des équipes de projet et entre différents logiciels lors des phases de conception, de construction, d'exploitation et de maintenance du développement.

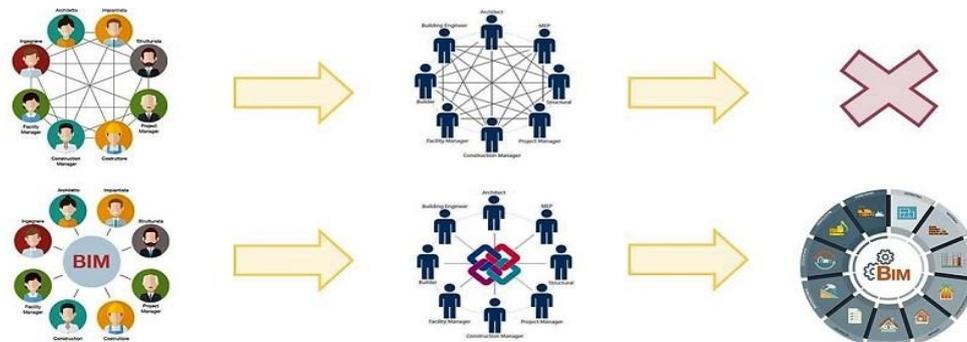


Figure I.8 : Travail avec format IFC

I.13 2 Histoire de l'IFC

En 1994, un consortium industriel a investi dans le développement d'un code source informatique orienté objet (un ensemble de classes de langage C++) qui pourrait prendre en charge le développement d'applications embarquées.

Douze entreprises américaines ont rejoint le consortium Industry Alliance for Interoperability. **En septembre 1995**, le consortium a ouvert ses portes à tous ceux qui étaient intéressés et en 1997 a changé son nom en Alliance internationale pour l'interopérabilité.

La nouvelle Alliance a été rétablie en tant qu'organisation à but non lucratif dans le but de développer et de promouvoir les Industry Foundation Classes (IFC) en tant que modèle de données neutre contenant des informations relatives sur l'ensemble du cycle de vie des bâtiments et de leurs rizières. **Depuis 2005**, Allianz travaille avec building SMART.

Le Building SMART est désormais une organisation dont l'objectif est d'améliorer l'échange d'informations entre les applications logicielles utilisées dans l'industrie de la construction et de développer des normes internationales d'outils et de formation pour soutenir l'utilisation généralisée du BIM. [14]

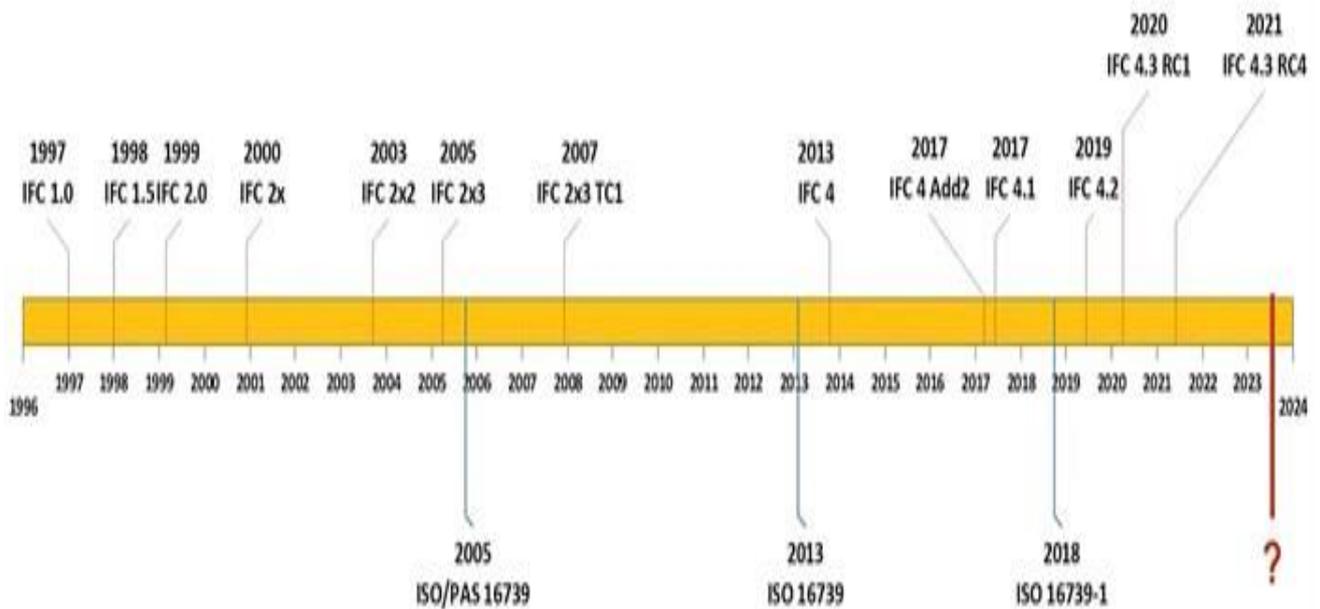


Figure I.9 : Histoire de IFC

I.13 3 Les avantages d'un model IFC

L'un des principaux avantages du modèle IFC est qu'il permet la collaboration entre les différentes personnes impliquées dans le processus de construction et permet le partage des informations dans un format standard.

Cela signifie donc une qualité améliorée, des erreurs réduites, des coûts réduits et un gain de temps grâce à l'utilisation de données et d'informations cohérentes à toutes les étapes de la planification, de la construction et de la maintenance. [14]

I.13 4 Propriétés du format IFC

IFC est un format de fichier ouvert et neutre développé par buildingSMART International pour prendre en charge l'interopérabilité entre les applications individuelles dans l'industrie de la construction et est enregistré en tant que norme internationale officielle ISO 16739: 2013.

Il l'a été Développé à l'origine en tant que format de fichier d'échange ouvert et interopérable, IFC peut répondre à une grande variété de besoins. En d'autres termes, IFC n'est pas seulement un format d'échange, c'est un schéma, une structure de données ou une spécification. Un schéma IFC peut être considéré comme un "système de stockage" pour organiser et transférer des données numériques. [14]

I.13 5 Le schéma des données

IFC est un schéma de données qui attribue des noms et des relations entre les objets qui aident à rendre les objets lisibles par différents logiciels, en plus d'optimiser le système de mémoire lui-même. En résumé, nous pouvons dire :

- Les modèles IFC contiennent des éléments géométriques et non géométriques
- Le modèle IFC contient les données associées à la géométrie du bâtiment et à ses éléments
- Les données sont transférées d'une application à une autre en exportant les données des conceptions créées avec la méthodologie BIM à l'aide de fichiers IFC
- Le format IFC est ouvert, modifiable et bien documenté. Les éditeurs de logiciels peuvent assurer l'interopérabilité avec des centaines d'autres outils et applications BIM en fournissant une interface IFC pour l'exportation et l'importation conforme aux normes IFC. [14]

I.13 6 La Certification IFC et l'assurance de la conformité des logiciels

Building SMART International a défini un processus de certification qui garantit le respect des normes et assure l'importation et l'exportation correctes des données IFC. Il est essentiel que le logiciel fournisse l'assurance qu'il peut lire, écrire et échanger des informations avec d'autres programmes. [14]

I.14 Utilisation de maquette numériques BIM

Une maquette numérique BIM est bien plus qu'une simple définition d'un bâtiment au format IFC. Tient à jour une base de données associée aux bâtiments et à leurs objets. Cette base d'informations permet l'analyse et la simulation. Son utilisation change le rythme du design. Cela prend plus de temps dans la phase de conception, mais accélère la pratique commerciale qui en résulte.

I.15 Les familles de logiciels BIM

- Logiciels de modélisation
- Logiciels de collaboration
- Logiciels de visualisation
- Logiciels pour le contrôle et la détection de conflit
- Logiciels de simulation et d'analyse
- Logiciels pour la gestion du planning et l'exécution
- Logiciels pour la gestion des coûts
- Logiciels pour le facilité management

I.15 1 Quels sont les principaux types de plateformes collaboratives de gestion de projet BIM ?

Certaines plates-formes de service de bas niveau ressemblent essentiellement à des armoires de plans qui fournissent un espace de sauvegarde de fichiers partagé. Les contributeurs (ceux

qui téléchargent des fichiers) ne sont pas toujours authentifiés par login/mot de passe. Les fichiers peuvent être téléchargés, modifiés et supprimés sans traçabilité. Veuillez noter que la plupart de ces nuages peuvent être hébergés sur des serveurs tiers, de sorte qu'une confidentialité complète des données et des informations qu'ils contiennent ne peut être garantie. Ce point est essentiel pour la commande publique car les concepteurs détaillent la composition de l'infrastructure, ses forces et ses faiblesses, et une aubaine pour les utilisateurs malveillants.

Le premier niveau de la plateforme de gestion de projet BIM assure l'authentification de chaque utilisateur et attribue des autorisations à chaque un. Ainsi, il est possible de suivre les interventions de chaque contributeur telles que les publications, les modifications, les suppressions, etc. Ces plates-formes ont des fonctionnalités de base telles que des visionneuses 2D ou 3D, des outils de gestion des tâches et des plans pour aider à gérer les projets.

Les plateformes les plus sophistiquées aident les utilisateurs à gérer leur organisation au quotidien, à faciliter la collaboration entre les membres de l'équipe et à mettre en place des opérations quotidiennes. Ces processus ou workflows apportent une nouvelle dimension à votre pratique digitale. Cela permet d'améliorer les rôles et les responsabilités de chaque contributeur et de protéger le flux de données entre les participants.

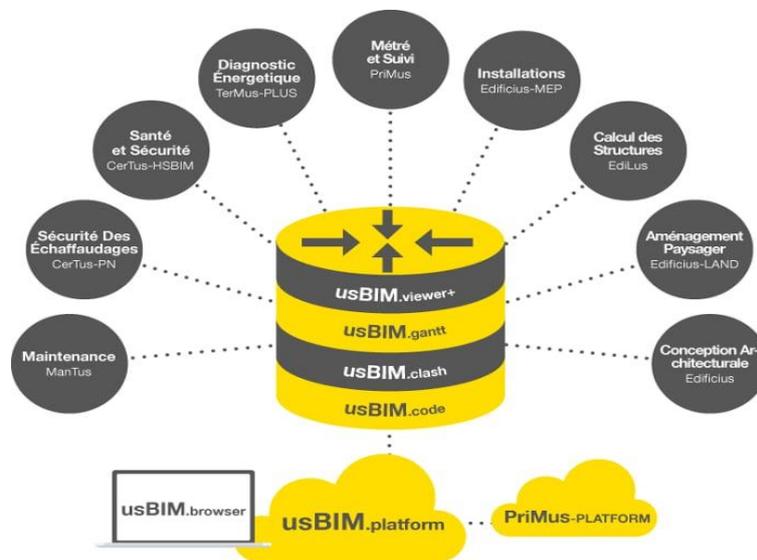


Figure I.10 : Plateforme BIM

I.15 2 Comment choisir une plateforme collaborative de gestion de projet BIM ?

Les fonctionnalités d'une plateforme de gestion de projet BIM collaborative sont nombreuses. Il est important de choisir une plateforme qui s'adapte à la complexité du projet lui-même et à la compétence de l'utilisateur.

Les projets complexes à fortes exigences de sécurité, comme les centrales nucléaires, peuvent nécessiter des compétences de développeur informatique, les plannings sont gérés par un

système d'intelligence artificielle, et les dossiers sont archivés pour limiter la connaissance globale du projet.

Le coût d'accès à ces plateformes peut suivre différentes règles :

- Coût proportionnel au nombre d'utilisateurs
- Coût proportionnel au poids des fichiers hébergés
- Coût proportionnel à la durée de vie utile

Par conséquent, le choix de la plate-forme peut-être lié aux détails organisationnels du projet (acteurs, temps, portée des documents, etc.). En revanche, une plateforme de coordination suffisante pour gérer des projets et des organisations simples est disponible après une heure de formation.

I.15 3 Les meilleurs logiciels de BIM

Les plus disponibles sur le marché

- **ArchiCAD** L'un des meilleurs logiciels BIM du marché. Il fournissait déjà la plupart des fonctionnalités 3D et 2D à sa sortie et a depuis été constamment amélioré grâce à la coopération avec la société allemande Nemetschek. Il s'adapte à une variété d'infrastructures, des petites maisons aux grandes structures.



Le logiciel offre des fonctionnalités de collaboration qui facilitent le partage et la communication. Par exemple, l'interface DWG facilite l'échange de données avec différents ingénieurs.

- **Revit** A l'aide du logiciel Revit, le groupe Autodesk propose une déclinaison de la modélisation 3D. Cette suite d'outils s'adresse à toutes les industries impliquées dans la construction de bâtiments, pas seulement aux architectes. L'utilisation d'un logiciel BIM commun facilite la collaboration entre toutes les disciplines. En plus des fonctionnalités traditionnelles telles que la conception 3D, la visualisation et la documentation, vous pouvez facilement calculer le coût total du projet et les ressources nécessaires.



L'une des principales innovations de Revit est la modélisation paramétrique du bâtiment qui relie tous les composants. Par conséquent, toute modification apportée au mur modifiera automatiquement les composants dépendants pour conserver la cohérence du dessin. [16]

- **Dynamo BIM** Le logiciel Dynamo BIM est un outil de création de plans basé sur des paramètres prédéfinis. Créé par le groupe Autodesk, il est particulièrement utile comme complément et extension de Revit.



Les utilisateurs peuvent modéliser directement leurs conceptions en entrant des paramètres simples sans écrire une seule ligne de code. Tout est représenté par des nœuds dans l'interface graphique.

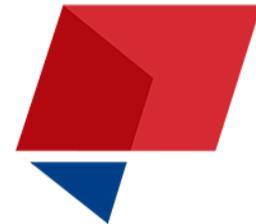
- **BIM 360** Le logiciel BIM 360 Design développé par Autodesk Group est un logiciel gratuit. Complet, simple d'utilisation et destiné aussi bien aux étudiants qu'aux professionnels.

La plupart des logiciels open source peuvent être difficiles à utiliser si vous ne les connaissez pas, mais BIM 360 s'engage à rendre ses fonctionnalités et ses outils aussi accessibles que possible.



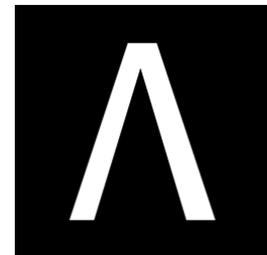
- **Tekla structure** La suite Tekla Structures innove avec la solution Trimble Connect. Ce logiciel BIM pour l'industrie de la construction est spécialisé dans les structures composites telles que l'acier, le béton et le bois. Il est donc destiné aux ingénieurs en structure.

Ses capacités de modélisation 3D (Détail 500) sont supportées par le mode collaboratif. Tekla BIMSight vous permet de partager et de visualiser vos modèles. Le logiciel est disponible en 17 langues et propose également la traduction des documents importés et exportés. [9]



- **Allplan** La suite d'outils Allplan est développée par le groupe Nemetschek, connu pour le développement de modélisateurs BIM. Pour répondre aux besoins de plusieurs disciplines de construction, le logiciel est divisé en trois composants.

- ✓ **Architecture** pour les architectes et la génération de modèles 3D en tenant compte des propriétés fonctionnelles et physiques du projet.
- ✓ **Engineering Building** pour les ingénieurs en structure avec gestion de plans, rapports, statistiques et prévention des conflits.
- ✓ **BIMMus** Un service cloud qui rassemble toutes les données créées par les deux services précédents, permettant un accès en temps réel, des modifications synchronisées et une visualisation du projet depuis n'importe quel appareil.



- **Edificius** Développé par ACCA Software Group, le logiciel Edificius est un logiciel BIM architectural. Avec cet outil, vous pouvez éditer votre projet de A à Z : concevoir, modéliser, produire, contextualiser, réaliser, et plus en un instant.



- **Bimx** Notre prochain logiciel BIM architectural est BIMx. Ce logiciel de construction 3D et 2D est open source et offre un accès complet à ses fonctionnalités. Il est disponible en deux versions : la Formule Classique est gratuite et la Formule Professionnelle est payante mensuellement. Le second apporte quelques fonctionnalités supplémentaires pour optimiser la gestion et la coordination des projets.



- **Tad- the architect's desktop** Le logiciel BIM TAD est gratuit et open source. Créé directement pour les architectes et leurs besoins,



il offre toutes les fonctionnalités dont vous avez besoin pour créer vos projets architecturaux.

Le but de TAD est la simplicité, l'authenticité et l'exhaustivité : vous pouvez importer et exporter des documents, travailler rapidement sans vous enfermer dans des fantaisies inutiles et concevoir des dessins précis.

- **Vectorworks** Le logiciel d'architecture Vectorworks concentre ses capacités sur le graphisme. Il est donc parfait pour les présentations 2D ou 3D ou autres compétitions. Il est mis à jour régulièrement, ce qui lui permet d'améliorer continuellement ses fonctionnalités.



Quels sont les critères de choix d'un logiciel BIM ?

- **Les dimensions du BIM** La modélisation de l'information des bâtiments ne se limite pas à la création de modèles 3D. Le BIM offre un large éventail de possibilités pour gérer l'ensemble du cycle de vie.
Par conséquent, le degré d'expansion du modèle BIM dépend du niveau de détail considéré dans le modèle. Cette complexité est ainsi schématisée par le concept de « dimension BIM ». Le BIM moderne a su évoluer pour intégrer de nombreux paramètres tels que la gestion des coûts, des délais et de la durabilité grâce à la simulation. Le choix du logiciel BIM dépend donc des dimensions que vous souhaitez modéliser. Caractéristique unique.
L'interopérabilité Une maquette numérique est un jeu de données. Ces données doivent donc être dans un format compatible avec le logiciel BIM afin d'être exploitées par les différents acteurs du BIM.
En raison de la grande variété de formats de fichiers, il est important de choisir un logiciel permettant de communiquer avec un maximum d'interlocuteurs.
- **Abonnement ou licence perpétuelle ?**
Lors du choix d'un logiciel, vous avez généralement deux options : souscrire à un service renouvelable annuellement ou acheter une licence perpétuelle. Si vous pouvez posséder le logiciel dans un modèle d'achat, cette solution a l'inconvénient de ne pas inclure les mises à jour, ce qui peut entraîner des problèmes de sécurité ainsi que des problèmes de compatibilité entre les versions.
Pour contourner cela, les entreprises qui développent ce logiciel s'appuient de plus en plus sur un modèle d'abonnement de plus en plus populaire.
- **Nous avons le BIM, combien ça coûte ?**
L'achat de logiciels séparément n'est pas toujours avantageux et les grands éditeurs préfèrent souvent les suites logicielles.
Autodesk, leader du BIM, propose désormais un devis complet (encaissement AEC) pour un peu plus de 4 000 € TTC par an. Il comprend 12 logiciels, dont les principaux outils de modélisation BIM et CAO pour un travail coordonné.
Pour contourner cela, les entreprises qui développent ce logiciel s'appuient de plus en plus sur un modèle d'abonnement de plus en plus populaire. Grâce à NAVISWORKS Manage.

I.15 4 Charte BIM

La Charte BIM est un document commun créé par les maîtres d'ouvrage en traduisant leurs politiques. Objectifs processus opérationnel BIM doit respecter pour s'intégrer à ce processus opérationnel Maintenance BIM des installations de qualité et de performance. Plus précisément, il identifie les exigences et les objectifs qu'un [13]

I.16 Protocole BIM

Document complémentaire à la Convention BIM. Organiser un ensemble de règles et de procédures Il définit l'axe principal du processus BIM au sein de chaque entité. C'est Modifications des Conditions Générales (telles que définies dans la Charte et le Contrat) qui permettent l'ajout de :

- Droits et obligations supplémentaires pour les clients et les parties contractantes afin de faciliter la coopération tout en respectant les droits de propriété intellectuelle et la différenciation
- Responsabilités entre les parties. Les protocoles BIM servent de base au développement des conventions BIM. [13]

I.17 Convention BIM

La Convention BIM est un document inspiré de la Charte BIM et des Directives BIM du CDC. L'objectif est de fournir une stratégie BIM opérationnelle pour le projet.

Dans un grand projet, il peut y avoir plusieurs règles BIM consécutives pour chacune de ses phases (par exemple, définir une règle BIM pour la phase de conception, suivie d'une autre règle pour la phase d'exécution du MOE).

Ensemble, ces règles définissent le plan d'exécution BIM du projet. En même temps, le dispositif lui-même évolue car le projet s'inscrit dans une durée considérable. Les contrats évoluent donc naturellement pour s'adapter aux nouveaux acteurs, usages et besoins des projets. Par conséquent, vous devez conserver un historique des versions. [13]

I.18 Qu'est-ce qui est inclus dans une convention BIM ?

La Convention BIM est un document qui définit :

- La Méthode d'organisation du projet
- Le rôle de chaque partie prenante
- La Représentation graphique
- Gérer et transférer les données du projet.
- Les processus
- Modèle de la maquette numérique et version du logiciel.
- Les Applications (cas concrets d'utilisation issus de la démarche BIM)
- Un environnement de collaboration BIM qui vous permet de spécifier le flux de travail de votre projet.

I.19 L'implication BIM dans le génie civil

- **Qu'est-ce que le BIM dans le génie civil ?**

Le BIM pour les projets de génie civil améliore les résultats en permettant la prise en compte de plusieurs scénarios. Les projets sont livrés dans les délais et dans les limites du budget en fonction des données collectées. Le BIM vous permet de partager des informations tout au long du cycle de vie du projet pour de meilleurs résultats.

- **Qu'est-ce que le BIM pour les structures ?**

La modélisation des informations du bâtiment (BIM) est un processus intelligent basé sur un modèle 3D qui aide les ingénieurs en structure à concevoir, détailler, documenter et fabriquer des systèmes structurels. Le BIM permet aux équipes de projet de travailler ensemble pour optimiser les conceptions, atteindre la précision et connecter la conception et la fabrication pour livrer les projets plus rapidement et plus efficacement.

- **Comment le BIM est-il utilisé ?**

Le Building Information Modeling (BIM) est un processus intelligent basé sur des modèles 3D qui est à la base de la transformation numérique. Les ingénieurs civils peuvent créer et gérer toutes les informations sur les ressources de conception afin de mieux collaborer, partager des données et réaliser des projets tout en respectant les délais et les budgets.

- **Quelles sont les avantages du BIM pour les ingénieurs structure ?**

Le BIM permet aux concepteurs de structure de rationaliser et d'automatiser les conceptions, de réduire les erreurs et les risques, d'améliorer la précision et les compétences de conception, tout en éliminant les erreurs tout au long du projet.

- **Pourquoi le BIM est-il important pour le Génie civil ?**

Les projets d'infrastructure deviennent de plus en plus complexes. Le BIM facilite la collaboration des équipes de projet. Cela permet de réduire les erreurs, d'augmenter la prévisibilité des coûts et d'améliorer la compréhension entre les parties prenantes.

I.20 Les noms importants qui ont contribué au développement du BIM

De nombreux acteurs de l'industrie de la construction ont contribué au développement et à la promotion du Building Information Modeling (BIM). Voici quelques noms importants parmi ceux qui ont apporté des contributions significatives :

1. **Charles M. Eastman** : Professeur et chercheur émérite en génie civil au Georgia Institute of Technology, Charles Eastman a joué un rôle clé dans le développement du BIM et a contribué à la création de logiciels de modélisation des informations du bâtiment.
2. **Martin Fischer** : Martin Fischer est professeur à l'Université Stanford et a été impliqué dans des recherches sur l'utilisation du BIM pour l'amélioration de la gestion

de projet et la planification de la construction. Il a également travaillé sur le développement de méthodes de simulation pour évaluer les performances des bâtiments basées sur le modèle BIM.

3. **Arto Kiviniemi** : Arto Kiviniemi est professeur d'architecture numérique à l'Université de Liverpool et a été impliqué dans des recherches sur l'intégration du BIM dans le processus de conception et de construction. Il a contribué à la compréhension des aspects techniques, organisationnels et culturels du déploiement du BIM.
4. **Phil Bernstein** : Phil Bernstein est un architecte et consultant qui a joué un rôle clé dans la promotion et l'adoption du BIM. Il a occupé des postes de direction chez Autodesk et a été un défenseur actif de l'utilisation du BIM pour améliorer la collaboration et la coordination dans l'industrie de la construction.
5. **Richard Fenwick** : Richard Fenwick est un ingénieur civil et chercheur qui a travaillé sur l'intégration du BIM dans la conception et la construction des infrastructures. Il a contribué à la recherche sur les applications du BIM dans le domaine du génie civil et a participé à des projets mettant en œuvre des processus BIM pour les projets d'infrastructure.
6. **Paul Doherty** : Paul Doherty est un ingénieur civil et consultant en technologies de l'information pour l'industrie de la construction. Il est un ardent défenseur du BIM et a travaillé avec des entreprises et des organisations pour intégrer le BIM dans la planification, la conception et la construction de projets d'ingénierie civile.
7. **Robert Mankowski** : Robert Mankowski est ingénieur civil et responsable du BIM chez Bentley Systems, une société de logiciels de conception et de modélisation. Il a contribué à la mise en œuvre du BIM dans le secteur de l'ingénierie civile et a travaillé sur des projets de grande envergure utilisant des méthodologies BIM avancées.
8. **Keith Bentley** : Keith Bentley est ingénieur civil et fondateur de Bentley Systems. Son entreprise a développé des logiciels de modélisation et de gestion de données utilisés dans le domaine de l'ingénierie civile et a contribué à l'adoption du BIM dans le secteur.
9. **Mario Guttman** : Mario Guttman est ingénieur civil et chercheur qui a travaillé sur l'intégration du BIM dans la conception et la construction des ponts et des infrastructures de transport. Il a contribué à la recherche et au développement de méthodologies BIM spécifiques pour les projets d'ingénierie civile.
10. **Autodesk** : Autodesk est une société de logiciels qui a joué un rôle important dans la popularisation du BIM. Leur logiciel Revit, introduit en 2000, est devenu l'un des logiciels de modélisation BIM les plus utilisés dans l'industrie.
11. **Building Research Establishment (BRE)** : Le BRE, basé au Royaume-Uni, a joué un rôle important dans la promotion et le développement du BIM. Ils ont publié des rapports clés, notamment "The BIM Dimensions: A Guide for Architects", qui a introduit les niveaux de maturité du BIM.
12. **BuildingSMART** : BuildingSMART est une organisation internationale qui promeut l'adoption de normes ouvertes et interopérables pour le BIM. Ils ont contribué à

l'élaboration de normes et de spécifications, notamment le format de fichier IFC (Industry Foundation Classes) utilisé pour l'échange de données BIM.

13. **Organisations gouvernementales :** Plusieurs gouvernements, tels que le Royaume-Uni avec leur programme BIM Lev 2 et les États-Unis avec le programme du GSA (General Services Administration), ont soutenu et encouragé l'adoption du BIM en intégrant des exigences BIM dans leurs projets de construction.

Il est important de noter que de nombreux autres chercheurs, professionnels, développeurs de logiciels et organisations ont également contribué au développement du BIM.

Le BIM est le fruit d'une collaboration continue et évolutive au sein de l'industrie de la construction.

CHAPITRE II
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II 1 INTRODUCTION

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Ce projet porte sur l'étude d'une structure à usage multiple, l'ouvrage sera implanté à BLIDA qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) [1].

II 2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment, cette structure est composée de :

Le bâtiment : est composé de :

- ➔ Rez-de-chaussée, 3ème, 4ème, 5ème, 6ème (habitation).
- ➔ 1.er, 2ème (habitation, parking).
- ➔ Sous-Sol (commerce).

II 3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.5.1 Dimensions en élévation

- ➔ Hauteur du sous-sol3.40 m.
- ➔ Hauteur de RDC.....3.40m.
- ➔ Hauteur d'étage 13.40 m.
- ➔ Hauteur d'étage courant3.40 m.
- ➔ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)27.8 m.
- ➔ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère).....28.45 m.

II.5.2 Dimensions en plan

- ➔ Longueur totale59.4 m.
- ➔ Largeur totale30 m.

II.5.3 Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles suivant les deux sens, donc d'après (*RPA 99 version 2003*) [1] le système de contreventement du bâtiment est un système de « portiques contreventé par des voiles ».

II.5.4 Classification du bâtiment selon l'importance de l'ouvrage (RPA 99 versions 2003) [1]

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 2* », car il est à usage multiple (habitation, service, local) dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

II.5.5 Planchers

Vu la forme géométrique, les dimensions et en fonction de l'usage du plancher, nous avons opté pour trois types de planchers :

- Plancher en dalle pleine (sous-sol, RDC les étages courants, terrasse balcon, et escalier) pour les charge n'est pas le même a les étage habitation.

II.5.6 Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ➔ Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- ➔ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

II.5.7 Escaliers

- ➔ La structure comporte deux cages d'ascenseurs et trois cages d'escaliers du rez- de- chaussée au 6ème étage.

II 4 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL99*) [2] et à la réglementation en vigueur en Algérie (*RPA99version 2003*) [1], (*CBA93*). [3]

II.4.1 Le Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulats** : pour un béton normal, les dimensions des granulats sont compris entre :
 $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$.
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel CEMI, mélangé avec de l'eau et des adjuvants.
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

b. Résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm (section 200 cm²).

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{C28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{C28} \end{cases}$$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 30MPa .

c. Résistance à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

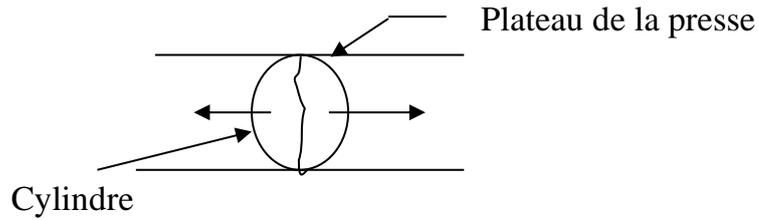


Figure II. 1: Essai Brésilien

3. Traction – flexion : à l’aide d’une éprouvette prismatique de côté “ a ” et de longueur “ 4a ” reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

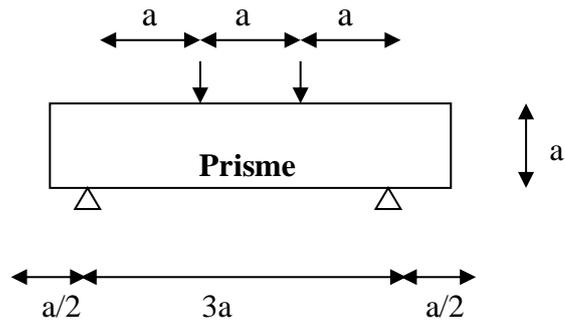


Figure II. 2: Traction par flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} », elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa)$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa et } f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

on trouve **FeE500**

d. Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d.1. Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d’une durée d’application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu’à l’âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton

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

D'où : $E_{i28} = 34179,55 \text{ MPa}$.

d.2. Déformation différée « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

D'où : $E_{v28} = 11496,76 \text{ MPa}$.

e. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \text{Pour les justifications aux états limites de services (béton non fissuré).} \\ \nu = 0 \dots \text{Dans le cas des états limites ultimes (béton fissuré).} \end{array} \right.$$

f. Poids volumique :

On adopte la valeur $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

g. Les contraintes limites de calcul :

g.1. États Limites Ultime (ELU) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

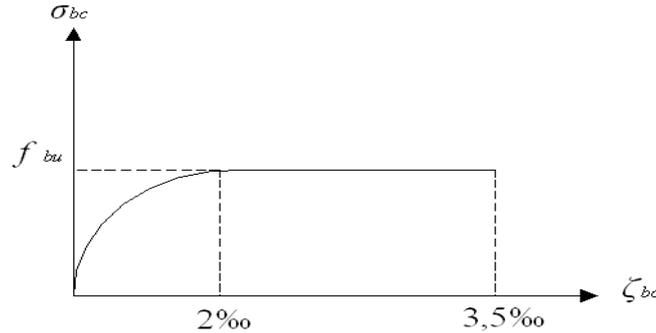


Figure II. 3: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

g.2. États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

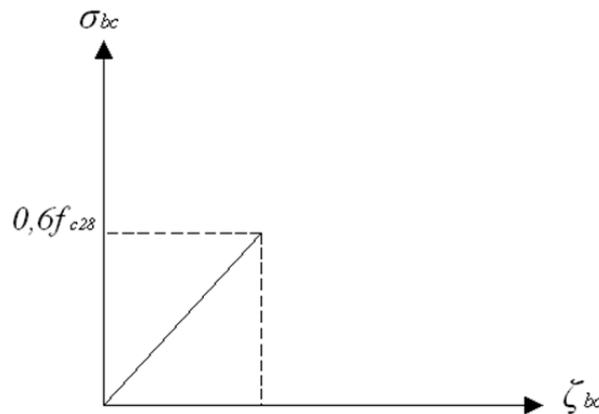


Figure II. 4: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

II.4.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a. Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le *BAEL99* [3] dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
<i>Rond Lisse Barre à haute adhérence</i>	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
	FeE400	400	14	490
<i>Barre à haute adhérence</i>	FeE500	500	14	580

b. Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa.}$$

c. État Limite Ultime (ELU)

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

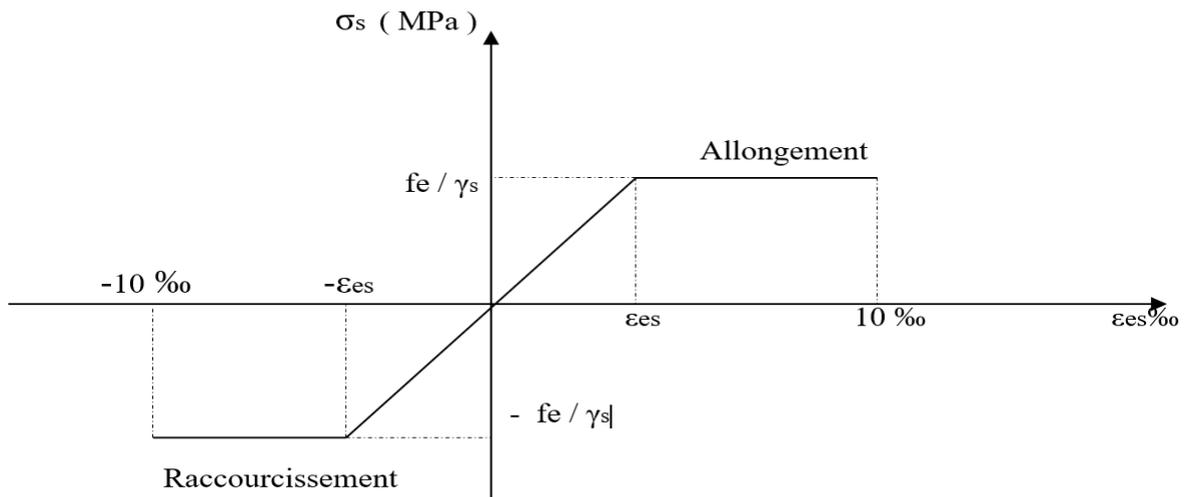


Figure II. 5: Diagramme contrainte déformations de l'acier à l'ELU

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$$

- ϵ_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

- Pour les aciers *FeE500* on a :

$$\zeta_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07\text{‰}$$

d. État Limite de Service (ELS)

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = k = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 250 \text{ MPa}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = 0,8 * \bar{\sigma}_s$

$$0,8 \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 200 \text{ MPa}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

e. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

II 5 HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

II.5.1 État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

II.5.2 État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton..

Récapitulatifs

- Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (*CBA 93*),

Et au règlement (*RPA99 version 2003*). Selon

- La résistance du béton à la compression :
 $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et par conséquent $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.
- Acier HA Fe (limite d'élasticité de l'acier) = 500 MPa.

CHAPITRE III
PREDIMENSIONNEMENT

III 1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le « **RPA99 version 2003** [1] et **CBA.93** [2] », mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

III 2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLE PLEINE

III.3.1 Planchers dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

$e = 7$ cm Pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : **$e = 11$ cm.**

- **Isolation phonique**

Selon les règles « **CBA.93** », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **$e = 16$ cm.**

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

On aura donc : $18 \leq e \leq 21$ (cm).

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec l_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($l_x = 6,30$ m).

On aura donc : $12.6 \leq e \leq 15.75$ (cm).

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 18$ cm.**

Remarque :

On a pris $e = 18$ cm car on a une grande largeur du balcon

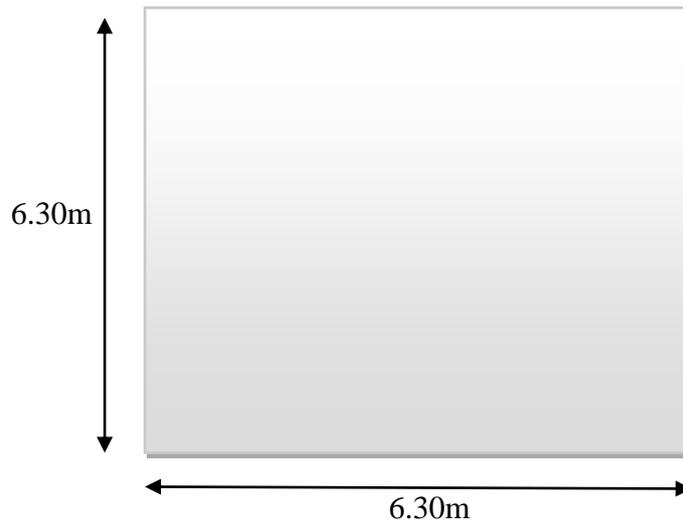


Figure III. 1 : dimensions du panneau le plus sollicité

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de **18 cm**.

III 3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

III.3.1 Plancher terrasse inaccessible

a. Charges permanentes [5]

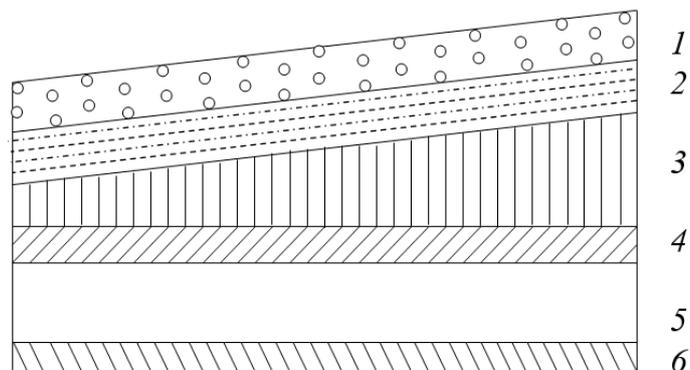


Figure III. 2 : Coupe verticale du plancher terrasse (dalle pleine)

Tableau III.1 : Charge permanente plancher terrasse (dalle pleine)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- protection gravier	5	17	0.85
2-Etanchéité multi couche	2	20	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	10	22	2.2
5-Dalle Pleine	18	25	4.5
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

$G=8.02kN/m^2$

b. Surcharge d’exploitation [5]

Terrasse inaccessible

$Q=1kN/m^2$

III.3.2 PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes [5]

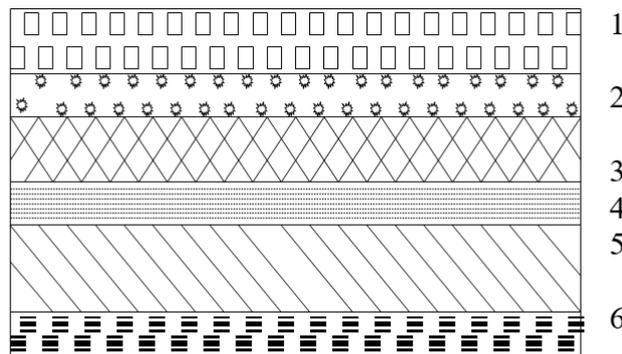


Figure III. 3: Coupe verticale du plancher courant (dalle pleine)

Tableau III.2 : Charge permanente plancher étage courant (dalle pleine)

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle pleine	18	25	4.5
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	10	-	1.00

$G=7,08kN/m^2$

b. Charge d’exploitation [5]

Habitation

$Q=1,50kN/m^2$

III.3.3. Plancher sous-sol (commerce)

a. Charges permanentes [5]

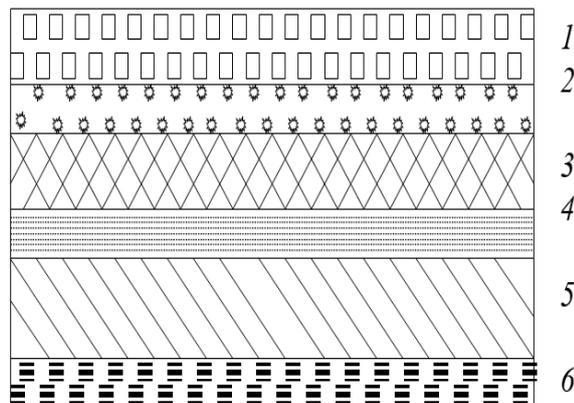


Figure III. 4 : Coupe verticale du plancher sous-sol (dalle pleine)

Tableau III.3 : Charge permanente sous-sol

<i>Matériaux</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.54
4- dalle pleine	18	25	4.5
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	10	-	1.00

$$G=7.08kN/m^2$$

b. Charge d'exploitation [5]

- 1er étage, 2ème étage (habitation parking). $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- RDC et du 3ème au 6ème étages (habitation). $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Sous-sol (commerce). $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

III.3.4 MAÇONNERIE

Murs extérieurs :

a. Charges permanentes : [5]

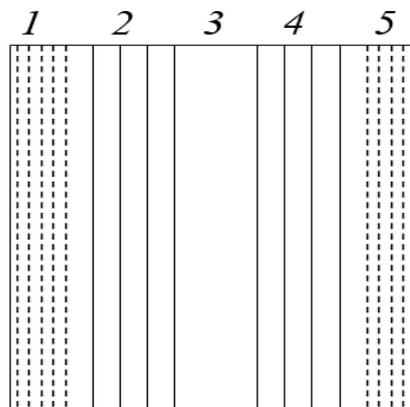


Figure III. 5: Mur extérieur

Tableau III.4 : Charge permanente mur extérieur

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	9	1.35
3-Ame d'air	5	0	0
4-Brique creux	10	9	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

$$G=2,81\text{kN/m}^2$$

III.3.5 BALCON

a. Charges permanentes [5]

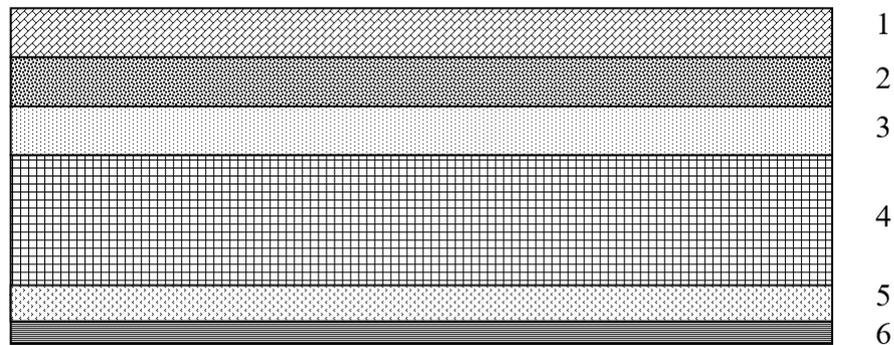


Figure
III. 6:
Coupe

verticale du plancher balcon

Tableau III.5 : Charge permanente du balcon

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	2	18	0.36
4- Dalle plein	18	25	4.5
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20

$$G=7,24\text{kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation [5]

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

III.3.6 GARDE CORPS

a. Charges permanentes : [5]

Tableau III.6 : Charge permanente de garde-corps

<i>Matériaux</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit ciment extérieur	2	18	0.36
2 -Maçonnerie simple paroi	10	9	0.90
3- Enduit plâtre intérieur	2	10	0.36

$$G=1.62\text{ kN/m}^2$$

III 4. PRÉDIMENSIONNEMENT

III.4.1 LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux, les voiles).

III.4.1.1. LES POUTRES

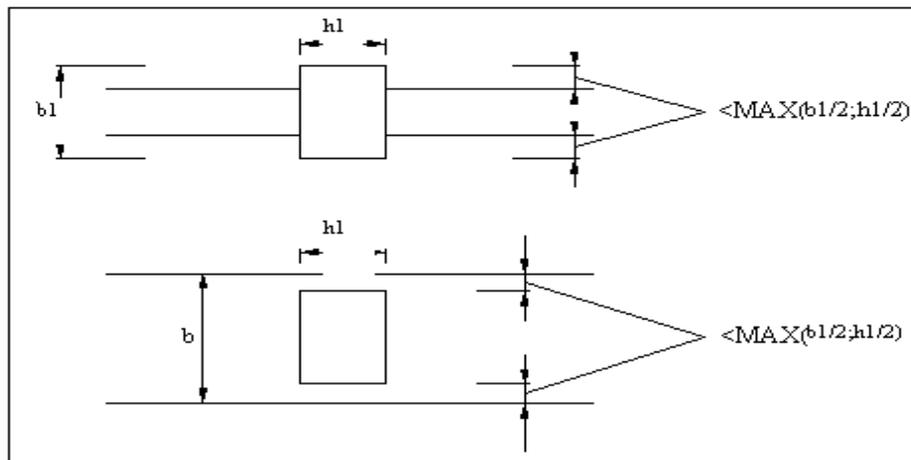


Figure III. 7: Dimensions à respecter pour les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « *BAEL 91 modifié 99* » [3] et vérification selon « *RPA 99 version 2003* » [1].
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses) :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [3]

Il y a une poutre principale $l=6.60-0,30= 6.30 m$.

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

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

Détermination de la hauteur « h » :

On a : $L=6,30m$

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

$$42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $h=55cm$

➤ Détermination de la largeur « b » :

$$h = 55 \text{ cm}$$

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

$$16.5 \leq b \leq 38.5$$

On prend : $b=35cm$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » page 51 [1] : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $B > 20cm \rightarrow 35cm > 20cm$ Vérifiée
- $h > 30cm \rightarrow 55cm > 30cm$ Vérifiée
- $h/b < 4 \rightarrow 1.57 < 4$ Vérifiée

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$55/630 = 0.0873 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Poutres secondaires

D'après le « BAEI 91 modifié 99 » [2]

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

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

Détermination de la hauteur « h »

On a : $L=6,60-0,3 = 6,30m$

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

$$42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $h=55cm$

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$h = 45 \text{ cm}$

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

$$16,5 \leq b \leq 38,5$$

On prend : $b=35cm$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [1] : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $B > 20cm \rightarrow 35cm > 20cm$ Vérifiée
- $h > 30cm \rightarrow 55cm > 30cm$ Vérifiée
- $h/b < 4 \rightarrow 1.57 < 4cm$ Vérifiée

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$55/630 = 0.0873 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

*Récapitulatifs***Tableau III. 7: Dimensions finales des poutres**

	<i>L (m)</i>	<i>RDC (commerce)</i>	<i>étage courant (habitation)</i>	<i>terrasse</i>
Poutres principales (porteuses)	6,30	35x55	35x55	35x55
Poutres secondaires (Non porteuses)	6,30	35x55	35x55	35x55

II.4.1.2 LES POTEAUX**a. Principe**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire ; un poteau central, un poteau de rive, un poteau d'angle.

Concernant chaque type de poteau, en lui affectant la surface du plancher chargée revenant à celui-ci, est on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, en appliquant la **loi de dégression** des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré dimensionnement (de calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation forfaitaire de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section de poteau est alors calculée aux états limites vis-à-vis de la compression du béton.
- Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6f_{c28}$$

Avec :

N_{sei} : Effort normal à l'E.L. S ($N_{ser}=N_G+N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\% B$).

n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **(RPA99) [1]** (zone III).

- $Min(a,b) \geq 30cm$
- $Min(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{l}{4} < \frac{a}{b} < 4$

Avec :

(a,b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour les poteaux une section rectangulaire

c. Loi de dégression [5]

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91modifié 99** » [3]

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau III. 8 : Dégression de la surcharge

Niveau des planchers	Surcharge (kN/m ²)	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
P6	Q1=1.5	Σ1=Q0+Q1	2.5
P5	Q2=1.5	Σ2=Q0+0,95(Q1+Q2)	3,85
P4	Q3=1.5	Σ3=Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)	5,05
P3	Q4=1.5	Σ4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6,10
P2	Q5=1.5	Σ5=Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)	7,00
P1	Q6=1.5	Σ6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)	7,75
P. RDC	Q7=2.5	Σ7=Q0+0,71(Q1+.....+Q7)	9.16
P. SSI	Q8=2,5	Σ8=Q0+0,69(Q1+.....+Q8)	10.66

Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

* γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

* γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$).....situation durable.

* f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500MPa$).

* f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30MPa$).

* A_s : Section d'acier comprimée.

* Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle lcm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) m^2 .

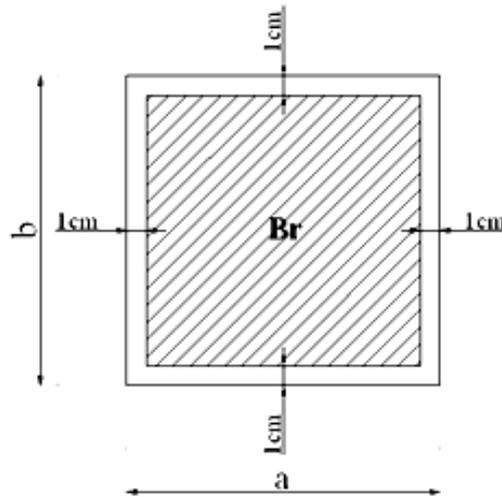


Figure III. 8: Section Réduite du Poteau Carré

* Selon le « *BAEL 91 modifié 99* » [3] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,053N_u$$

d. Le minimum requis par le « *RPA99 version 2003* » [1]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

- Les poteaux les plus sollicités sont :
 - Poteau central : S = 31.185 m².
 - Poteau de rive : S = 18.90 m².
 - Poteau d'angle : S = 9.45 m².

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux axe (H, 2) : S=31.185 m²

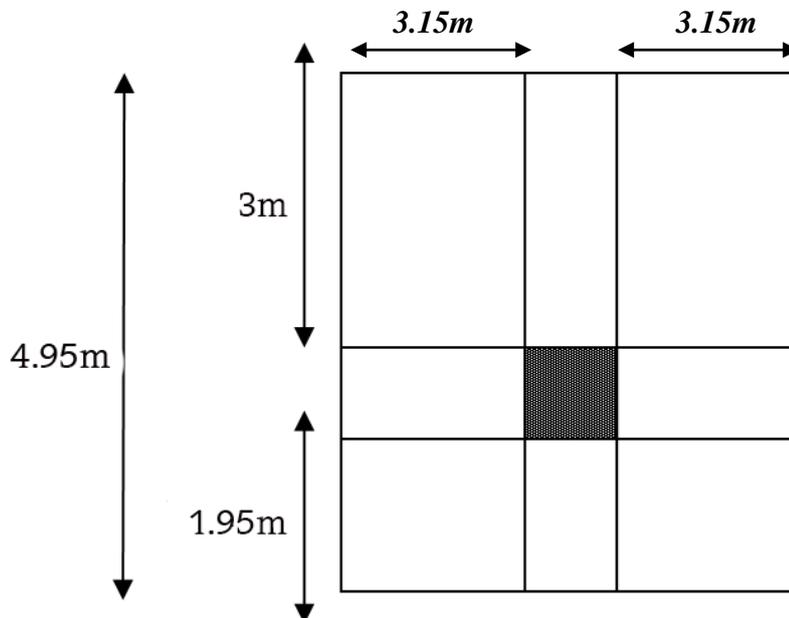


Figure III.9: Surface revenant au poteau central

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8.02 \times 31.185 = 250.10 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3.40 \times (0.30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 6.30 \times 25 = 30.32 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps}xhxb\rho_b=0,35x0,55x4.95x25=21.65 \text{ kN}$

$$G=309.72 \text{ KN}$$

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_8 = G = 309.72 \text{ KN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids du plancher courant $GxS=7.08x31.185=220.79 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,40 x (0,30)^2 x 25 = 7.65 \text{ kN kN}$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,35 x 0,55 x 6.30 x 25 = 30.32 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps}xhxb\rho_b=0,35x0,55x4.95x25=21.65 \text{ kN}$

$$G=280.41 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_7 = G_7 + G = 590.13 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 870.54 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 1150.95 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 1431.36 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_3 = G_4 + G = 1711.77 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC

- - Poids du plancher courant $GxS=7.08x31.185=220.78 \text{ kN}$

- - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3,40 x (0,30)^2 x 25 = 7.65 \text{ kN kN}$

- - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,35 x 0,55 x 6.30 x 25 = 30.32 \text{ kN}$

- - Poids de la poutre secondaire $L_{ps}xhxb\rho_b=0,35x0,55x4.95x25=21.65 \text{ kN}$

$$G=280.41 \text{ kN}$$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_3 + G = 1992.18 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous-sol 1

- Poids du plancher sous-sol $GxS=7.08x31.185=220.78 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = 3.40 x (0,30)^2 x 25 = 7.65 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = 0,35 x 0,55 x 6.30 x 25 = 30.32 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps}xhxb\rho_b=0,35x0,55x4.95x25=21.65 \text{ kN}$

$$G=280.41 \text{ Kn}$$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 2272.59 \text{Kn}$

Exemple de calcul

Étude de 6^{ème} étage

$N_{G8} = 309.72 \text{kN}$

$N_{Q8} = Q \times S = 2.5 \times 31.185 = 77.96 \text{kN}$

$N_{u8} = 1,35 N_{G8} + 1,5 N_{Q8} = 535.06 \text{kN}$

$Br \geq 0.053 N_{u8} \dots \dots \dots Br \geq 28.43 \times 10^{-3} \text{m}^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ;$

Calcul de a

$a = L_f / 10$ avec $L_f = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{m}$

donc : $a = 23.8 \text{cm}$

Calcul du b

$a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1886 \text{ m}$

$b = 15.04 \text{ cm}$

Selon le RPA 99 pour la zone III $\text{Min}(a,b) = 30 \text{ cm}$.

Le choix: $a = 30 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

Vérification de la section à l'ELS

$N_{ser} = N_G + N_Q = 387.69 \text{ kN}$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$

Avec : $B = a \times b = \text{cm}^2$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Tableau III. 9: Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	<u>NG(KN)</u>	<u>NQ(KN)</u>	<u>NU(KN)</u>	<u>Br(cm²)</u>	<u>a(cm)</u>	<u>b(cm)</u>	<u>Choix</u>	<u>NserKN)</u>	<u>σser</u>
<u>N6</u>	<u>309.72</u>	<u>77.96</u>	<u>535.06</u>	<u>284.30</u>	<u>23.8</u>	<u>15.04</u>	<u>30*40</u>	<u>387.69</u>	<u>2.81</u>
<u>N5</u>	<u>590.14</u>	<u>120.06</u>	<u>976.78</u>	<u>519</u>	<u>23.8</u>	<u>25.81</u>	<u>30*40</u>	<u>710.21</u>	<u>5.15</u>
<u>N4</u>	<u>870.56</u>	<u>157.48</u>	<u>1411.48</u>	<u>749.97</u>	<u>23.8</u>	<u>36.40</u>	<u>35*45</u>	<u>1028.04</u>	<u>5.68</u>
<u>N3</u>	<u>1150.97</u>	<u>190.23</u>	<u>1839.16</u>	<u>977.21</u>	<u>23.8</u>	<u>46.83</u>	<u>35*45</u>	<u>1341.20</u>	<u>7.40</u>
<u>N2</u>	<u>1431.39</u>	<u>218.30</u>	<u>2259.82</u>	<u>1200.72</u>	<u>23.8</u>	<u>57.08</u>	<u>40*55</u>	<u>1649.68</u>	<u>6.52</u>
<u>N1</u>	<u>1711.80</u>	<u>241.68</u>	<u>2673.46</u>	<u>1420.51</u>	<u>23.8</u>	<u>67.16</u>	<u>40*55</u>	<u>1953.49</u>	<u>7.72</u>
<u>NRDC</u>	<u>1992.22</u>	<u>285.65</u>	<u>3117.97</u>	<u>1656.69</u>	<u>23.8</u>	<u>78.00</u>	<u>50*70</u>	<u>2277.87</u>	<u>5.66</u>
<u>NSSOL</u>	<u>2272.63</u>	<u>332.43</u>	<u>3566.70</u>	<u>1895.12</u>	<u>23.8</u>	<u>88.93</u>	<u>50*70</u>	<u>2605.06</u>	<u>6.47</u>

Les poteaux de rives axe (I, 2) : $S=18.90 m^2$

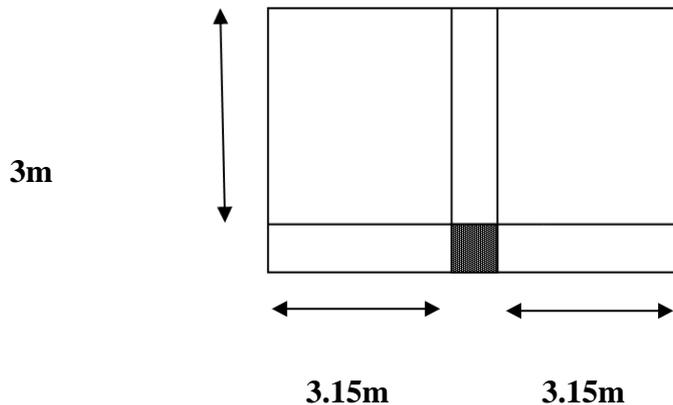


Figure III. 10: Surface revenant au poteau de rive

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8,02 \times 18.90 = 151.58 kN$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,40 \times (0,30)^2 \times 25 = 7.65, kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 6.3 \times 25 = 30.32 kN$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 3 \times 25 = 13.13 kN$
 - Poids de l'acrotère $L_{pp} \times G \text{ acrotère} = 6.6 \times 2.33 = 14.68 kN$
 - Poids du balcon 1 $S \text{ balcon } 1 \times G \text{ balcon} = 3.256 \times 8.02 = 26.11 kN$
 - Poids du balcon 2 $S \text{ balcon } 2 \times G \text{ balcon} = 6.27 \times 8.02 = 50.28 kN$
- $G = 293.75 kN$**

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_8 = G = 293.75 kN$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids du plancher courant $G \times S = 7.08 \times 18.90 = 133.81 kN$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,40 \times (0,30)^2 \times 25 = 7.65 kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 6.35 \times 25 = 30.32 kN$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 3 \times 25 = 13.13 kN$
 - Poids du mur... $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 6,3 \times 3,40 \times 2,81 = 52,27 kN$
 - Poids du balcon 1 $S \text{ balcon } 1 \times G \text{ balcon} = 3.256 \times 8.02 = 26.11 kN$
 - Poids du balcon 2 $S \text{ balcon } 2 \times G \text{ balcon} = 6.27 \times 8.02 = 50.28 kN$
- $G = 313.57 kN$**

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 607.32 kN$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 920.89 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 1234.46 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 1548.03 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_3 = G_4 + G = 1861.60 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant $G \times S = 7.08 \times 18.90 = 133.81 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,40 \times (0,30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 6.30 \times 25 = 30.32 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 3 \times 25 = 13.13 \text{ kN}$
- Poids du mur $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = 6,3 \times 3,40 \times 2,81 = 52,27 \text{ kN}$
- Poids du balcon 1 $S \text{ balcon } 1 \times G \text{ balcon} = 3.256 \times 8.02 = 26.11 \text{ kN}$
- Poids du balcon 2 $S \text{ balcon } 2 \times G \text{ balcon} = 6.27 \times 8.02 = 50.28 \text{ kN}$

$G = 313.57 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_1 + G = 2175.17 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous-sol 1

- Poids du plancher (dalle pleine) $G \times S = 7.08 \times 18.90 = 133.81 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,40 \times (0,30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 6.35 \times 25 = 30.32 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 3 \times 25 = 13.13 \text{ kN}$

$G = 184.91 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 2254.24 \text{ kN}$

Tableau III. 101: Choix des sections des poteaux de rive

Niveaux	NG(KN)	NO(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a(cm)	b(cm)	choix	Nser(KN)	σser
N6	293.75	47.25	467.43	248.36	23.8	13.39	30*40	341.00	2.84
N5	607.32	72.77	929.03	493.62	23.8	24.64	30*40	680.08	5.66
N4	920.89	95.45	1386.36	736.62	23.8	35.79	35*45	1016.33	6.45
N3	1234.46	115.29	1839.45	977.37	23.8	46.83	35*45	1349.75	8.56
N2	1548.03	132.30	2288.29	1215.85	23.8	57.71	40*55	1680.33	7.63
N1	1861.60	146.48	2732.87	1452.07	23.8	68.61	40*55	2008.08	9.12
NRDC	2175.17	173.12	3196.17	1698.24	23.8	79.90	50*70	2348.29	6.70
NSSOL	2260.29	201.47	3353.60	1777.55	23.8	83.54	50*70	2461.76	7.03

Les poteaux d'angles axe(E,3) : $S=9.45 m^2$

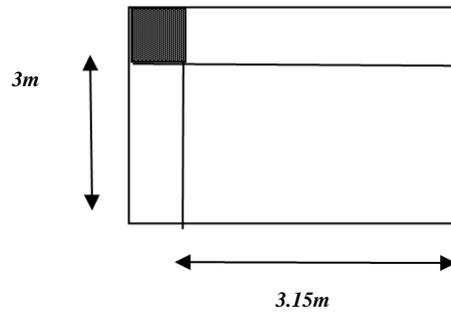


Figure III. 11: Surface revenant au poteau d'angle

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8.02 \times 9.45 = 75.79 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3.4 \times (0.30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3.15 \times 25 = 15.15 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3 \times 25 = 14.43 \text{ kN}$
 - Poids du balcon 1 $S_{\text{balcon}} \times G_{\text{balcon}} = 3.52 \times 8.02 = 33.84 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{pp} \times G_{\text{acrotère}} = 6.45 \times 2.33 = 14.33 \text{ kN}$
- $G = 161.21 \text{ kN}$**

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage : $G_8 = G = 161.21 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids du plancher dalle pleine $G \times S = 7.08 \times 9.45 = 66.90 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3.4 \times (0.30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3.15 \times 25 = 15.15 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3 \times 25 = 14.43 \text{ kN}$
 - Poids du balcon 1 $S_{\text{balcon}} \times G_{\text{balcon}} = 4.22 \times 8.02 = 33.84 \text{ kN}$
 - Poids du mur... $L_{pp} \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = 6.3 \times 3.40 \times 2.81 = 50.95 \text{ kN}$
- $G = 188.92 \text{ kN}$**

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage : $G_7 = G_8 + G = 350.166 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage : $G_6 = G_7 + G = 539.12 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage : $G_5 = G_6 + G = 728.08 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_4 = G_5 + G = 948.47 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage : $G_1 = G_2 + G = 1137.43 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC

- - Poids du plancher dalle pleine $G \times S = 7.08 \times 9.45 = 66.90 \text{ kN}$
- - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3.4 \times (0.30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
- - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3.15 \times 25 = 15.15 \text{ kN}$
- - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3 \times 25 = 14.43 \text{ kN}$
- - Poids du balcon 1 $S_{\text{balcon 1}} \times G_{\text{balcon}} = 4.22 \times 8.02 = 33.84 \text{ kN}$
- - Poids du balcon 2 $S_{\text{balcon 2}} \times G_{\text{balcon}} = 3.92 \times 8.02 = 31.44 \text{ kN}$
- - Poids du mur... $L_{pp} \times h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = 6.3 \times 3.40 \times 2.81 = 50.95 \text{ kN}$

$G = 220.36 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du RDC : $G_R = G_1 + G = 1357.83 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous-sol 1

- Poids du plancher sous-sol DP $G \times S = 7.08 \times 9.45 = 66.90 \text{ kN}$
 - - - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3.4 \times (0.30)^2 \times 25 = 7.65 \text{ kN}$
 - - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3.15 \times 25 = 15.15 \text{ kN}$
 - - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0.35 \times 0.55 \times 3 \times 25 = 14.43 \text{ kN}$

$G = 104.13 \text{ kN}$

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL1 : $G_{SS1} = G_R + G = 1465.00 \text{ kN}$

Tableau III. 11: Choix des sections des poteaux d'angle

Niveaux	NG(KN)	NQ(KN)	NU(KN)	Br(cm ²)	a(cm)	b(cm)	Choix	Nser(KN)	σser
N6	161.21	37.80	274.33	118.12	23.8	7.41	30*40	199.01	1.65
N5	350.16	36.38	527.30	260.21	23.8	13.94	30*40	386.55	3.22
N4	539.12	47.72	799.40	401.17	23.8	20.40	30*40	586.85	4.89
N3	728.08	57.65	1069.37	541.09	23.8	26.82	30*40	785.72	6.45
N2	948.47	66.15	1379.66	702.26	23.8	34.21	30*40	1014.62	8.45
N1	1137.43	73.24	1645.38	839.83	23.8	40.52	30*40	1210.67	10.08
NRDC	1357.83	86.56	1962.90	988.82	23.8	47.82	35*45	1444.39	9.17
NSSOL	1465.00	100.37	2128.85	10813.5	23.8	51.60	40*50	1565.74	7.82

Récapitulatifs

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. Donc on adoptera les sections suivantes

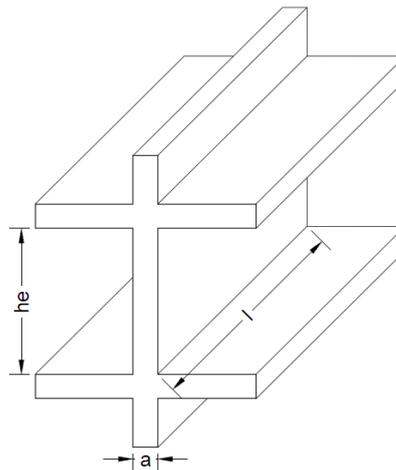
Tableau III. 12 : Choix final

<i>Niveaux</i>	choix
<i>N6</i>	30*40
<i>N5</i>	30*40
<i>N4</i>	35*45
<i>N3</i>	35*45
<i>N2</i>	40*55
<i>N1</i>	40*55
<i>NRDC</i>	50*70
<i>NSSOL</i>	50*70

III.4.2 LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

**Figure III. 12: Coupe d'un voile en élévation**

$$a_{min} \geq \max\left\{15\text{cm}; \frac{h_e}{20}\right\} \quad (\text{Art : 7-7-1})$$

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $h_e = 3.40\text{m}$

Pour étage courant

$$a_{\min} > \max(15\text{cm} ; 17) \rightarrow a_{\min} > 17\text{cm}$$

Pour le RDC

$$a_{\min} > \max(15\text{cm} ; 14.25) \rightarrow a_{\min} > 17\text{cm}$$

Pour le sous-sol

$$a_{\min} > \max(15\text{cm} ; 17) \rightarrow a_{\min} > 17\text{cm}$$

Récapitulatifs

Donc On adopte l'épaisseur des voiles :

$a = 20\text{ cm}$ pour le RDC et le sous-sol et les étages courants

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [1] : $a_{\min} = 15\text{cm}$

$a = 20\text{cm} \geq a_{\min} = 17\text{ cm} \dots \dots \text{vérifie}$

.

CHAPITRE IV
CALCUL DES ELEMENTS
SECONDAIRES

IV 1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dalle machine dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement «*BAEL 91 modifié 99*» [3] en respectant le règlement parasismique Algérien «*RPA 99 version 2003*» [1].

IV 2. ACROTÈRE

IV 2 1.INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

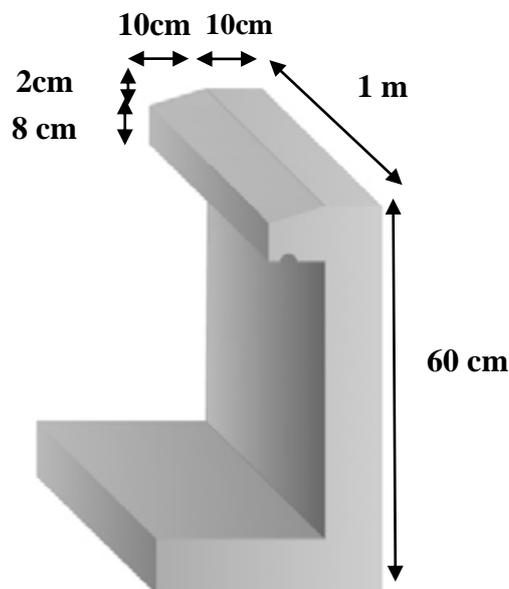


Figure IV. 1: Dimensions de l'acrotère

IV 2 2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charge d'exploitation [5]

- $Q=1,00kN/ml$ (main courante)

b. Charges permanentes [5]

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069m^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725kN/ml$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504kN/ml$$

$$G=2,33kN/ml$$

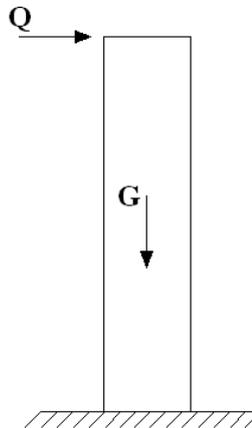


Figure IV. 2: Schéma statique de l'acrotère

- L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p=4A C_p W_p$ [1]

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]...groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,33kN$.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,33=1,78kN$.

$Q_u=Max(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,78kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,78kN$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2,229kN/ml \text{ et } Q=1,78kN/ml$$

IV 2 3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur :

ELU

$$N_u = 1,35G = 3,009kN$$

$$M_u = Q_h h = 1,602kNm$$

$$T_u = Q_h = 2,67kN$$

ELS

$$N_{ser} = G = 2,229kN$$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,068kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,78kN$$

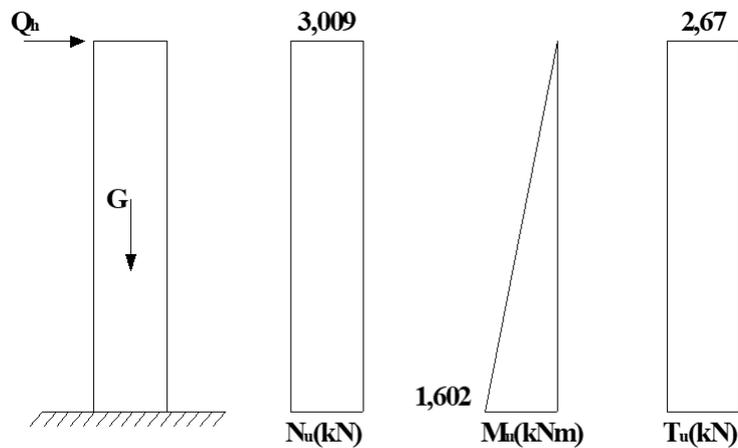
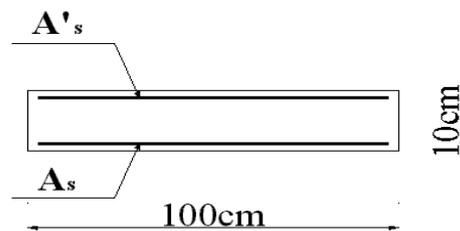


Figure IV. 3: diagrammes des efforts à ELU

IV 2 2. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$$e=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=30MPa ; \sigma_{bc}=17MPa ; c=c'=2cm ; f_e=500MPa$$



Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,602}{3,009} = 53,24 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,69 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,012$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,946 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 43,43 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36,51 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,37 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

IV 2 3. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI 91 MODIFIÉ 99 » [3]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4MPa ; f_e=500MPa ; b=100cm ; d=9cm$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}\{0,9cm^2; 0,99cm^2\} = 0,99cm^2$$

Donc : on opte finalement pour $4T8=2,01cm^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25cm$$

IV 2 4. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,28cm^2$$

$$\text{On choisit } 4T8=2,01cm^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18cm$$

IV 2 5. VÉRIFICATION À L'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,91cm$$

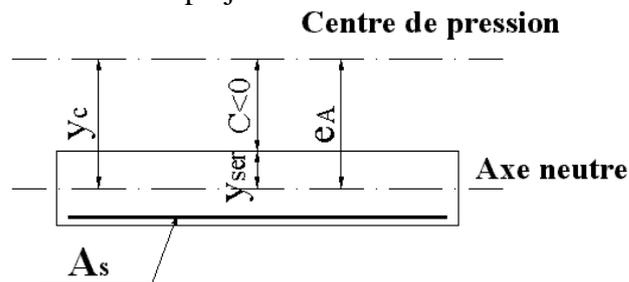


Figure IV. 4: distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [3], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right. \text{ et}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,261.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 46,13cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 90cm$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 1900,79cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4} \right) \times 31,3 = 1,608MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV 2 6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,67 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

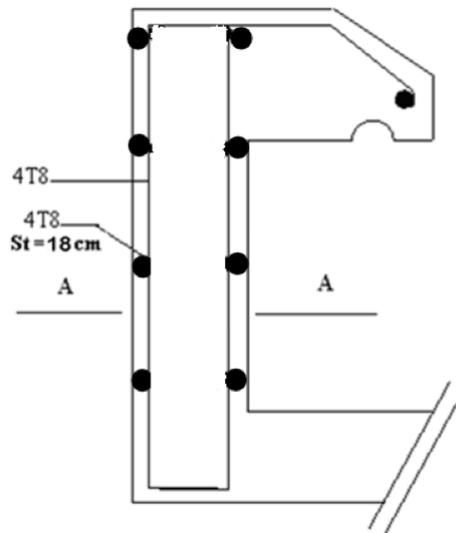


Figure IV. 5: ferrailage de l'acrotère

IV 3. ETUDE DES PLANCHERS

IV.3.1 INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

IV.3.2 ETUDE DE LA DALLE MACHINE

IV.3.2.1. INTRODUCTION

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV.3.2.2 PRÉDIMENSIONNEMENT

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

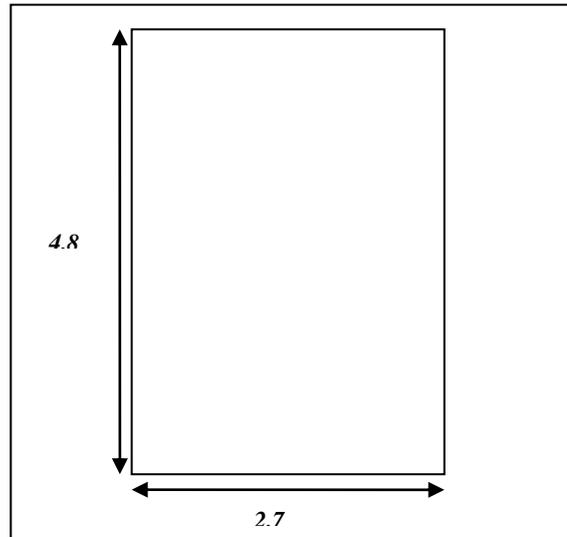


Figure IV.6: Schéma représentatif de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$
$$5.40 < e < 6.75$$

b. Condition de l'ENA

L'entreprise nationale des ascenseurs (ENA) [4] préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

IV.3.2.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

a. Charges permanentes [5]

Tableau IV. 1: Tableau plancher DALLE MACHINE

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Gravillon de protection	5	17	0.85
2-Etanchéité multi couche	2	6	0.12
3-Isolation thermique(liège)	5	3	0.15
4-Forme de pente	10	22	2.2
5- Poids de la machine supportée	-	-	50.0
6- Poids propre de la dalle	25	25	6.25
7- Enduit de plâtre	2	10	0.20

$$G=59,78 \text{ kN/m}^2$$

b. Charge d'exploitation [5]

$$Q=1,00 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.2.4. COMBINAISON DES CHARGES

$$ELU : qu=1,35G+1,5Q=82,203 \text{ kN/m}^2$$

$$ELS : qser=G+Q=60,78 \text{ kN/m}^2$$

IV.3.2.5. CALCUL DES EFFORTS

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.70}{4.80} = 0,56 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0880 \Rightarrow M_x = 52.73 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,2500 \Rightarrow M_y = 13.18 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d’encastrement d’appuis, on obtient les moments suivants :

• **Moments en travées**

$$M_{tx}=0,75M_x=39.55kNm$$

$$M_{ty}=0,75M_y=9.89kNm$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=0,5M_x=26.36kNm$$

$$M_{ay}=0,5M_y=6.59kNm$$

$$M_a=Max(M_{ax} ; M_{ay})=26.36 kNm$$

IV.3.2.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h)=(100x30)cm² qui travaille en flexion simple.

IV.3.2.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE

a. Dans le sens “L_x”

On a : b=100cm ; h=30cm ; d=0,9h=27cm ; σ_{bc}=17MPa ; σ_s=435MPa

Tableau IV. 2: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

M _{tx} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(mm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
39.55	0.0319	0	0.0405	265.62	4.27	6T12	6,78

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e .$$

b. Dans le sens “L_y”

On a : b=100cm ; h=30cm ; d=d_x-Ø_x=27cm ; σ_{bc}=17MPa ; σ_s=435MPa

Tableau IV. 3: Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

M _{ty} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(mm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
9.89	0,0079	0	0,010	268.91	1.05	6T12	6,78

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e .$$

IV.3.2.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS

On a : b=100cm ; h=25cm ; d=27cm ; σ_{bc}=17MPa ; σ_s=435MPa

Tableau IV. 4: Récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

$M_a(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(mm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
26.36	0,021	0	0,026	267.09	2.83	6T12	6,78

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) & \dots\dots\dots vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) & \dots\dots\dots vérifiée \end{cases}$$

IV.3.2.7. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,5MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 104.44kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 73.98kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 104.44kN$$

$$\tau_u = \frac{104.44 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270} = 0,38MPa < \bar{\tau}_u = 1,5MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

IV.3.2.8. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Vérification des contraintes

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

- **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = k = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max\left(0,5 fe; 110 \sqrt{nf_{ty}}\right)\right) = 250MPa$$

Avec

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } fe = 500MPa$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,56 \quad ; \quad q_{ser} = 60,78kN/m^2$$

$$*M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$*M_y = \mu_y M_x$$

ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0923 \Rightarrow M_x = 40.89kNm \\ \mu_y = 0,4254 \Rightarrow M_y = 17.39kNm \end{cases}$$

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 30.66kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 13.04kNm$$

• **Moments sur appuis**

$$M_a = \text{Max}(0,5M_x ; 0,5 M_y) = 20.44kNm$$

1- Détermination de la valeur de “y”

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d’inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	40.89	6,78	6.48	30526.92	8.67	vérifiée	141.05	vérifiée
	(y-y)	17.39	6,78	6.48	30526.92	4.54		59.99	
Appuis		20.44	6,78	6.48	30526.92	4.34		70.51	

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$h=30cm ; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,93cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,40cm^2 \end{cases}$$

Avec

$$\rho = L_x/L_y = 0.56$$

➤ *Sens L_{x-x}*

Sur appuis : $A_x=6,78\text{cm}^2/\text{ml}>2,93\text{cm}^2$ vérifiée.

En travée : $A_x=6,78\text{cm}^2/\text{ml}>2,93\text{cm}^2$ vérifiée.

➤ *Sens L_{y-y}*

Sur appuis : $A_y=6,78\text{cm}^2/\text{ml}>2,40\text{cm}^2$ vérifiée.

En travée : $A_x=6,78\text{cm}^2/\text{ml}>2,40\text{cm}^2$ vérifiée.

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,111 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,111 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 2,51 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

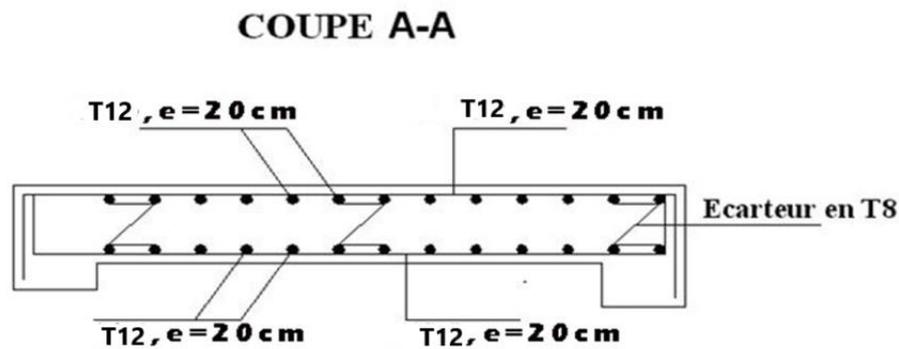


Figure IV.7 : Disposition constructive des armatures de la dalle machine

IV.3.3 PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire et circulaire qui reposent sur des appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

IV.3.3.1. EVALUATION DES CHARGES

$$G=7.08\text{kN/m}^2, Q=2,5\text{kN/m}^2$$

ELU :

$$Q_u=1,35G+1,5Q=13.30\text{kN/m}^2$$

ELS :

$$Q_{ser}=G+Q=9,58\text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.30}{6,30} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

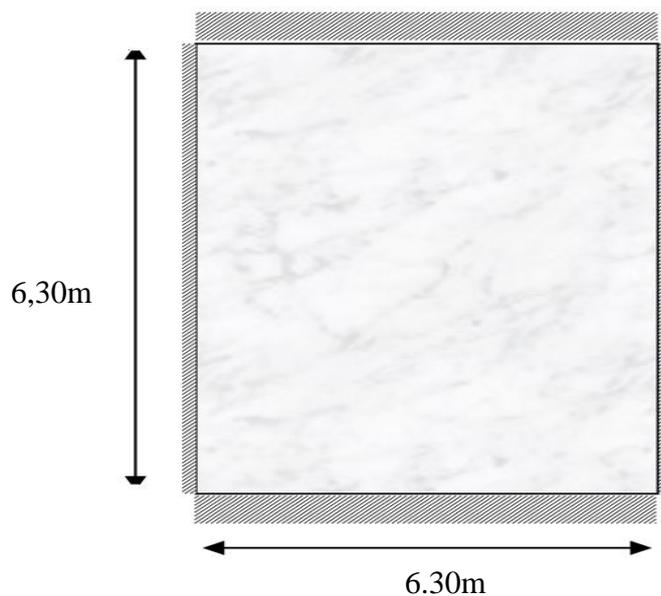


Figure IV.8: Dimensions du panneau le plus sollicité

IV.3.3.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [3].

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19.42 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 19.42 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 14.56 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 14.56 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7.28 \text{ kNm}$$

IV.3.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$; $d=0,9h=16.2\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{i28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	14.56	0.032	0	0,041	159.34	2.10	4T12	4.52	25
	y-y	14.56	0.032	0	0,041	159.34	2.10	4T12	4.52	25
Appuis	x-x	7.28	0.016	0	0,020	160.69	1.03	4T12	4.52	25
	y-y									

IV.3.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=18\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,44\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :
$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$$

Travée

- Sens x-x : $A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}^2}$
- Sens y-y : $A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}^2 \text{ vérifiée}}$

Appuis

- Sens x-x : $A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}^2 \text{ vérifiée}}$
- Sens y-y : $A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}^2 \text{ vérifiée}}$

Espacement :

Travée :

Sens x-x : esp=100/4=25cm < Min(3h ; 33cm)=33cm.....Vérifiée

Sens y-y : esp=100/4=25cm < Min(4h ; 45cm)=45cm.....Vérifiée

Appuis

Sens x-x : esp=100/4=25cm < Min(3h ; 33cm)=33cm.....Vérifiée

Sens y-y : esp=100/4=25cm < Min(4h ; 45cm)=45cm.....Vérifiée

IV.3.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{13.30 \times 6.30 \times 6,30}{2 \times 6.30 + 6,30} = 18.9 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 27.93 \text{ kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 27.93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{27.93 \cdot 10^3}{1000 \times 162} = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.3.3.6. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 16.76 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 16.76 kNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 14.25 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 14.25 kNm \\ M_a = 0,3 M_x = 5.03 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes

- **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

- **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 250 \text{ MPa}$$

Avec

$$F_{tj} = 2,4 \text{ MPa.}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA ; } f_e = 500 \text{ MPa.}$$

1- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2-Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Vérification des contraintes à l'ELS

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	14.25	4,52	4.06	21005.28	2.75	vérifiée	123.24	vérifiée
	(y-y)	14.25	4,52	4.06	21005.28	2.75		123.24	
Appuis		5.03	4,42	4.06	21005.28	0.97		43.61	

Vérification de la condition de non fragilité

$$h = 18 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,44cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis : $A_x=4.52cm^2/ml > 1,44cm^2$ vérifiée

On prend

$$A_x=4T12= 4.52cm^2$$

En travée : $A_x=4.52cm^2/ml > 1,44cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis : $A_y=4.52cm^2/ml > 1,44cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x=4.52cm^2/ml > 1,44cm^2$ vérifiée

Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après \begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,028 > 0,020 \text{ vérifiée} \\ 0,028 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{ vérifiée} \\ 2.79 * 10^{-3} < 5.10^{-3} \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

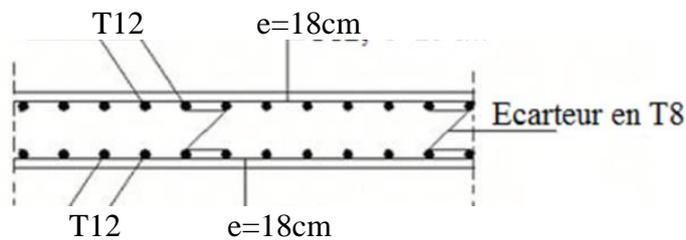


Figure IV.9: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

IV 4. ESCALIER

IV.4.1 INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre étude comporte un seul type d'escalier.

IV.4.2 DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER

On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

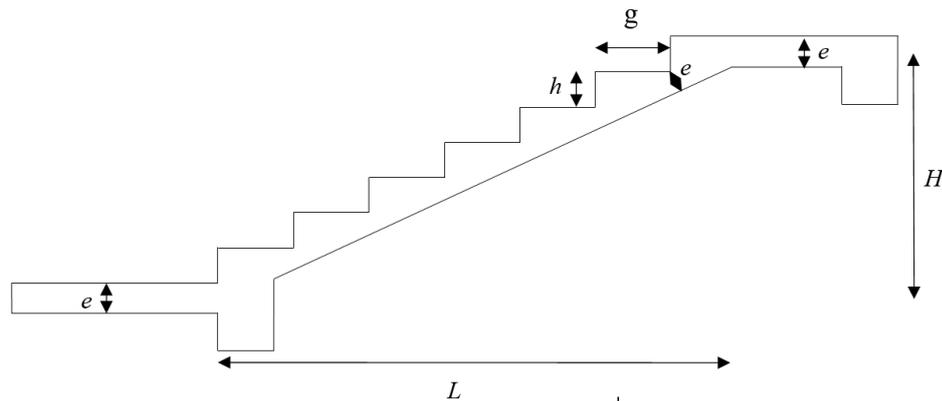


Figure IV.10: Dimensions de l'escalier

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$.

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1) g=L\dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2-n (64+2H+L) +2H=0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

- escalier

Notre d'escalier est composé deux paliers et une volée intermédiaire.

$h = 3.40$ m pour tous les étage

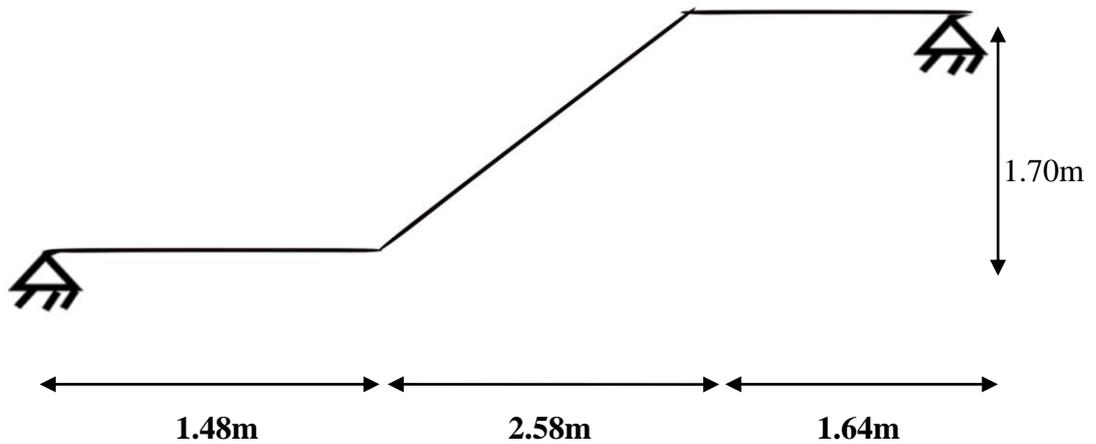


Figure IV. 11 : Schéma représentatif d'escalier

$$64n^2 - 662n + 340 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 9.80$$

$$n_2 = 0.54 \dots \dots \text{refusée.}$$

Donc on prend

- le nombre de contre marche $n = 10$
- le nombre des marches $n - 1 = 9$

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0.17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0.286m = 28.66cm$$

a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (28 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée.}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 19 \leq e \leq 28,5cm$$

Avec

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,20 = \sqrt{(2,58)^2 + (1,7)^2} + 1,20 = 4.29m$$

On prend donc l'épaisseur **e=20 cm**.

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.7}{2.58} \Rightarrow \alpha = 33,38^\circ$$

IV.4.3 EVALUATION DES CHARGES

a. Palier

a.1. Charges permanentes [5]

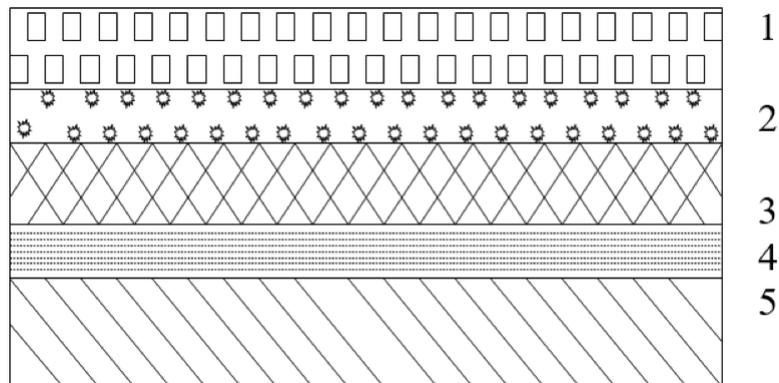


Figure IV.12: Coupe verticale du plancher Palier

Tableau IV.8: charge permanente de palier

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0.36

$$G_1=6,74\text{kN/m}^2$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_1=2,50\text{KN/m}^2$$

b. Paillasse

b.1. Charge permanentes [5]

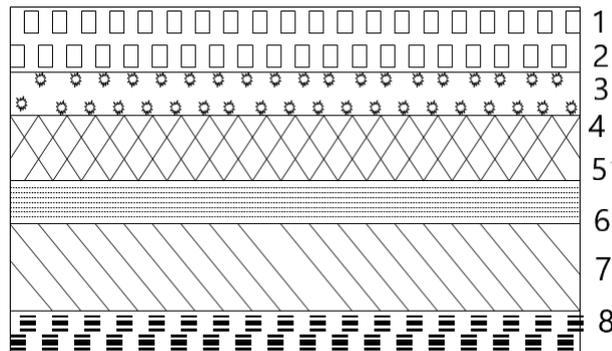


Figure IV. 13: Coupe verticale du plancher Paillasse

Tableau IV.9: charge permanente paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 33.38}\right)$	20	25	5.98
2- Carrelage	2	22	0.44
3- Mortier de pose horizontale	2	20	0.40
4- Poids propre de la marche $\frac{22 \times 0,17}{2}$	17	22	1.87
5- Carrelage vertical	2	22	0.44
6- Mortier de pose vertical	3	20	0.60
7- Garde-corps	-	-	1
8- Enduit en ciment	2	18	0.36

$G_2=11.09KN/m^2$

b.2.Charge d’exploitation [5]

$Q_2=2,50KN/m^2$

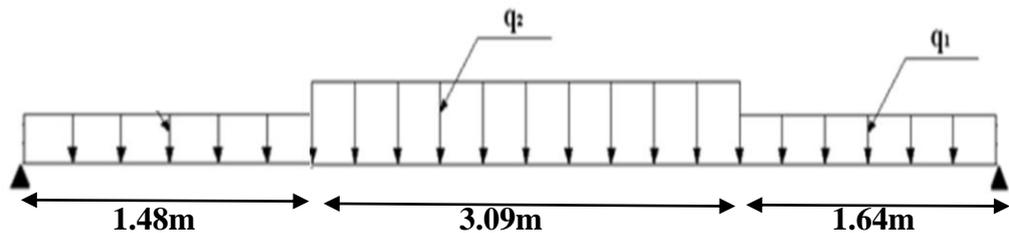


Figure IV. 14: Schéma statique d’escalier

IV.4.4 COMBINAISON DES CHARGES

ELU :

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

ELS :

$$q_{ser1} = G_1 + Q_1$$

$$q_{ser2} = G_2 + Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.10: Combinaison de charge à l'ELU et l'ELS

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<i>Palier</i>	12.849	9.24
<i>Paillasse</i>	18.723	13.59

IV.4.5 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

ELU :

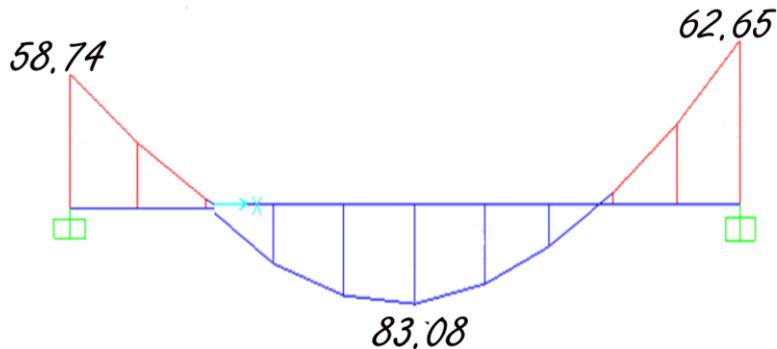


Figure IV.15: Diagramme des efforts internes d'escalier

ELS :

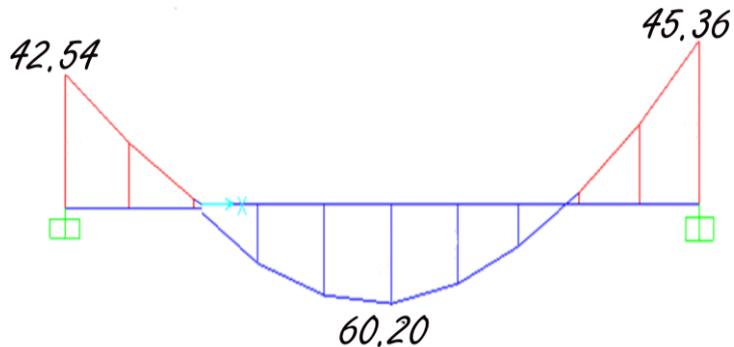


Figure IV.16: Diagramme des efforts internes d'escalier

Notre escalier est semi-encasté à deux extrémités.

$$M_u^{\max} = 83,08 \text{ kNm} \text{ et } T_u^{\max} = 27,64 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 M_u^{\max} = 70,61 \text{ kNm}$$

$$M_{au} = 0,5 M_u^{\max} = 41,54 \text{ kNm}$$

IV.4.6 CALCUL DES ARMATURES

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
 Tel que : $b=100cm$; $h=20cm$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur
 (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 30MPa$; $f_{bc} = 17MPa$; $f_{t28} = 2,4MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=18cm$

$\sigma_s = 434.78MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500MPa$

Tableau IV. 11: Ferrailage de l'escalier

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	70.61	0.128	Oui	0	0.172	167.608	9.69	7T14	10.72
Appuis	41.54	0.075	Oui	0	0,098	172.935	5.525	7T12	7.92

Espacement

- **En travée** : $esp \leq \frac{100}{7} = 14.29cm$

On prend : $esp=15cm$

- **Sur appui** : $esp \leq \frac{100}{7} = 14.29cm$

On prend : $esp=15cm$

Armature de répartition

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.69cm^2/ml \leq A_r \leq 5.39cm^2/ml$

Le choix est de 7T10=5.5cm² avec $S_r=15cm$

- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37cm^2/ml \leq A_r \leq 2.75cm^2/ml$

Le choix est de 5T10=3.93cm² avec $S_r=15cm$

IV.4.7 VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,9872cm^2$

En travée : $A_s = 10.78cm^2 > A_s^{min} = 1,9872cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7.92cm^2 > A_s^{min} = 1,9872cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5\text{MPa}\right) = 4\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{27.64 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,153\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 27.64.10^3 - \frac{83.08.10^6}{0,9 \times 180} = -485,19\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,161\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable, donc il n'est nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

e.1. Vérification des contraintes des aciers

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}$.

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min}\left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}\left(0,5 fe; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right)\right) = 250\text{MPa}$$

Avec : $\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2.y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=18cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$M_{ser}^{max} = 60.20kNm \text{ et } T_{ser}^{max} = 18,94 KN$$

$$M_{t ser} = 0,85 M_{ser}^{max} = 51.172kNm$$

$$M_{a ser} = 0,5 M_{ser}^{max} = 30.101kNm$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau IV.12: Vérification des contraintes

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	51.172	10.78	6.18	30459.13	10.39	Vérifiée
Appui	30.101	3,14	5.46	24107.20	6.82	Vérifiée

e.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{18}{621} = 0,029 \geq 0,0625 \text{ non vérifiée} \\ \frac{10,72}{100 \times 18} = 0,0059 \leq 0,0084 \text{ vérifiée} \\ 0,065 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \text{ non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 34179,55 MPa ; E_v = 11496,76 MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau IV. 13: Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
60.20	10.72	0,0035	311.98	6,02	2,41	0,27	52993,44	22157,48	32071,83

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,56cm \\ f_v = 1,16cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,6cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{621}{1000} = 0,621cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,6cm < \bar{f} = 0,75cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

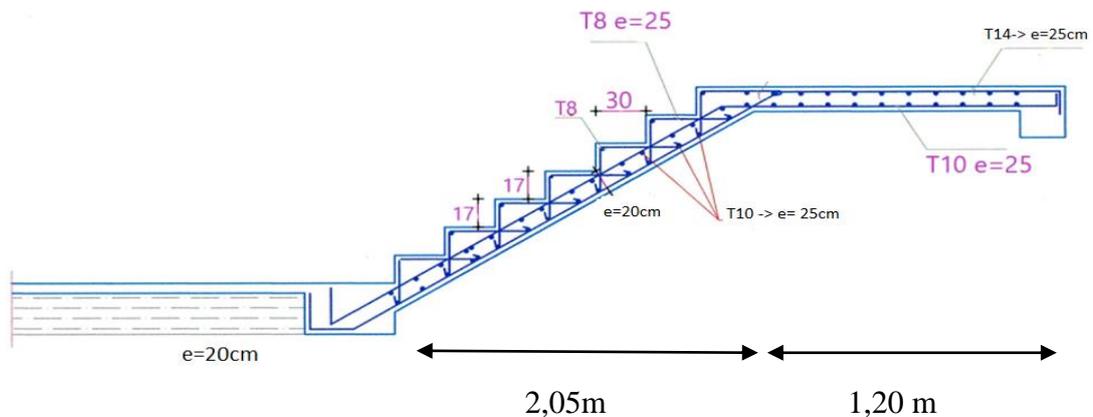


Figure IV.17: ferrailage de l'escalier

IV 5. LES BALCONS

IV.5.1 INTRODUCTION

Le bâtiment étudié comporte un type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre(G).
- ◆ La surcharge d'exploitation(Q).
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps(F).

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

- **Calcul du balcon**

Dalle un appui, assimilée à une console de portée $L=1,70\text{ m}$.

Epaisseur du balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{170}{10} = 17\text{ cm}$$

On prend : $e = 20\text{ cm}$.

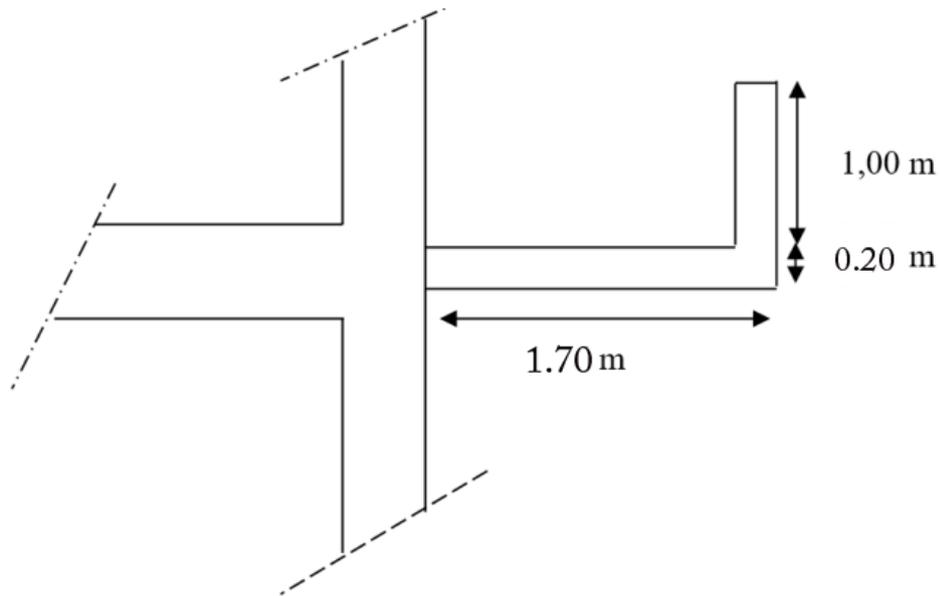


Figure IV.18: Dimensions du balcon

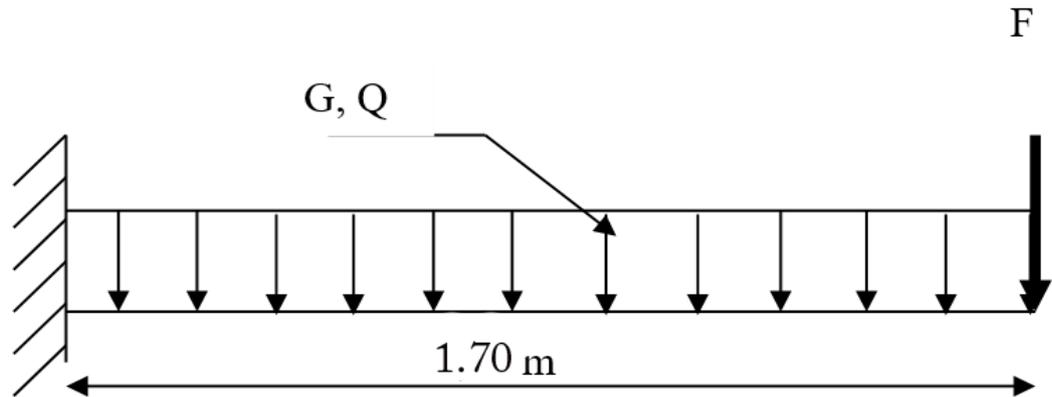


Figure IV.19: Schéma statique

IV.5.2 CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT LE BALCON

a.1. Charges permanentes : [5]

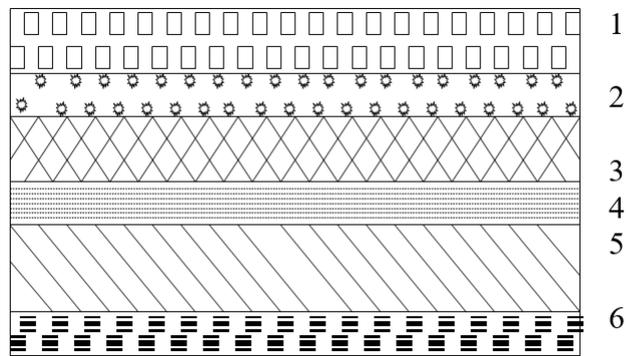


Figure IV.20: Coupe verticale du plancher balcon

Tableau IV.14: charge permanente balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Lit de sable	3	18	0.54
4- Dalle pleine	20	25	5
5- Enduit en ciment	2	18	0.36
6- Brique creux	-	-	1

$G_1=7.74kN/m^2$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q1=3,50KN/m^2$$

- Pour une bande de 1 m :

$$G \times 1m = 7.74 \times 1 = 7.74 \text{ kN/ml}$$

a.3. Charge concentrée F :(Poids du mur) [5]

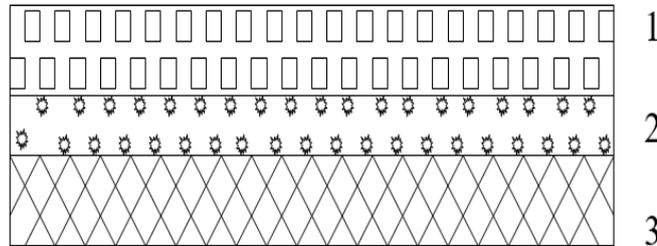


Figure IV.21: Coupe verticale du plancher Mur

Tableau IV.15 : charge permanente de garde-corps

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumiques (KN /m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1- Enduit de ciment	2	18	0.36
2- Maçonnerie	10	20	0.90
3- Enduit de ciment	2	18	0.36

$$G1=1,62kN/m^2$$

Pour une bande de 1m, F = 1,62 kN/m.

a.5. Combinaison des charges

Tableau IV.16: combinaison des charges

	ELU	ELS
<i>Q(kN/m)</i>	15.69	11.24
<i>F(Kn)</i>	2.19	1.62

a.6. Calcul des efforts internes

Pour le calcul on a utilisé la méthode de RDM :

$$\begin{cases} M(x) = -[Fx + q x^2/2] \\ T(x) = F + q x \end{cases}$$

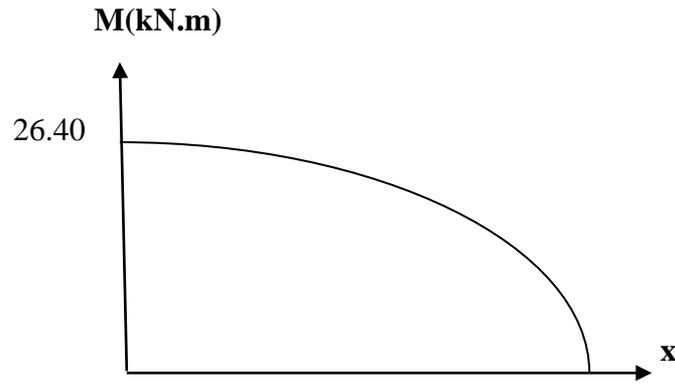


Figure IV.22: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

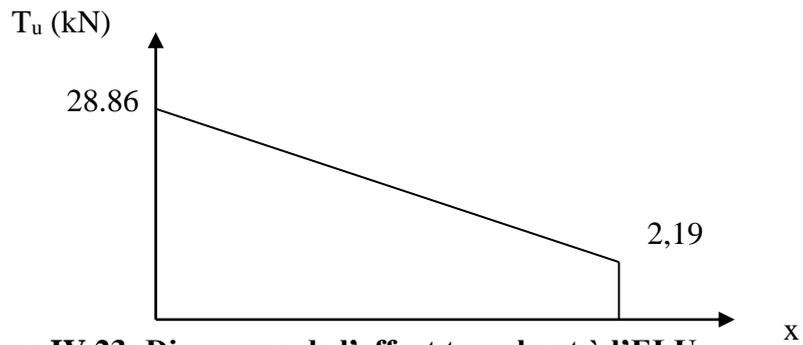


Figure IV.23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

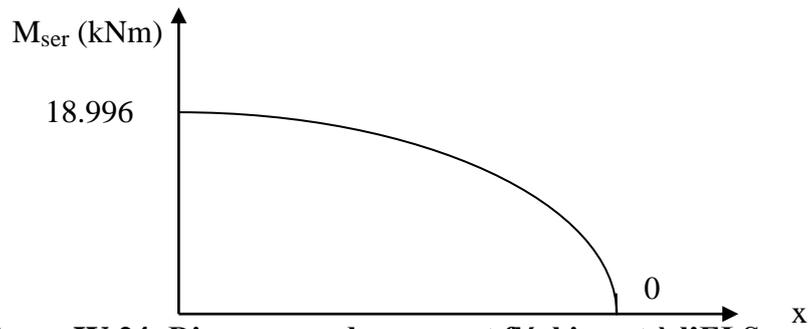


Figure IV.24: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

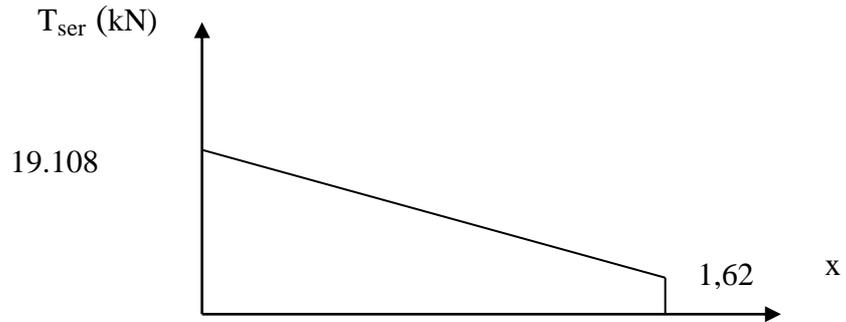


Figure IV. 25: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

IV.5.3 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$$f_{c28}=30MPa ; f_{t28}=2,4MPa ; \sigma_{bc}=17MPa ; b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; f_e=500MPa$$

Tableau IV. 17 : Ferrailage balcon

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	Z (cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$	Esp (cm)
26.40	0.085	Oui	0	0.111	128.97	4.70	4T14	5.62	25

Espacement

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22cm) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 25cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17cm^2 \leq A_r \leq 2,35cm^2$$

Le choix est de : 4T8=2,01cm² avec: S_t=25cm.

IV.5.4 Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.62cm^2 > A_s^{\min} = 1,49cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28.86.10^3}{1000 \times 180} = 0,1603MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'ELS

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes :

- *Position de l'axe neutre "y"*

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- *Moment d'inertie "I"*

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : $n=15$; $c'=2cm$; $d=14,40cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit verifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} (0,5 fe; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 250MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.18: Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
18.996	5.62	4	9741.4068	7.80	vérifiée	277.82	vérifiée

c.2. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{18}{170} = 0,1058 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.62}{100 \times 18} = 0,00312 < 0,0084 \dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1058 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

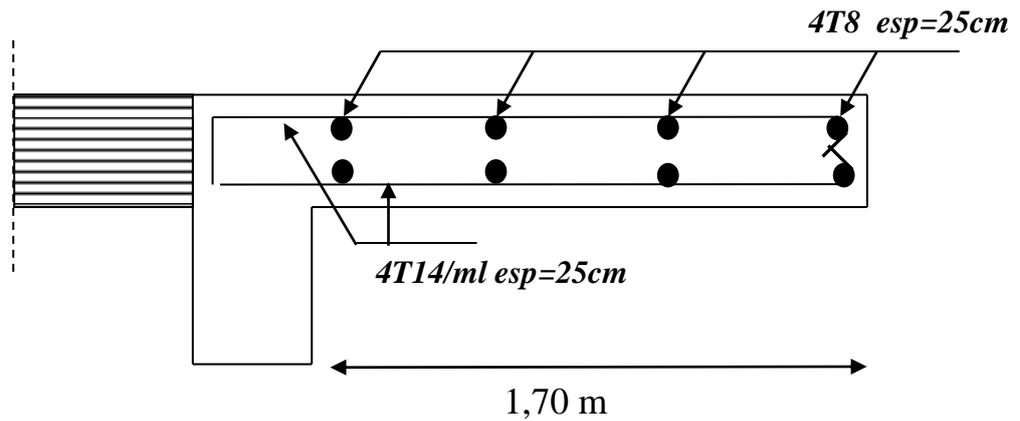


Figure IV.26: Ferrailage du balcon

Récapitulatifs

Après les calculs de ce chapitre on prend :

- Acrotère : 4T8 → esp = 18cm
- Dalle machine : 6T12 → esp = 20cm
- Dalle pleine : 4T12 → e = 18cm → esp = 25
- Escalier :
 - Appui : 7T12
 - Travée : 7T14
- Balcon : 4T14 → esp = 25

CHAPITRE V
ETUDE DYNAMIQUE EN
ZONE SISMIQUE

V.1 INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, Le séisme qui est une secousse ou succession de secousses plus au moins violente du sol, un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille, Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrice.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par le mouvement d'une douzaine de plaques majeures un séisme et mineures qui constituent la croûte terrestre La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre où s'enfonce sous une autre plaque.

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques, (ces séismes font peser de graves menaces sur les populations, peuvent semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publics, les ponts, les barrages et glissement de terrains, ...).

Le séisme du 21 Mai 2003 d'Alger et BOUMERDES a fait preuve de la fragilité des structures et de la négligence totale des règlements parasismiques dans la réalisation des bâtiments.

Les dommages importants et la ruine des constructions causés par ce séisme sont dus non pas au choix du type de matériau ou du type de structure, mais à la conception et l'étude non conforme aux exigences parasismiques et à la mauvaise qualité des matériaux.

Lors d'un **tremblement de terre**, le sol ondule selon des mouvements verticaux et latéraux.

La construction parasismique a pour principal objectif de prévenir l'effondrement des bâtiments, notamment en y intégrant un ou plusieurs dispositifs destinés à limiter la réponse du bâtiment à l'**oscillation** du sol (appuis antisismiques...). La protection des infrastructures peut aussi consister à leur renforcement.

La réduction de l'effet des mouvements du sol sur le **bâtiment** peut être obtenue de plusieurs manières :

- rendre le **bâtiment** assez « souple » pour que l'énergie des mouvements du sol ne le brise pas sous sa propre inertie.
- monter le bâtiment sur des **amortisseurs** qui vont absorber une partie de l'énergie du mouvement du sol.

- Une troisième technique est aussi employée depuis peu : il s'agit de mettre en place un **contreponds** au sommet du **bâtiment**, qui va se déplacer en réponse aux mouvements du sol de sorte que le centre d'inertie du couple (bâtiment, contreponds) ne bouge pas lorsque le sol tremble.

La Construction parasismique est l'étude du comportement des **bâtiments** et **structures** sujets à un chargement dynamique du type **sismique** c'est la seule solutions à appliquer aux bâtiments pour qu'ils résistent le mieux possible à un **séisme**.(comportement avant la rupture et leur vulnérabilité face aux séismes).

V.2 ÉTUDE SISMIQUE

V 2.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS version 20.3.0* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

V 2.2 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* » [1]. Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à *17m*), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V 2.3 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « *groupe 2* » (bâtiment à usage multiple, commerce, parking et habitation).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **BLIDA** (zone III).

Donc : $A=0,25$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$R=5$ (mixte portiques /voiles avec interaction. Catégorie A.4.a.).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5s$).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15$).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des n modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (*G, Q et E*).

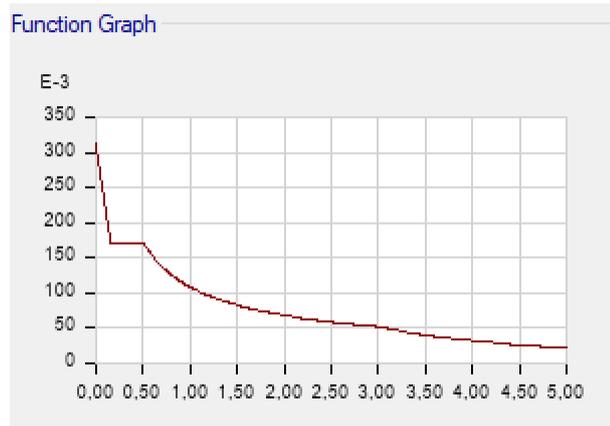


Figure V. 1: spectre réponse

V 2.4 Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d’origine à savoir : la masse, la rigidité et l’amortissement.

En d’autres termes ; la modélisation est la recherche d’un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

V 2.5 Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu’elle peut vibrer indéfiniment tant qu’il soit nécessaire de lui fournir de l’énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l’existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l’équation d’un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre

$\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

V.3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du **ETABS (version 20.3.0)**.

V 3.1 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers sont modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V 3.2 Modélisation du poids

- Pour un poids de plancher ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003 [1]** avec :
 $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage (habitation, commerce et parking).

- Le poids volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25 \text{ KN}/\text{m}^3$.
- Le poids de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- Le poids des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- Le poids de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

V.4 RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

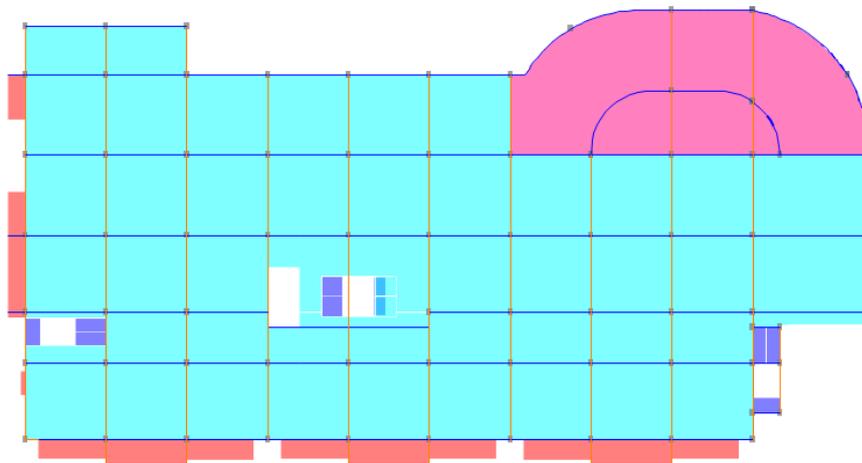


Figure V. 2: Modèle initiale 2D

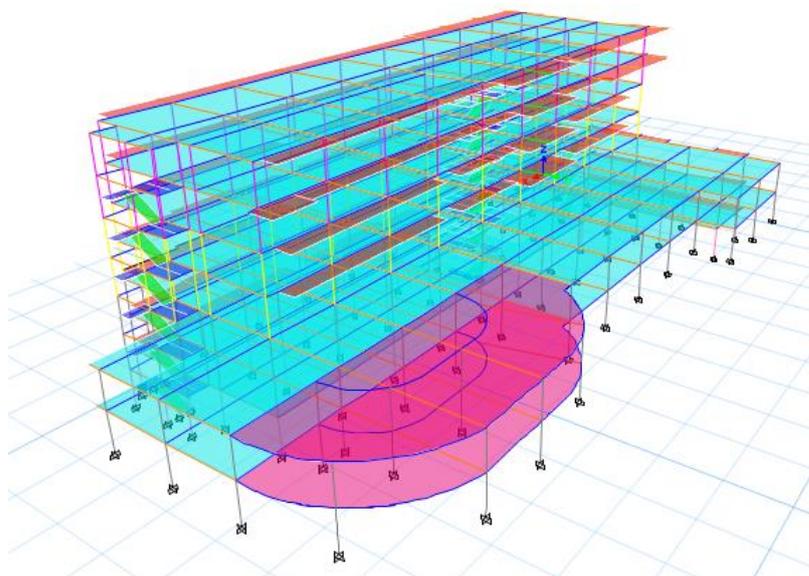


Figure V. 3: Modèle initiale 3D

V.5 1 Les résultats du model initial

Tableau V. 1: Période et facteurs de participation massique du modèle initial

		<i>Facteur de participation massique (%)</i>					
<i>Modes</i>	<i>Période(s)</i>	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,333	0,0239	0,3837	0	0,0239	0,3837	0
2	1,105	0,5217	0,0548	0	0,5456	0,4385	0
3	0,902	0,0414	0,1702	0	0,5871	0,6087	0
4	0,518	0,002	0,1404	0	0,5891	0,7491	0
5	0,421	0,0458	0,0547	0	0,6349	0,8038	0
6	0,408	0,1908	0,0235	0	0,8257	0,8273	0
7	0,332	0,0039	0,0545	0	0,8295	0,8818	0
8	0,269	0,0213	0,0104	0	0,8508	0,8922	0
9	0,256	0,0438	0,0027	0	0,8946	0,8949	0
10	0,241	0	0,0119	0	0,9012	0,9068	0

V.5 1 1 Constatations

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période : $T=1.33$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2^{ème} mode est un. Mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation

Remarque :

- Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initiale sans voiles.

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

L'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le « **RPA99 version 2003** » [1] est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

Soit :

$W = 112762.611 \text{ KN}$ (calcul automatique sur **ETABS version 20.0.3**).

$A = 0,25$ (groupe 2, zone III) ; $Q_x = 1,1$; $Q_y = 1,1$; $R = 3.5$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003 [1]** », nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

On a : $h_N = 23.8 \text{ m}$

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Selon $x-x$: $L_x = 59.4 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,278 \text{ s}$.

Selon $y-y$: $L_y = 30 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,391 \text{ s}$.

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50 \text{ s} & (\text{site 3}) \end{cases}$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^2 \left(\frac{3.0}{T}\right)^5 & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$D_x = D_y = 2,5(0.8819) = 2.20$$

On trouve :

$$V_x = V_y = (0.25 * 2.20 * 1.25 * 121309.34) / 3.5 \rightarrow V_x = V_y = 21078.75 \text{ Kn}$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS version 20.0.3** on a :

$$F1=Vt_x = 12465.20\text{KN}$$

$$F2=Vt_y = 10793.95\text{KN}$$

Ce qui donne :

$$V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$V_t^x < 0,8V_x \rightarrow r_x=1.36$$

$$V_t^y < 0,8V_y \rightarrow r_y=1.56$$

V.5 1 2 Vérification des déplacements latéraux inters étage

L'une des vérifications préconisées par le *RPA99version 2003*[1], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du *RPA99 version 2003* [1] l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$.

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens :

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données : $r_x=1,36$, $r_y=1,56$, $R=3.5$

Tableau V. 2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

$Z(m)$	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
23.8	28,1358	32,59	80,388	93,1	3,7772	4,50	3.40	Non vérifiée
20.4	24,3586	28,09	69,596	80,246	5,68575	7,44	3.40	Non vérifiée
17	18,67285	20,65	53,351	58,99	4,91085	6,66	3.40	Non vérifiée
13.6	13,762	13,98	39,32	39,957	5,50375	6,73	3.40	Non vérifiée
10.2	8,25825	7,25	23,595	20,715	3,59415	3,30	3.40	Non vérifiée
6.8	4,6641	3,95	13,326	11,292	3,18885	2,73	3.40	vérifiée
3.4	1,47525	1,22	4,215	3,485	1,47525	1,22	3.40	vérifiée

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Mettre des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 17 mètres en zone III. Ce qui d'après le « **RPA99 version 2003** » [1] rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

RENFORCEMENT DE L'OSSATURE DU BÂTIMENT

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

V.5.2 *Modèle final :*
 a. *Dessin de disposition des voiles :*

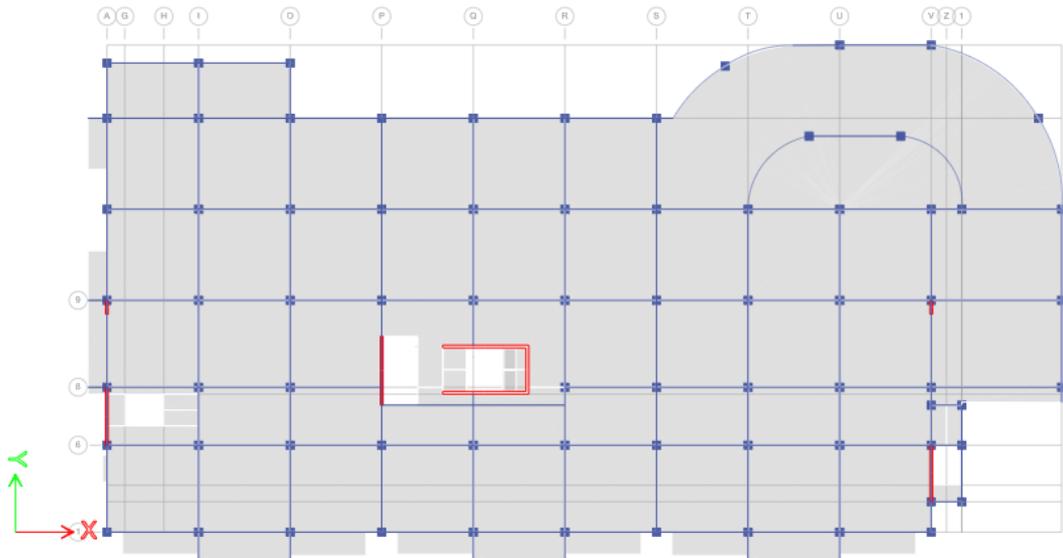


Figure V. 4: modèle final 2D

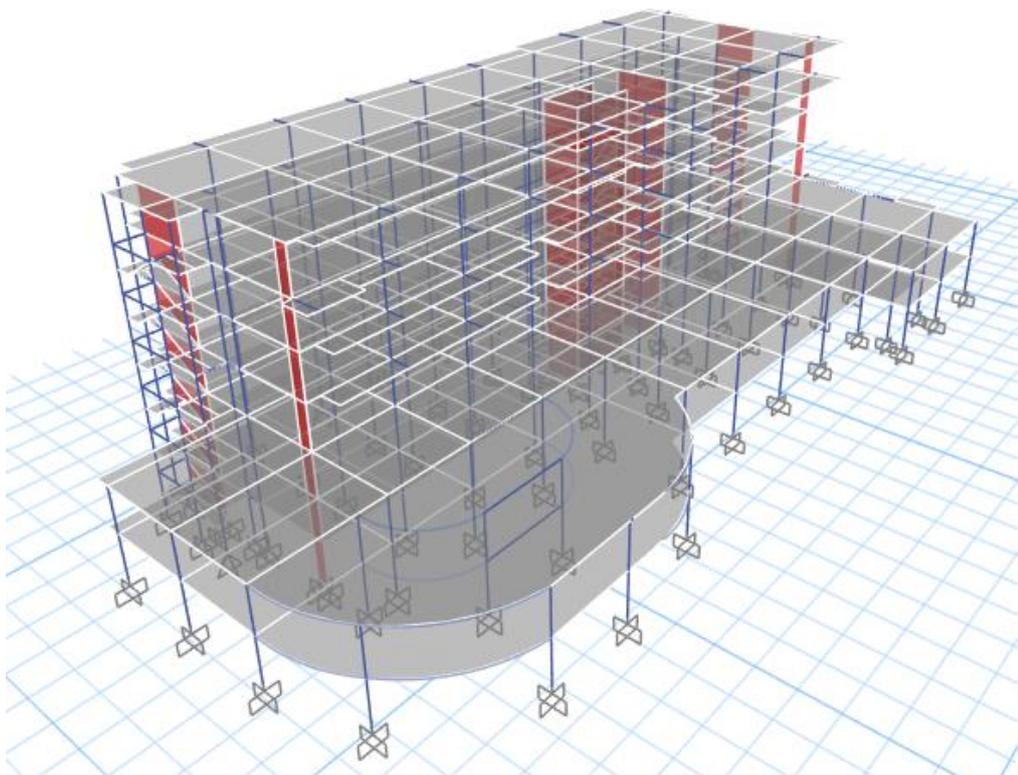


Figure V. 5: modèle final 3D

b. Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau V. 3: Période et facteurs de participation massique du modèle final

Case	Mo de	Period sec	UX	UY	U Z	Sum UX	SumU Y	Su mU Z	SumR X	SumR Y	SumR Z
Modal	1	0,858	0,631 3	2,431E -05	0	0,631 3	2,431E -05	0	0,0003	0,370 5	0,028
Modal	2	0,662	0,002 4	0,5858	0	0,633 7	0,5858	0	0,3438	0,370 7	0,1003
Modal	3	0,575	0,016 5	0,0805	0	0,650 2	0,6664	0	0,3571	0,370 9	0,6508
Modal	4	0,248	0,251 2	2,115E -06	0	0,901 4	0,6664	0	0,3571	0,759 2	0,6603
Modal	5	0,214	0,000 4	0,1419	0	0,901 8	0,8083	0	0,6094	0,760 5	0,7599
Modal	6	0,196	0,000 2	0,0899	0	0,902	0,8983	0	0,7571	0,761 2	0,9005
Modal	7	0,112	0,052 4	0,0002	0	0,954 4	0,8985	0	0,7575	0,875 7	0,903
Modal	8	0,098	0,000 8	0,0428	0	0,955 2	0,9412	0	0,8439	0,877 5	0,9064
Modal	9	0,088	0,000 4	0,0076	0	0,955 6	0,9488	0	0,8598	0,878 5	0,9517
Modal	10	0,077	0,034 5	3,353E -05	0	0,990 1	0,9489	0	0,8599	0,972 3	0,9537
Modal	11	0,068	0,000 2	0,0191	0	0,990 3	0,968	0	0,9111	0,972 9	0,962

c. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit: } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W=124461,32 \text{ KN} ; R=4 ; Q_x=1,25 ; Q_y=1,1 ; A=0,25$$

Ce qui donne :

$$D_x = D_y = 2,5(0,8819) = 2,20$$

On trouve :

$$V^x = V^y = \frac{0,25(2,20)(1,25)}{4} * 124979,40 = 18903,14kN \Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 15122,51kN$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 15178,00kN \\ F_2 = V_t^y = 15124,73kN \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de *l'ETABS version 20.3.0* on a :

Ce qui donne : $V_t^x > 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0,996 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0,999 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x , soit par r_y (selon le cas).

Données : $r_x=1, r_y=1, R=4$

Tableau V. 4: Vérification des déplacements inter étages (modèle final)

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
23.8	17,3212	16,08	43,303	40,193	3,0196	2,86	3.40	vérifiée
20.4	14,3016	13,22	35,754	33,054	3,1976	3,09	3.40	vérifiée
17	11,104	10,13	27,76	25,328	3,0672	2,94	3.40	vérifiée
13.6	8,0368	7,19	20,092	17,979	2,894	2,66	3.40	vérifiée
10.2	5,1428	4,53	12,857	11,332	2,4044	2,20	3.40	vérifiée
6.8	2,7384	2,33	6,846	5,824	1,8324	1,60	3.40	vérifiée
3.4	0,906	0,73	2,265	1,82	0,906	0,73	3.40	vérifiée

V 5 2 1. Constatation

- le premier mode et second mode sont des modes de translation pure (respectivement parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.

V 5 2 2. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$$

On doit vérifier que : $v \leq 0,30$ chaque 2 étage dégradation la section des poteaux avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Tableau V. 5: Vérification de l'effort normal réduit poteaux

Etage	Poteau (cm)	Nd(N)	ν	Observation
RDC	50*70	4110464,5	0,39	Non vérifié
1 ^{ER}	40*55	3547508,1	0,54	Non vérifié
2eme	40*55	3010212,9	0,46	Non vérifié
3eme	35*45	2426712,6	0,514	Non vérifié
4eme	35*45	1852399,4	0,392	Non vérifié
5eme	30*40	1305369,7	0,363	Non vérifié
6eme	30*40	611998	0,170	vérifié

Remarque :

L'effort normal réduit ne vérifie pas donc on doit augmenter la section des poteaux

Tableau V. 6 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux après l'augmentation des sections de poteaux

Etage	Poteau (cm)	Nd(N)	ν	Observation
RDC	70*70	4110464,5	0,28	vérifié
1 ^{ER}	65*65	3547508,1	0,28	vérifié
2eme	65*65	3010212,9	0,24	vérifié
3eme	60*60	2426712,6	0,225	vérifié
4eme	60*60	1852399,4	0,172	vérifié
5eme	55*55	1305369,7	0,144	vérifié
6eme	55*55	611998	0,067	vérifié

V 5 2 3. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans le système de contreventement assuré par des voiles et des portiques avec justification portiques

Contreventés par des voiles (système 4b) ainsi définie par « **RPA 99 version 2003** »

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25 % de l'effort horizontal global

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Dans le sens XX et YY :

- Voiles $\leq 0.2W$ à la base

Tableau V. 7 : justification du choix du coefficient de comportement

sens	ST (kN)	Voile(kN)	Portique(kN)	Voile%	portique %
Ex	15093,4	8303,22	6790,2	55,01%	44,99%
Ey	15043,80	8340,56	6703,2	55,44%	44,56%
W	124979,409	13669,31	111310,1	10,94%	89,06%

Donc R=4 vérifiée

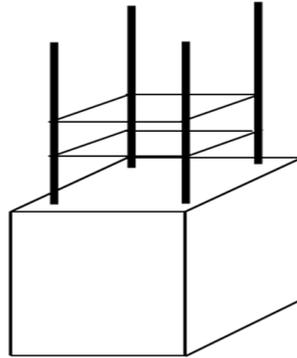
V.5 Récapitulatifs

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques.
- 2- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle final qui seront ferrillés dans les chapitres qui suivent.
- 3- Alors, le choix du coefficient de comportement global sens xx-yy de la structure ($R=4$) est justifié à la base.

Chapitre VI
Ferraillage des éléments résistants

VI.1 INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91[3]* et le *RPA99 version 2003 [1]*.



POTEAU

VI.1 FERRAILAGE DES POTEAUX

VI.2.1 INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435MPa$

b. Situation accidentelle

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30MPa$; $\sigma_{bc}=17MPa$

- *Acier* : $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435MPa$

VI.2.2 COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 [3]

a.1. *ELU* : Situation durable.

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

a.2. *ELS* : Situation durable.

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 version 2003 [1] Situation accidentelle.

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- M^{max}, N^{corr}
- 2- N^{max}, M^{corr}
- 3- N^{min}, M^{corr}

VI.2.3 RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le *RPA99 version 2003[1]*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$*0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable : 1,35G+1,5Q

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau VI. 1: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	-5208,19	-16,54	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-4447,69	-15,28	SEC	0	0	38.02
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	60x60	-3006,24	52.58	SEC	0	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-1627,86	-57.36	SEC	0	0	27.23

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau VI. 2: Ferrailage des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	-97.06	- 4467,78	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-392.88	-769,52	SPC	7.34	0	38.02
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	60x60	-454.45	- 1884,91	SPC	4.23	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-205,63	-526,77	SPC	3.86	0	27.23

(N^{min}, M^{corr}) :

Tableau VI. 3: Ferrailage des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	-462,67	-5.46	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-74,56	-46.34	SPC	0.84	0	38.02
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	60x60	-165,39	-9.81	SEC	0	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-16,87	-2.08	SEC	0	0	27.23

2. Situation accidentelle 1

- G+Q+E

a. (N^{max}, M^{corr}) :

Tableau VI. 4: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	-4347,37	-261.47	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-3971,58	-252.76	SEC	0	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-2773,39	-396.24	SEC	0	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-1380,28	-297.52	SEC	0	0	27.23

b. (M^{max}, N^{corr}) :

Tableau VI. 5: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{Corr} (kN)	M^{mar} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	- 2449,70	-336.85	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	- 1598,88	677.15	SPC	9.24	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	- 1898,41	-515.95	SPC	4.13	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-853,89	233.14	SPC	1.07	0	27.23

c. (N^{min}, M^{corr}) :

Tableau VI. 6: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 1 (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	838,11	9.72	SPC	9.72	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	769,54	37.35	SPC	8.96	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	619,25	26.50	SPC	7.17	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	201,01	65.72	SPC	4.66	0	27.23

3. Situation accidentelle 2

- 0,8G+E

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau VI. 7: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	70x70	-2836,03	-301.89	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-2431,27	-192.92	SEC	0	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-1632,82	-269.45	SEC	0	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-883,60	-219.47	SPC	0.42	0	27.23

b. (M^{max}, N^{corr})

Tableau VI. 8: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	N^{Corr} (kN)	M^{mar} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	70x70	- 2241,15	330.38	SEC	0	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	- 1123,35	-207,36	SEC	0	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-956,44	-322.38	SPC	2.89	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-698,21	-305.42	SPC	5.69	0	27.23

c. (N^{min}, M^{corr})

Tableau VI. 9: Ferrailage des poteaux situation accidentelle 2 (N^{min}, M^{corr})

Niveau	Sections (cm^2)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	70x70	946,32	44.45	SPC	10.85	0	44.1
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	750,3	49.63	SPC	9.19	0	38.02
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	541,7	50.69	SPC	7.3	0	32.4
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	236,93	68.73	SPC	5.15	0	27.23

VI.2.4 Choix des armatures

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10: Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Sections (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	A_s^{max} (Z.C)(cm^2)	A_s^{max} (Z.R)(cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
RDC	70x70	10.85	44.1	196	294	12T20+4T16	45,74
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	9.24	38.02	169	253,5	12T20+4T16	45,74
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	7.3	32.4	144	216	4T20+12T16	36.7
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	5.69	27.23	121	181.5	12T16+4T14	30.29

VI.2.5 VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Acier

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu.
Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}}) \right) = 250 \text{MPa}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{ij}}) \right) = 200 \text{MPa}$$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-3801,19	-12,02	SEC	104.5	250	7.29	18	OK
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-3246,56	-11,16	SEC	101.8	250	7.16	18	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-2195,30	38,56	SEC	94.5	250	4.67	18	OK
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-1189,70	-41,62	SEC	37.5	250	4,82	18	OK

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser}^{max} (kNm)	N_{ser}^{corr} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-70,59	-3260,40	SEC	77.9	250	7.11	18	OK
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-287,15	-563,29	SEC	182.3	250	8.24	18	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-330,13	-1374,55	SEC	111.6	250	12.3	18	OK
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-163,73	-455.63	SEC	159.8	250	8.17	18	OK

Tableau VI. 13: Vérification des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	-462,67	-5,46	SEC	11.09	250	0.94	18	OK
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	-74,56	-46.33	SEC	33.6	250	1.32	18	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	-165,39	-9.81	SEC	3.31	250	0.63	18	OK
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	-16,87	-2.08	SPC	0.08	250	0.11	18	OK

VI.2.6 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

VI.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

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

Avec

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 : [3]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : [1]**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	70x70	51,536	0.10	11.77	0,075	2,25	3	OK
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	270,65	0.67	12.68	0,075	2,25	3	OK
3 ^{eme} ,4 ^{eme}	60x60	270,40	0.78	13.74	0,075	2,25	3	OK
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	284,84	0,99	14.99	0,075	2,25	3	OK

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99[3]** et celles du **RPA99 version 2003[1]** ; elles sont données comme suit :

* Selon **BAEL91 : [3]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91}) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

∅_t : Diamètre des armatures transversales.

∅_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* Selon le **RPA99 version 2003 : [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

ρ_a=2,5.....si λ_g≥5

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 25 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI. 15: Espacements maximums selon RPA99

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)
RDC	70x70	12T20+4T16	20 et 16
1 ^{er} 2 ^{eme}	65x65	12T20+4T16	20 et 16
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	60x60	4T20+12T16	20 et 16
5 ^{eme} 6 ^{eme}	55x55	12T16+4T14	20 et 16

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant

Tableau VI. 16: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Niveaux	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
70x70	RDC	2,38	3,4	3,75	51,536	N	10	1,23	6T8	3.02
						C	15	1,85	6T8	3.02
65x65	1 ^{er} 2 ^{eme}	2,38	3,66	3,75	270,65	N	10	1,09	6T8	3.02
						C	15	1,64	6T8	3.02
60x60	3 ^{eme} ,4 ^{eme}	2,38	3,96	3,75	270,40	N	10	1,13	6T8	3.02
						C	15	1,70	6T8	3.02
55x55	5 ^{eme} 6 ^{eme}	2,38	4,33	3,75	284,84	N	10	1,08	6T8	3.02
						C	15	1,62	6T8	3.02

VI.2.7 LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_l en zone III [1]

Pour : T20.....L_r=100cm

T16.....L_r=80cm

VI.2.8 FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2)(b-2)) cm²

α: Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

L_f: Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau (B=a x b).

N_u: L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r=(a-0,02)^2 [m^2]$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(RDC) = 5208,19KN$$

a.1. Poids revenant au poteau du sous sol 1

- Poids du plancher courant $G \times S = 7.08 \times 31.185 = 220.79kN$

- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = 3,40 \times (0,70)^2 \times 25 = 41.65 kN$

- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 6.30 \times 25 = 30.32 kN$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 0,35 \times 0,55 \times 4.95 \times 25 = 21.65 kN$

$$G=314.41kN$$

a.2. Charge d'exploitation : [5]

$$Q_{ss1} = 5 \times 31.185 = 155.92KN$$

$$N_u(SS1) = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u(SS1) = 658.33KN$$

$$N_u(Sous sol) = N_u(RDC) + N_u(SS1)$$

$$N_u(Sous sol) = 5866.52 KN$$

b. Calcul du ferrailage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 20.21cm$

- $\lambda = \frac{0,7 \times 3.4 \times 10^2}{20.21} = 11.77 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$

- $B_r = (70 - 2)^2 = 4624.cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5866.52 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{4624 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s \geq -7.37cm^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \text{ (Selon le RPA99 version 2003) [1].}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 44.1cm^2$$

On prend : $12T20 + 8T16 = 53,76cm^2$

c. Détermination des armatures transversales :

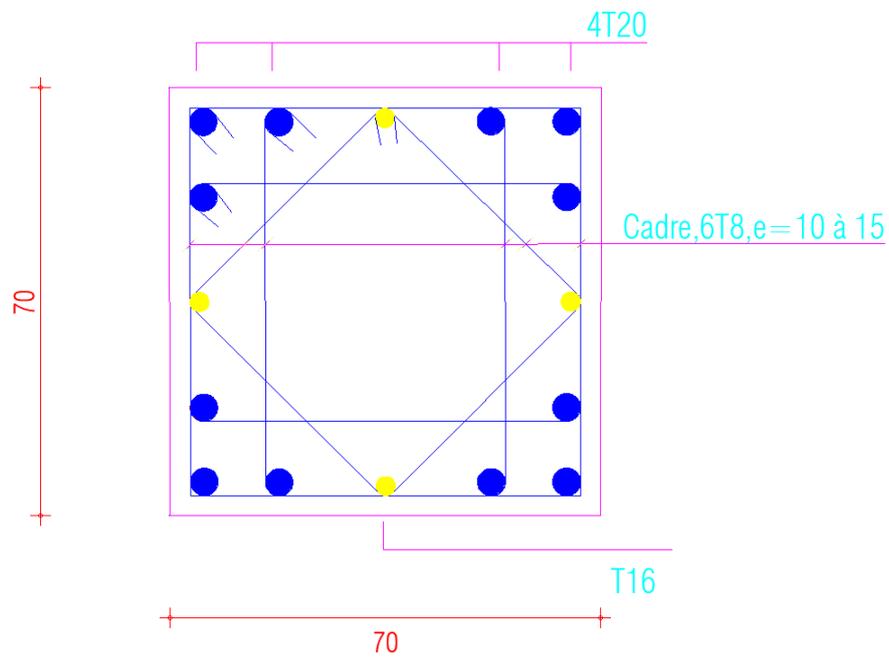
Pour les poteaux d'infrastructure ;

$$A_t = 6T8 = 3 \text{ cm}^2$$

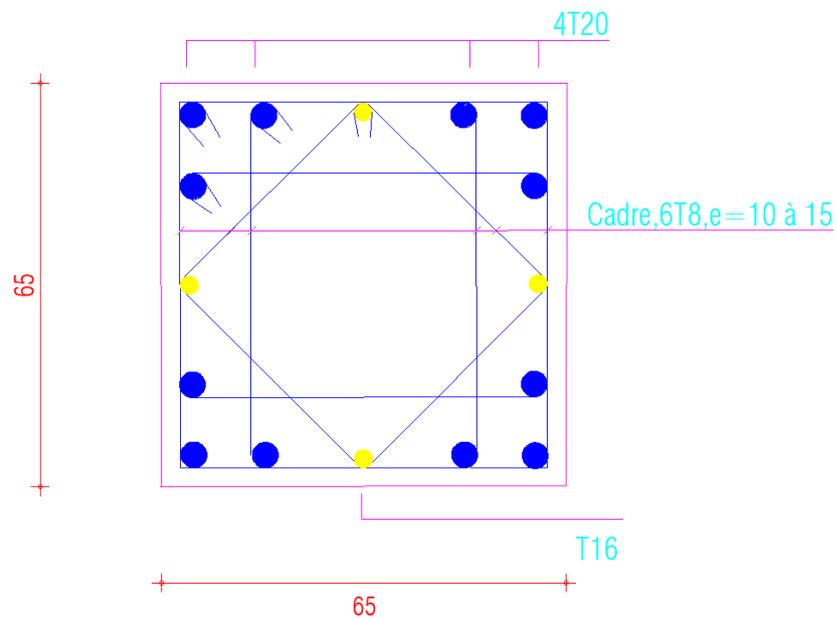
Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

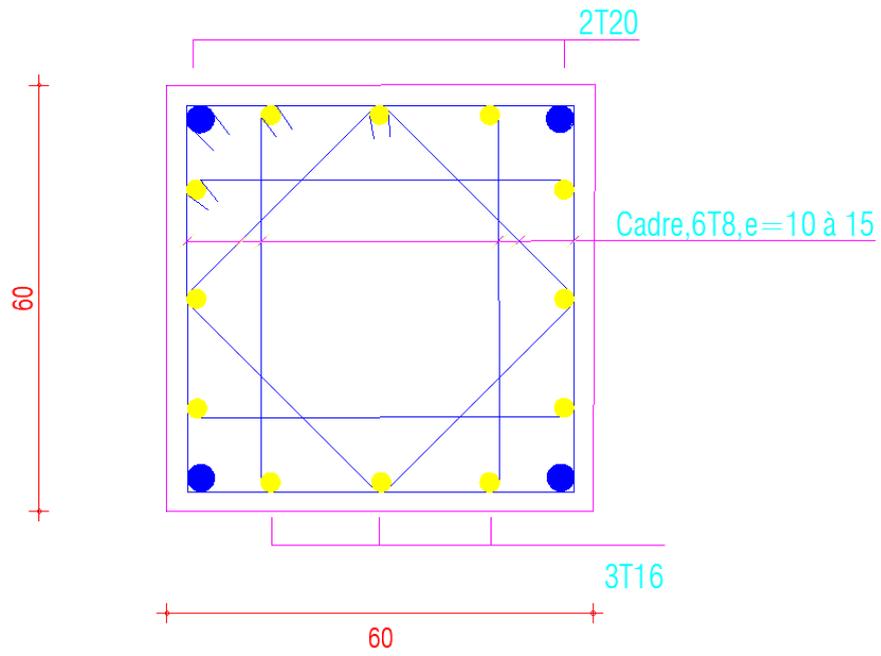
Sous-sol, RDC



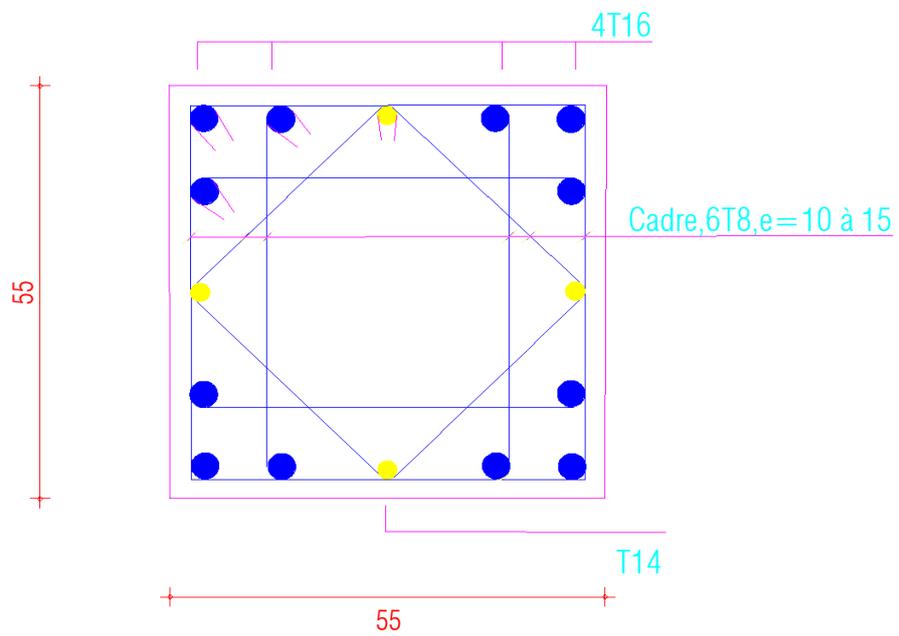
1^{er} étage et 2^{ème} étage



3^{ème}, 4^{ème} étage



5^{ème} et 6^{ème} étage



VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

VI.3.1 INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$
 $0.8G+E$

N.B :

Les poutres sont calculées en fissuration peu préjudiciable (**Art IV.3.a page 38 BAEL 91**).

VI.3.2 RECOMMANDATION DU *RPA99 VERSION 2003*

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%$ en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.3.3 CALCUL DU FERRAILLAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré un seul sens (car on a des plancher en dalle pleine donc toutes les poutres sont porteuses)

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Ferrailage des poutres

a. Poutre principale

Tableau VI. 17: Ferrailage des poutres principales (35x55)

ETAGE	Section	Position	combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{SRPA}^{min}
	(cm ²)			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
RDC	35X55	Appui	G+Q+EX	-220,16	8.98	0	9.62
		Travée	ELU	121,96	5.62	0	9.62
1	35X55	Appui	G+Q+EX	-314,49	13.21	0	9.62
		Travée	ELU	146,66	6.82	0	9.62
2	35X55	Appui	G+Q+EX	-295,96	12.36	0	9.62
		Travée	ELU	123,96	5.72	0	9.62
3	35X55	Appui	G+Q+EX	-334,16	14.12	0	9.62
		Travée	0.8G+EX	133,18	5.3	0	9.62
4	35X55	Appui	G+Q+EX	-328,42	13.85	0	9.62
		Travée	0.8G+EX	126,52	5.03	0	9.62
5	35X55	Appui	G+Q+EX	-326,08	13.75	0	9.62
		Travée	ELU	124,21	5.73	0	9.62
6	35X55	Appui	G+Q+EX	-241,23	9.9	0	9.62
		Travée	G+Q+EX	108,129	4.28	0	9.62

b. Poutre secondaire

Tableau VI. 18: Ferrailage des poutres secondaire (35X55)

ETAGE	Section	Position	combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{SRPA}^{min}
	(cm ²)			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
RDC	35X55	Appui	G+Q+EX	-176,74	7.12	0	9.62
		Travée	ELU	96,64	4.42	0	9.62
1	35X55	Appui	G+Q+EY	-286,98	11.95	0	9.62
		Travée	ELU	153,67	7.17	0	9.62
2	35X55	Appui	G+Q+EY	-243,27	9.99	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	98,52	3.89	0	9.62
3	35X55	Appui	G+Q+EY	-276,81	11.49	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	126,61	5.03	0	9.62
4	35X55	Appui	G+Q+EY	-272,24	11.28	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	126,92	5.04	0	9.62
5	35X55	Appui	G+Q+EY	-267,74	11.08	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	93,5941	3.69	0	9.62
6	35X55	Appui	G+Q+EY	-226,90	9.27	0	9.62
		Travée	ELU	80,53	3.66	0	9.62

VI.3.4 CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Les poutres

Tableau VI. 19: Choix des armatures pour les poutres principales (35x55)

ETAGE	Section	Position	A_s^{\max}	A_s^{\max}	A_{sRPA}^{\min}	A_s	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	35X55	Appui	77	115.5	9.62	8.98	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.62	6T16	12.06
1	35X55	Appui	77	115.5	9.62	13.21	8T16	16.08
		Travée			9.62	6.82	6T16	12.06
2	35X55	Appui	77	115.5	9.62	12.36	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.72	6T16	12.06
3	35X55	Appui	77	115.5	9.62	14.12	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.3	6T16	12.06
4	35X55	Appui	77	115.5	9.62	13.85	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.03	6T16	12.06
5	35X55	Appui	77	115.5	9.62	13.75	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.73	6T16	12.06
6	35X55	Appui	77	115.5	9.62	9.9	8T16	16.08
		Travée			9.62	4.28	6T16	12.06

Tableau VI.20: Choix des armatures pour les poutres secondaires (35x55)

ETAGE	Section	Position	A_s^{\max}	A_s^{\max}	A_{sRPA}^{\min}	A_s	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	35X55	Appui	77	115.5	9.62	7.12	6T16	12.06
		Travée			9.62	4.42	5T16	10.05
1	35X55	Appui	77	115.5	9.62	11.95	6T16	12.06
		Travée			9.62	7.17	5T16	10.05
2	35X55	Appui	77	115.5	9.62	9.99	6T16	12.06
		Travée			9.62	3.89	5T16	10.05
3	35X55	Appui	77	115.5	9.62	11.49	6T16	12.06
		Travée			9.62	5.03	5T16	10.05
4	35X55	Appui	77	115.5	9.62	11.28	6T16	12.06
		Travée			9.62	5.04	5T16	10.05
5	35X55	Appui	77	115.5	9.62	11.08	6T16	12.06
		Travée			9.62	3.69	5T16	10.05
6	35X55	Appui	77	115.5	9.62	9.27	6T16	12.06
		Travée			9.62	3.66	5T16	10.05

VI.3.5 CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [3]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4MPa ; f_e=500MPa$$

Tableau VI. 21: Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35X55	16.08	2.12	Vérifiée
35X55	12.06	2.12	Vérifiée

VI.3.6 VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Acier :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu.

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 250MPa$$

Fissuration très préjudiciable :

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 MPa$$

Avec :

η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s = 250 MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 22: Vérification des contraintes pour les poutres (35x55)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-140,88	7.06	18	188.30	250	Oui
	Travée	104,58	5.72	18	184	250	Oui
1er	Appui	-143,06	6.72	18	179.20	250	Oui
	Travée	106,74	5.84	18	187.80	250	Oui
2eme	Appui	-137,91	6.91	18	184.30	250	Oui
	Travée	110,11	6.02	18	193.70	250	Oui
3eme	Appui	-135,70	6.80	18	181.40	250	Oui
	Travée	86,93	4.75	18	152.90	250	Oui
4eme	Appui	-136,19	6.83	18	182	250	Oui
	Travée	87,46	4.78	18	153.90	250	Oui
5eme	Appui	-146,32	7.33	18	195.60	250	Oui
	Travée	90,41	4.94	18	159.10	250	Oui
6ème	Appui	-133,008	6.67	18	177.80	250	Oui
	Travée	86,26	4.72	18	151.80	250	Oui

Tableau VI 23: Vérification des contraintes pour les la poutre (35x55)

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-88,03	5.05	18	155.90	250	Oui
	Travée	70,35	4.28	18	148.20	250	Oui
1er	Appui	-139,58	8.01	18	247.20	250	Oui
	Travée	111,82	6.80	18	235.60	250	Oui
2eme	Appui	-121,14	6.95	18	214.50	250	Oui
	Travée	118,17	7.19	18	248.90	250	Oui
3eme	Appui	-95,26	5.46	18	168.70	250	Oui
	Travée	66,58	4.05	18	140.30	250	Oui
4eme	Appui	-97,00	5.56	18	171.80	250	Oui
	Travée	64,69	3.93	18	136.30	250	Oui
5eme	Appui	-105,93	6.08	18	187.60	250	Oui
	Travée	85,48	5.20	18	180.10	250	Oui
6ème	Appui	-93,47	4.36	18	165.50	250	Oui
	Travée	75,45	4.59	18	158.90	250	Oui

VI.3.7 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable (selon leBAEL91modifie 99) [3].

Tableau VI. 24: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres

Étage	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
RDC	35X55	181.53	1.62	3	OK
	35X55	177.27	1.58	3	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	35X55	219,47	1.95	3	OK
	35X55	223.39	1.99	3	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	35X55	209.006	1.86	3	OK
	35X55	134.54	1.20	3	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	35X55	215.26	1.92	3	OK
	35X55	198.13	1.76	3	OK

b. Calcul des armatures transversales

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (f_e=500MPa).

Selon le BAEL 91 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \text{(Art III.3.a Page BAEL91)}$$

• **Selon le RPA 99 version 2003 :[1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right. \quad \text{(Art 7.5.2.2 page 66 RPA 99(V2003)}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25: Calcul des armatures transversales

section	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}(\text{cm})$		$A_t^{\text{max}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_t^{adp}(\text{cm}^2)$
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC			
35X55	219,47	1.95	40	13.75	27.5	13.75	27.5	2.26	4T8	2,01
35X55	223.39	1.99	40	13.75	27.5	13.75	27.5	2.26	4T8	2,01

VI.3.8 Ferrailage des poutres liées avec voile :

Poutre principale liée au voile

Tableau VI.26: Ferrailage des poutres principales (35x55)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{min}
	(cm^2)			(kNm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC	35X55	Appui	ELU	-140,35	6.51	0	9.62
		Travée	ELU	114,94	5.29	0	9.62
1	35X55	Appui	G+Q+EX	-353,16	14,76	0	9.62
		Travée	ELU	216,73	10.36	0	9.62
2	35X55	Appui	G+Q+EX	-346,03	14.44	0	9.62
		Travée	ELU	224,38	10.76	0	9.62
3	35X55	Appui	G+Q+EX	-308,16	12.73	0	9.62
		Travée	G+Q+EX	184,163	7,38	0	9.62
4	35X55	Appui	G+Q+EX	-309,97	12,81	0	9.62
		Travée	G+Q+EX	161,62	6.44	0	9.62
5	35X55	Appui	G+Q+EX	-307,88	12,72	0	9.62
		Travée	ELU	144,23	6.7	0	9.62
6	35X55	Appui	G+Q+EX	-222,50	9	0	9.62
		Travée	G+Q+EX	135,08	5,35	0	9.62

c. Poutre secondaire liée avec voile

Tableau VI.27: Ferrailage des poutres secondaire (35X55)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{min}
	(cm ²)			(kNm)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
RDC	35X55	Appui	G+Q+EY	-214,07	8.64	0	9.62
		Travée	ELU	116,30	4.59	0	9.62
1	35X55	Appui	G+Q+EY	-404,11	17.13	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	280,17	11.49	0	9.62
2	35X55	Appui	G+Q+EY	-480,70	20.84	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	358,76	15.02	0	9.62
3	35X55	Appui	G+Q+EY	-544,33	24.08	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	419,88	17,88	0	9.62
4	35X55	Appui	G+Q+EY	-536,44	23,67	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	428,99	18,32	0	9.62
5	35X55	Appui	G+Q+EY	-528,43	23,25	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	389,94	16,47	0	9.62
6	35X55	Appui	G+Q+EY	-442,71	18,98	0	9.62
		Travée	G+Q+EY	355,73	14,88	0	9.62

VI.3.9 CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant

Tableau VI.28: Choix des armatures pour les poutres principales avec voile (35x55)

ETAGE	Section	Position	A_s^{max}	A_s^{max}	A_{sRPA}^{min}	A_s	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	35X55	Appui	77	115.5	9.62	6.51	8T16	16.08
		Travée			9.62	5.29	6T16	12.06
1	35X55	Appui	77	115.5	9.62	14,76	8T16	16.08
		Travée			9.62	10.36	6T16	12.06
2	35X55	Appui	77	115.5	9.62	14.44	8T16	16.08
		Travée			9.62	10.76	6T16	12.06
3	35X55	Appui	77	115.5	9.62	12.73	8T16	16.08
		Travée			9.62	7,38	6T16	12.06
4	35X55	Appui	77	115.5	9.62	12,81	8T16	16.08
		Travée			9.62	6.44	6T16	12.06
5	35X55	Appui	77	115.5	9.62	12,72	8T16	16.08
		Travée			9.62	6.7	6T16	12.06
6	35X55	Appui	77	115.5	9.62	9	8T16	16.08
		Travée			9.62	5,35	6T16	12.06

Tableau VI.29: Choix des armatures pour les poutres secondaires avec voile (35x55)

ETAGE	Section	Position	A_s^{max}	A_s^{max}	A_{sRPA}^{min}	A_s	Choix des armatures	A_s^{adp}
	(cm ²)		(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	35X55	Appui	77	115.5	9.62	8.64	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	4.59	4T16+4T20	20.61
1	35X55	Appui	77	115.5	9.62	17.13	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	11.49	4T16+4T20	20.61
2	35X55	Appui	77	115.5	9.62	19.84	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	15.02	4T16+4T20	20.61
3	35X55	Appui	77	115.5	9.62	20.08	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	17,88	4T16+4T20	20.61
4	35X55	Appui	77	115.5	9.62	23,67	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	18,32	4T16+4T20	20.61
5	35X55	Appui	77	115.5	9.62	19,25	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	16,47	4T16+4T20	20.61
6	35X55	Appui	77	115.5	9.62	18,98	4T16+4T20	20.61
		Travée			9.62	14,88	4T16+4T20	20.61

VI.3.10 CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [3]$$

Avec : $f_{t28}=2,4MPa$; $f_e=500MPa$

Tableau VI. 30 : Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
35X55 (liée avec voile)	16.08	9.62	Vérifiée
35X55 (liée avec voile)	20.61	9.62	Vérifiée

VI.3.11 VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

Acier

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire sur l'acier tendu.

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = k = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_y} \right) \right) = 250MPa$$

Fissuration très préjudiciable :

$$0,8 \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 200 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 31: Vérification des contraintes pour la poutre principale liée avec voile

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-102,28	4.93	18	120.60	250	Oui
	Travée	83,75	4.52	18	147.40	250	Oui
1er	Appui	-203.36	9.81	18	239.90	250	Oui
	Travée	136.29	7.45	18	239.80	250	Oui
2eme	Appui	-208.36	10.1	18	245.80	250	Oui
	Travée	140.81	7.70	18	247.70	250	Oui
3eme	Appui	-126,18	6.09	18	148.80	250	Oui
	Travée	94,86	5.19	18	166.90	250	Oui
4eme	Appui	-136,10	6.57	18	160.50	250	Oui
	Travée	93,27	5.10	18	164.10	250	Oui
5eme	Appui	-155,76	7.52	18	183.70	250	Oui
	Travée	104,88	5.73	18	184.50	250	Oui
6ème	Appui	-116,07	5.60	18	136.90	250	Oui
	Travée	99,09	5.42	18	174.30	250	Oui

Tableau VI.32: Vérification des contraintes pour la poutre secondaire liée avec voile

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Appui	-115,57	4.91	18	120.50	250	Oui
	Travée	84,67	3.60	18	88.20	250	Oui
1er	Appui	-103,73	4.41	18	108.10	250	Oui
	Travée	69,65	2.96	18	72.60	250	Oui
2eme	Appui	-102,00	4.34	18	106.30	250	Oui
	Travée	77,76	3.31	18	81	250	Oui
3eme	Appui	-88,88	3.78	18	92.60	250	Oui
	Travée	49,31	2.10	18	51.40	250	Oui
4eme	Appui	-94,84	4.03	18	98.80	250	Oui
	Travée	51,70	2.20	18	53.90	250	Oui
5eme	Appui	-159,20	6.77	18	165.90	250	Oui
	Travée	85,43	3.63	18	89	250	Oui
6ème	Appui	-142,53	6.06	18	148.60	250	Oui
	Travée	34,83	1.48	18	36.30	250	Oui

VI.3.12 VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_c 28; 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable (selon le BAEL91 modifié 99) [3].

Tableau VI.33: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres

Etage	Section (cm ²)	T_u^{max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
RDC	Poutre principale liée avec voile)	153,50	1.37	3	OK
	Poutre secondaire liée avec voile)	177,65	1.58	3	OK
1 ^{er} , 2 ^{eme}	Poutre principale liée avec voile)	255,54	2.28	3	OK
	Poutre secondaire liée avec voile)	146,10	1.30	3	OK
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	Poutre principale liée avec voile)	185,33	1.65	3	OK
	Poutre secondaire liée avec voile)	115,47	1.03	3	OK
5 ^{eme} , 6 ^{eme}	Poutre principale liée avec voile)	200,70	1.79	3	OK
	Poutre secondaire liée avec voile)	152,53	1.36	3	OK

d. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 ($f_e = 500 \text{MPa}$).

Selon le BAEL 91 : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91})$$

• *Selon le RPA 99 version 2003 :[1]*

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad (\text{Art 7.5.2.2 page 66 RPA 99(V2003)})$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,42\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.34: Calcul des armatures transversales

section	Tu(kN)	τu(MPa)	BAEL91	RPA99		St ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix	A _t ^{adp}
			St(cm)	St(cm)ZN	St(cm)ZC	ZN	ZC			(cm ²)
35X55	255,54	2.28	40	13.75	27.5	13.75	27.5	2.26	6T8	3.02
35X55	177,65	1.58	40	13.75	27.5	13.75	27.5	2.26	6T8	3.02

VI.3.13 RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$L_r = 50\phi$ (zone III). (Art 7.5.2.1 page 65 RPA 99 version 2003)

L_r : Longueur de recouvrement.

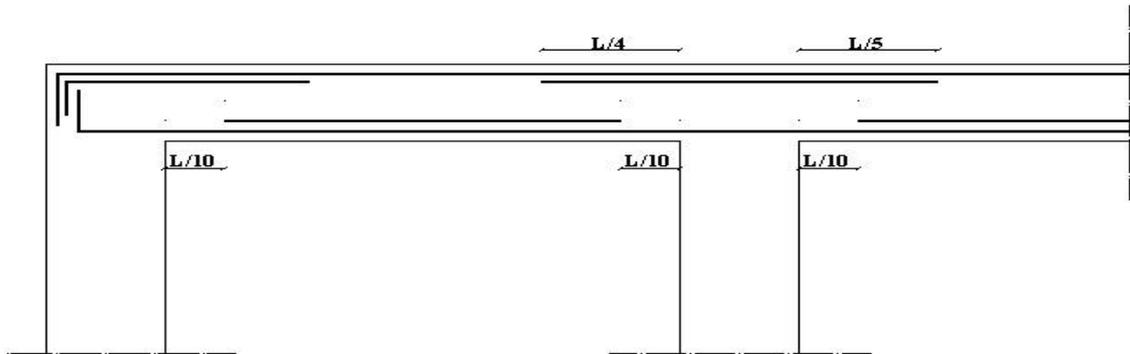
On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$

VI.3.14 ARRÊT DES BARRES

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$



Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

Figure VI. 2 : Arrêt des barres

VI.3.15 CALCUL DE LA FLECHE

D'après BAEL 91[3] :

On doit vérifier $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \text{ Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec
$$I_{Fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \delta \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$\rho = A_s / (b \cdot d) ;$

$\lambda_i = (0,05 \cdot f_{t28}) / \rho(2 + 3b_o/b) ;$

$\lambda_v = (0,02 \cdot f_{t28}) / \rho(1 + 3b_o/d)$

si $\mu < 0$ on prend $\mu = 0$

Tableau VI.35: Calcul de la flèche

Section	Longueur (m)	Mser (kn .m)	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	observation
35X55	6.30	104.58	6.39	2.83	3.56	6.8	Vérifier
35X55	6,30	73.5	4,04	1,64	2,40	6.8	Vérifier

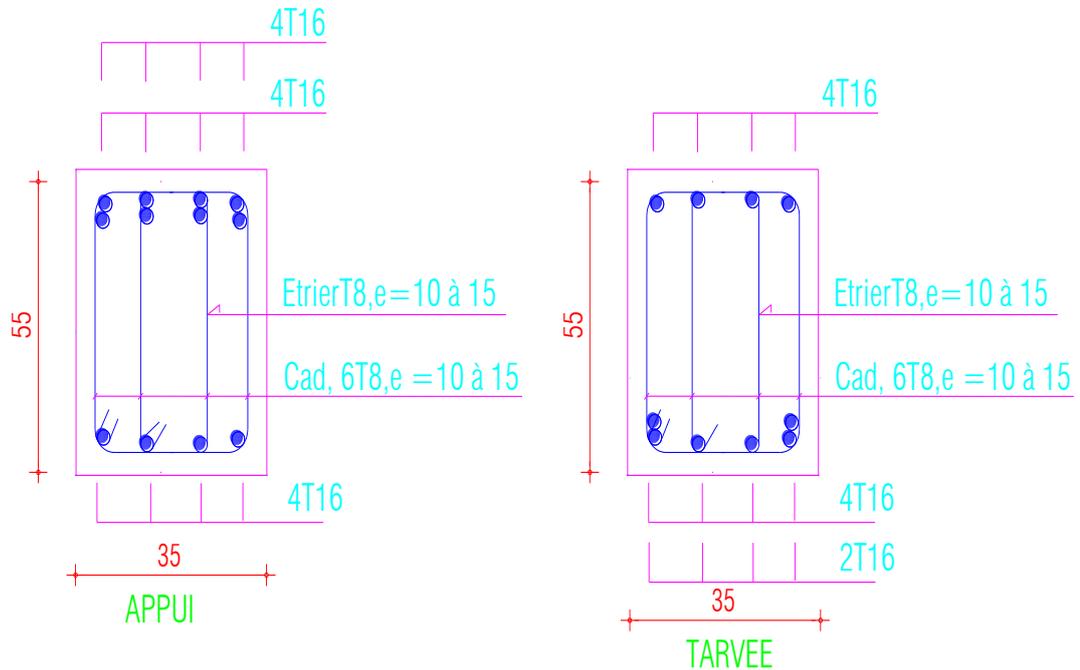


Figure VI. 3: Ferrailage poutre principale (35x55)

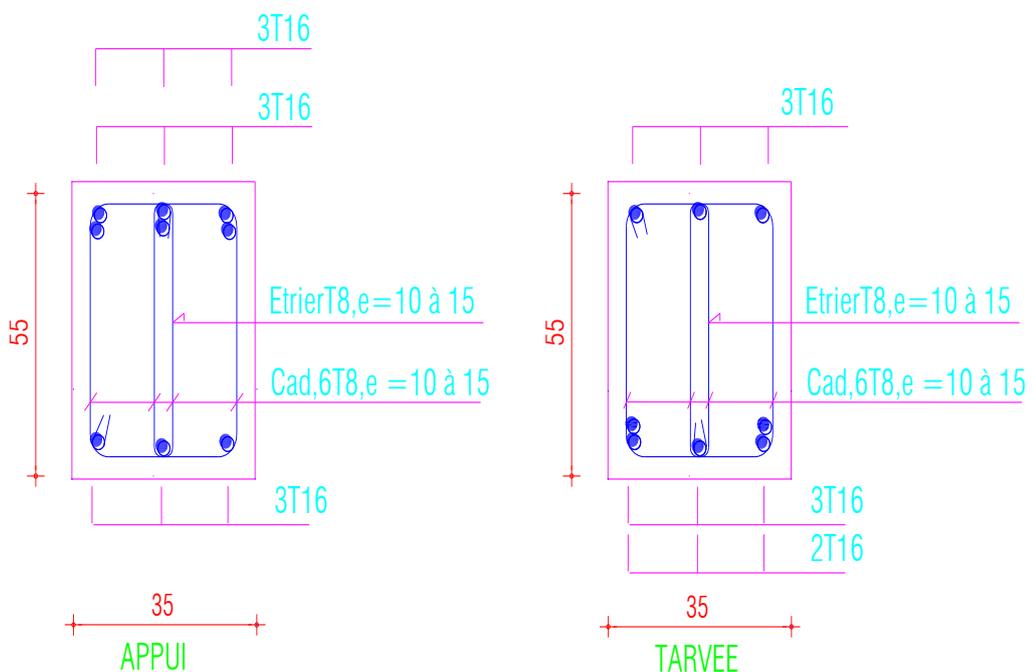


Figure VI. 4 : Ferrailage poutre secondaire (35x55)

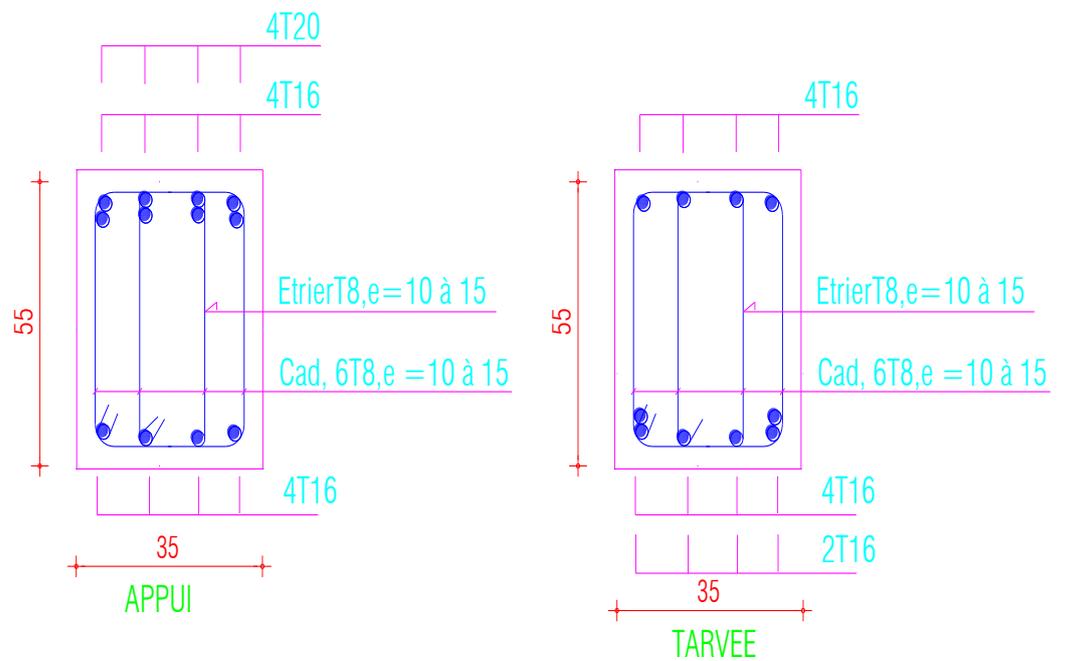


Figure VI. 5 : Ferrailage poutre principale liée avec voile (35x55)

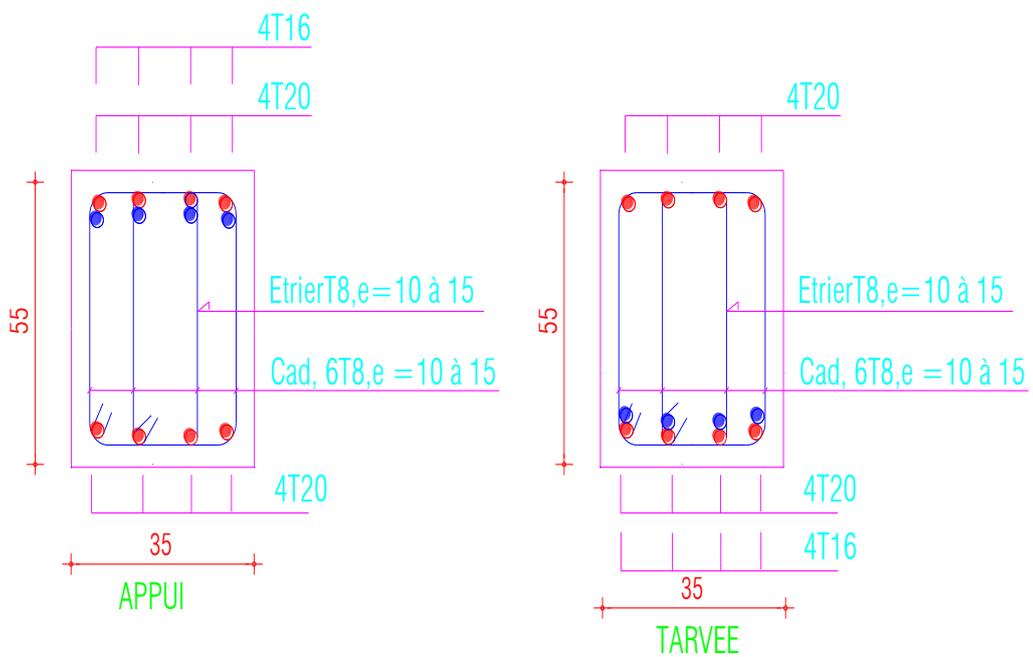


Figure VI. 6 : Ferrailage poutre secondaire liée avec voile (35x55)

VI 4. Ferrailage des voiles :**VI 4 1. Généralistes :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Le rôle des voiles :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués dans notre recherche suivant les dispositions dans la méthode des contraintes selon le règlement PS92 et la méthode proposée dans RPA2018 et Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.
- Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :
- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression

Ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

- **La Méthode des contraintes**
- **Principe des calculs**

a. Aciers verticaux

:Cas 1 :

$\sigma_1, \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ SEC : Donc on ferraille pour la section minimale dans la RPA.

$$A_{smin} = 0.2\%L. e$$

Cas 2 :

$\sigma_1. \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ SET : On calcule F_t

Et calculer la section des armatures verticales. $A_v = \frac{F_t}{F_e}$

- $A_v < A_{min} = 0.2\%. e.$ l' on ferraille avec la section minimale

- $A_v > A_{min}.$: on ferraille avec A_v

Cas 3 :

σ_1, σ_2 : sont de signe différent \Rightarrow SPC

On calcule les contraintes pour la zone tendue

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué. A :

Section transversale du voile.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

e : épaisseur de voile

l : la longueur de voile

b. Aciers horizontaux :

On calcule :

$$A_h = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot S_t}{0.8(0.8)f_e}$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \cdot e \cdot l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V}{a \cdot d}$$

$$\bar{V} = 1.4, d = 0.9l$$

V_u : Effort tranchant

a : épaisseur de voile

L : longueur de voile

S_t : espacement maximale

$$A_h \geq \max (A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin})$$

c. Armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

d. vérification de contraintes de compression :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 22.17 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $|\sigma_c| < |\sigma_{bc}|$

e. vérification de contrainte de cisaillement :

$$\bar{r}_{ub} = 0.2f_{c28} = 6 \text{ Mpa}$$

Condition de vérification : $r_u < \bar{r}_{ub}$

VI 4 3. Exemple de calcul (voile V1) :

- Soit le voile de longueur $L = 4.2$ m
- Epaisseur 0.2m

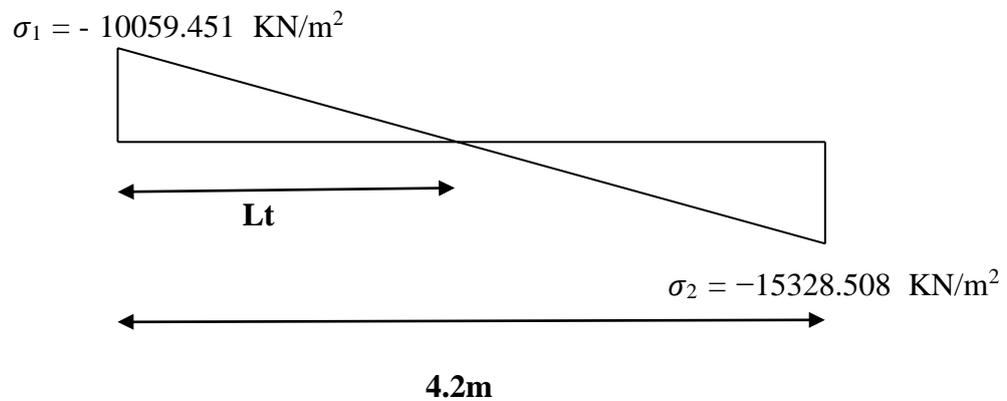
$$N = 2213.004 \text{ KN} ; M = -7464.06 \text{ KN.m} ; V_u = 2482.26 \text{ KN}$$

a. Armature verticales :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = -10059.451 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -15328.508 \text{ KN/m}^2$$



$$L_t = \frac{L}{\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1} = \frac{4.2}{\frac{15328.50}{10059.50} + 1} = 1.66\text{m}$$

$$N_t = 0.5 * \sigma_1 * L_t * e \text{ voile}$$

$$N_t = 1674.10\text{KN}$$

$$A_s = (N_t / FeE) = 3887.1 / 500 = 33.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.2\% * e * l = 16.8\text{cm}^2$$

b. armature horizontal :

$$\bar{V} = 1.4V_u = 3475.164 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{a.d} = \frac{3475.16}{0.2 \cdot (0.9 \cdot 4.2)} = 4.59$$

$$A_{h1} = \frac{r_u \cdot a \cdot St}{0.8^2 \cdot FeE} = \frac{3.59 \cdot 200 \cdot 150}{0.8^2 \cdot 500} = 4.31$$

$$A_{h2} = \frac{2Av}{3} = 36.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 4.2 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \{A_{h1}, A_{h2}, A_{hmin}\} = 36.18 \text{ cm}^2$$

Soit : 2*19T12====> S_t= 15 cm

c. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{3475.16 \cdot 1000}{500} = 76.45 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

d. vérification de contraint de compression :

$$|\sigma_1| = \sigma_c = 10.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 22.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} > \sigma_c \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

e. vérification de la contraint de cisaillement :

$$r_u = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{r}_u = 6 \text{ Mpa}$$

$$\bar{r}_u > r_u \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Armateur vertical :

- Voile (V1) : $L= 4.2m$; $e= 0.2m$

Tableau VI 36: Calcul des armatures vertical V1

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	2213.00	-7464.06	-10059.45	15328.5	1.66	1674.1	33.48	2*24T12	10	54.28
1	-2223.76	-7820.32	-10652.53	-15947.2	1.68	1791.8	35.83	2*24T12	10	54.28
2	-1896.34	-6239.16	8353.269	-12868.4	1.65	1381	27.61	2*24T12	10	54.28
3	-1156.23	5017.51	-7156.716	9909.6	1.76	1260.5	25.21	2*24T12	10	54.28
4	-878.33	2834.75	-3775.372	5866.6	1.64	620.9	12.41	2*24T12	10	54.28
5	-611.20	1285.44	-1458.503	2913.7	1.40	204.3	4.086	2*24T12	10	54.28
6	-267.11	781.47	-1011.043	1647.00	1.60	161.5	3.23	2*24T12	10	54.28

- Voile (V2) : $L= 1m$; $e= 0.2m$

TableauVI 37 : Calcul des armatures vertical V2

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	-392.77	32.76	981.050	2946.7	0.25	24.5	0.49	2*10T12	10	22.62
1	-90.37	371.08	-10680.55	11584.3	0.48	512.4	10.24	2*10T12	10	22.62
2	-395.66	242.13	-5285.600	9242.2	0.36	192.3	3.84	2*10T12	10	22.62
3	-146.44	325.62	-9036.400	10500.8	0.46	418	8.35	2*10T12	10	22.62
4	-276.33	240.86	-5844.150	8607.5	0.40	236.3	4.72	2*10T12	10	22.62
5	-227.22	231.58	-5811.300	8083.5	0.42	243	4.86	2*10T12	10	22.62
6	-167.69	187.92	-4799.150	6476.1	0.43	204.3	4.085	2*10T12	10	22.62

- Voile(V3) : L= 4.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 38 : Calcul des armatures vertical V3

etage	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	-1403.53	2126.93	-2084.20	5507.5	1.13	234.6	4.69	2*24T12	10	54.28
1	-1929.54	-4235.84	5206.40	-9912.6	1.41	735.1	14.70	2*24T12	10	54.28
2	-2497.97	-70.93	-2919.72	-3172.9	1.96	573.7	11.47	2*24T12	10	54.28
3	-765.33	2377.72	-3310.07	5176.7	1.60	529.3	10.58	2*24T12	10	54.28
4	-594.62	1487.21	-1929.00	3379.3	1.49	287.4	5.74	2*24T12	10	54.28
5	-416.69	1041.10	-1349.84	2366.2	1.49	201	4.02	2*24T12	10	54.28
6	-256.91	826.68	-1162.03	1788.6	1.61	187.6	3.75	2*24T12	10	54.28

- Voile (V4) : L= 1m ; e= 0.2m

Tableau VI 39 : Calcul des armatures vertical V4

etage	N (KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As Adoptees (cm ²)
RDC	-616.13	78.07	738.55	5422.8	0.12	8.9	0.17	2*10T12	10	22.62
1	-242,57	225.20	-5543.15	7968.9	0,41	227.4	4.54	2*10T12	10	22.62
2	-443.68	149.50	-2266.60	6703.4	0,25	57.3	1.14	2*10T12	10	22.62
3	-221.78	173.53	-4097.00	6314.8	0,39	161.2	3.22	2*10T12	10	22.62
4	-222.17	109.45	-2172.65	4394.4	0,33	71.9	1.43	2*10T12	10	22.62
5	-153.74	97.20	-2147.30	3684.7	0,37	79.7	1.58	2*10T12	10	22.62
6	-73.71	75.93	-1909.35	2646.5	0,42	80	1.60	2*10T12	10	22.62

- Voile (V5) : L= 5m ; e= 0.2m

Tableau VI 40 : Calcul des armatures vertical V5

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
RDC	3857.37	-1001.44	2655.64	5059.1	1.71	457.1	9.14	2*30T12	10	67.86
1	-3083.51	-12261.26	11630.00	-17797	1.98	2298.2	45.96	2*30T12	10	67.86
2	-2631.21	-8598.56	7687.06	-12949.5	1.86	1431.7	28.36	2*30T12	10	67.86
3	-1939.23	6899.73	-6340.44	10218.9	1.91	1213.9	24.27	2*30T12	10	67.86
4	-1196.30	4100.67	-3724.50	6117.1	1.89	704.8	14.09	2*30T12	10	67.86
5	.13	369.71	118.528	1005.8	0.53	6.2	0.12	2*30T12	10	67.86
6	-534.37	1054.42	-730.934	1799.7	1.44	105.6	2.11	2*30T12	10	67.86

- Voiles (V6) : L= 6.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 41 : Calcul des armatures vertical V6

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	A _s adoptées (cm ²)
RDC	-6160.45	12965.94	-5404.04	15503.1	1.58	852.1	17.04	2*36T12	10	81.44
1	-6673.05	21660.07	-11993.3	22932.8	2.09	2512.2	50.24	2*36T12	10	81.44
2	-5225.01	-16071.11	8674.29	-17239.9	2,04	1771.2	35.42	2*36T12	10	81.44
3	-3828.08	-12125.85	6638.51	- 12914.1	2.07	1374.9	27.49	2*36T12	10	81.44
4	-2405.34	-6683.55	3416.92	-7360.1	1.93	660.8	13.21	2*36T12	10	81.44
5	-1401.16	-3545.56	1710.06	-4007	1.82	312	6.24	2*36T12	10	81.44
6	21.20	2592.93	-2073.13	2107.9	1.70	627	12.54	2*36T12	10	81.44

- Voiles (V7) : $L = 3.55\text{m}$; $e = 0.2\text{m}$

Tableau VI 42: Calcul des armatures vertical V7

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	- 7676.52	-39.04	10719.00	10904.9	1.76	1886.3	37.72	2*6T14+14T12	10	50.14
1	-9315.30	-639.83	-11597.04	-14643.2	1.57	1819.5	36.39	2*6T14+14T12	10	50.14
2	-6888.94	425.37	8690.148	10715.3	1.59	1381.5	27.63	2*6T14+14T12	10	50.14
3	-5212.96	-300.68	-6626.434	-8058	1.60	1061.5	21.23	2*6T14+14T12	10	50.14
4	-181.82	1318.8	-3033.358	3545.5	1.63	496.5	9.93	2*6T14+14T12	10	50.14
5	-227.56	809.02	-1605.349	2246.4	1.48	237.5	4.75	2*6T14+14T12	10	50.14
6	-123.96	413.39	-809.475	1158.7	1.46	118.2	2.36	2*6T14+14T12	10	50.14

- Voiles (V8) : $L = 6.1\text{m}$; $e = 0.2\text{m}$

Tableau VI 43: Calcul des armatures vertical V8

etage	N(KN)	M (KN,m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Lt(m)	FT (cm ³)	As (cm ²)	choix d'armatur es	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	-7851.32	-19.75	-6419.585	-6451.4	3.04	1953.1	39.06	2*36T12	10	81.44
1	-6997.17	21042.45	-11229.77	22700.5	2.02	2267.2	45.34	2*36T12	10	81.44
2	-5594.58	-15562.41	7961.236	-17132.7	1.94	1540.7	30.81	2*36T12	10	81.44
3	1202.14	11583.47	-8353.637	10324.4	2,73	2279	40,46	2*36T12	10	81.44
4	-3114.41	187.89	2401.312	2704.3	2.87	688.9	13.78	2*36T12	10	81.44
5	12.70	3496.59	-2808.663	2829.5	3.04	853.5	17.06	2*36T12	10	81.44
6	-21.07	2718.36	-2174.366	2208.9	3.03	658	13.16	2*36T12	10	81.44

2- Armature horizontale :

- Voiles (V1) : L= 4.2m ; e= 0.2m

Tableau VI 44 : Calcul des Armature horizontale V1

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armat ures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	4.31	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
1	3.56	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
2	3.75	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
3	4.2	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
4	3.24	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
5	2.21	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98
6	7.06	36.18	12.6	36.18	2*19T12	15	42.98

- Voiles (V2) : L= 1m ; e= 0.2m

Tableau VI 45: Calcul des Armature horizontale V2

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As Adoptees (cm ²)
RDC	1.37	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
1	1.82	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
2	1.34	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
3	1.8	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
4	1.63	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
5	1.54	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
6	1.60	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1

- **Voiles (V3) :** L= 4.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 46 : Calcul des Armature horizontale V3

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	2.01	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
1	3.03	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
2	3.44	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
3	2.80	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
4	2.17	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
5	1.62	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98
6	0.93	36.18	12.3	36.18	2*19T12	15	42.98

- **Voiles (V4) :** L= 1m ; e= 0.2

Tableau VI 47 : Calcul des Armature horizontale V4

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	0.09	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
1	0.11	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
2	0.09	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
3	0.41	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
4	0.27	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
5	0.21	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1
6	0.13	15.08	3	15.08	2*38T8	15	19.1

- Voiles (V5) : L=5m ; e= 0.2m

Tableau VI 48 : Calcul des Armature horizontale V5

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptees (cm ²)
RDC	0.29	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
1	0.26	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
2	0.23	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
3	0.27	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
4	0.23	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
5	0.20	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24
6	0.09	45.24	15	45.24	2*20T12	14	45.24

- Voiles (V6) : L= 6.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 49 : Calcul des Armature horizontale V6

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptees (cm ²)
RDC	0.39	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
1	0.38	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
2	0.36	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
3	0.41	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
4	0.30	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
5	0.23	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
6	0.12	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34

- Voiles (V7) : L= 3.55m ; e= 0.2m

Tableau VI 50 : Calcul des Armature horizontale V7

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	0.25	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
1	0.34	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
2	0.34	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
3	0.36	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
4	0.30	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
5	0.24	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2
6	0.11	33.42	10.65	33.42	2*16T12	17	36.2

- Voiles (V8) : L= 6.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 51 : Calcul des Armature horizontale V8

etage	AH1 (cm ²)	AH2 (cm ²)	AHmin (cm ²)	As (cm ²)	choix d'armatures	esp	As adoptées (cm ²)
RDC	0.39	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
1	0.35	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
2	0.35	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
3	0.39	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
4	0.28	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
5	0.21	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34
6	0.11	54.29	18.3	54.29	2*28T12	10	63.34

3. Armatures de joint de bétonnage :

- **Voiles (V1) :** L= 4.2m ; e= 0.2m

Tableau V52 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V1

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	2482.26	3475.16	4.2	0.20	500	76.45	2*24T16	10à20	96.52
1	2049.04	2868.66	4.2	0.20	500	63.11	2*24T16	10à20	96.52
2	2160.06	3024.08	4.2	0.20	500	66.53	2*24T16	10à20	96.52
3	2419.21	3386.89	4.2	0.20	500	74.51	2*24T16	10à20	96.52
4	1868.98	2616.57	4.2	0.20	500	57.56	2*24T16	10à20	96.52
5	1274.81	1784.73	4.2	0.20	500	39.26	2*24T16	10à20	96.52
6	407.39	570.35	4.2	0.20	500	12.55	2*24T16	10à20	96.52

- **Voiles (V2) :** L= 1 m ; e= 0.2m

Tableau VI 53 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V2

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	189.09	264.72	1	0.20	500	5.82	2*10T12	10	22.62
1	249.28	348.99	1	0.20	500	7.68	2*10T12	10	22.62
2	184.54	258.36	1	0.20	500	5.68	2*10T12	10	22.62
3	252.87	354.02	1	0.20	500	7.78	2*10T12	10	22.62
4	224.18	313.85	1	0.20	500	6.90	2*10T12	10	22.62
5	211.43	296.00	1	0.20	500	6.51	2*10T12	10	22.62
6	220.37	308.52	1	0.20	500	6.78	2*10T12	10	22.62

- **Voiles (V3) :** L= 4.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 54: Calcul des armatures de joint de bétonnage V3

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	1217.98	1705.17	4.1	0.20	500	37.51	2*24T12	10à20	54.28
1	1702.75	2383.85	4.1	0.20	500	52.44	2*24T12	10à20	54.28
2	1927.43	2698.40	4.1	0.20	500	49.36	2*24T12	10à20	54.28
3	1576.51	2207.11	4.1	0.20	500	48.55	2*24T12	10à20	54.28
4	1225.16	1715.22	4.1	0.20	500	37.73	2*24T12	10à20	54.28
5	912.18	1277.05	4.1	0.20	500	28.09	2*24T12	10à20	54.28
6	525.76	736.06	4.1	0.20	500	16.19	2*24T12	10à20	54.28

- **Voiles (V4) :** L= 1m ; e= 0.2m

Tableau VI 55 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V4

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	123.19	172.47	1	0.20	500	3.79	2*10T12	10	22.62
1	145.34	203.48	1	0.20	500	4.48	2*10T12	10	22.62
2	129.64	181.50	1	0.20	500	3.99	2*10T12	10	22.62
3	573.28	802.59	1	0.20	500	17.66	2*10T12	10	22.62
4	375.98	526.37	1	0.20	500	11.58	2*10T12	10	22.62
5	292.87	410.02	1	0.20	500	9.02	2*10T12	10	22.62
6	173.04	242.26	1	0.20	500	5.33	2*10T12	10	22.62

- **Voiles (V5) :** L= 5m ; e= 0.2m

Tableau VI 56 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V5

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	2028.43	2839.80	5	0.20	500	62.48	2*30T12	10	67.86
1	1814.65	2540.51	5	0.20	500	55.89	2*30T12	10	67.86
2	1586.45	2221.03	5	0.20	500	48.86	2*30T12	10	67.86
3	1846.52	2585.13	5	0.20	500	56.87	2*30T12	10	67.86
4	1567.63	2194.68	5	0.20	500	48.28	2*30T12	10	67.86
5	1385.83	1940.16	5	0.20	500	42.68	2*30T12	10	67.86
6	626.12	876.57	5	0.20	500	19.28	2*30T12	10	67.86

- **Voiles (V6) :** L= 6.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 57 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V6

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	3299.78	4619.69	6.1	0.20	500	101.63	2*36T20	10	113.1
1	3236.04	4530.46	6.1	0.20	500	99.67	2*36T20	10	113.1
2	3060.79	4285.11	6.1	0.20	500	94.27	2*36T20	10	113.1
3	3401.71	4762.39	6.1	0.20	500	104.77	2*36T20	10	113.1
4	2496.86	3495.60	6.1	0.20	500	76.90	2*36T20	10	113.1
5	1926.68	2697.35	6.1	0.20	500	59.34	2*36T20	10	113.1
6	994.84	1392.78	6.1	0.20	500	30.64	2*36T20	10	113.1

- **Voiles (V7) :** $L= 3.55\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI 58 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V7

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	1221.83	1710.56	3.55	0.20	500	37.63	2*24T12	10	54.28
1	1684.35	2358.09	3.55	0.20	500	51.88	2*24T12	10	54.28
2	1679.22	2350.91	3.55	0.20	500	51.72	2*24T12	10	54.28
3	1737.56	2432.58	3.55	0.20	500	53.52	2*24T12	10	54.28
4	1442.93	2020.10	3.55	0.20	500	44.44	2*24T12	10	54.28
5	1174.44	1644.22	3.55	0.20	500	36.17	2*24T12	10	54.28
6	539.48	755.27	3.55	0.20	500	16.61	2*24T12	10	54.28

- **Voiles (V8) :** $L= 6.1\text{m}$; $e= 0.2\text{m}$

Tableau VI 59 : Calcul des armatures de joint de bétonnage V8

Etage	Vu (KN)	Vu (KN)	L(m)	e(m)	FeE (MPA)	As (cm ²)	Choix d'armatures	esp	As adoptée (cm ²)
RDC	3241.08	4537.51	6.1	0.20	500	99.82	2*36T20	10	113.1
1	2925.58	4095.81	6.1	0.20	500	90.11	2*36T20	10	113.1
2	2948.50	4127.9	6.1	0.20	500	90.81	2*36T20	10	113.1
3	3272.38	4581.33	6.1	0.20	500	100.79	2*36T20	10	113.1
4	2351.08	3291.51	6.1	0.20	500	72.41	2*36T20	10	113.1
5	1770.68	2478.95	6.1	0.20	500	54.54	2*36T20	10	113.1
6	980.53	1372.74	6.1	0.20	500	30.20	2*36T20	10	113.1

3- Vérification des contraint de compression et cisaillement :

- Voiles (V1) : L= 4.2m ; e= 0.2m

Tableau VI 60 : Vérification des contraintes de compression et cisaillement V1

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	10.06	22,17	vérifier	4.60	6	Vérifiée
1	10.65	22,17	vérifier	3.80	6	Vérifiée
2	8.35	22,17	vérifier	4	6	Vérifiée
3	7.16	22,17	vérifier	4.48	6	Vérifiée
4	3.77	22,17	vérifier	3.46	6	Vérifiée
5	14.58	22,17	vérifier	2.36	6	Vérifiée
6	10.11	22,17	vérifier	2.54	6	Vérifiée

- Voiles (V2) : L= 1m ; e= 0.2m

Tableau VI 61 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V2

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	0.98	22,17	vérifier	1,47	6	Vérifiée
1	10.68	22,17	vérifier	1.94	6	Vérifiée
2	5.28	22,17	vérifier	1.43	6	Vérifiée
3	9.03	22,17	vérifier	1.97	6	Vérifiée
4	5.84	22,17	vérifier	1.74	6	Vérifiée
5	5.81	22,17	vérifier	1.64	6	Vérifiée
6	4.80	22,17	vérifier	1,71	6	Vérifiée

- Voiles (V3) : L= 4.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 62: Vérification des contraint de compression et cisaillement V34

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	2.08	22,17	vérifier	2.15	6	vérifiée
1	5.21	22,17	vérifier	3.23	6	vérifiée
2	2.92	22,17	vérifier	3.67	6	vérifiée
3	3.31	22,17	vérifier	2.99	6	vérifiée
4	1.93	22,17	vérifier	2.32	6	vérifiée
5	1.35	22,17	vérifier	1.73	6	vérifiée
6	1.16	22,17	vérifier	0.99	6	vérifiée

- Voiles (V4) : L= 1m ; e= 0.20m

Tableau VI 63 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V4

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	0.74	22,17	vérifier	0.96	6	vérifiée
1	5.54	22,17	vérifier	1.13	6	vérifiée
2	2.27	22,17	vérifier	1.00	6	vérifiée
3	4.10	22,17	vérifier	4.46	6	vérifiée
4	2.17	22,17	vérifier	2.90	6	vérifiée
5	2.15	22,17	vérifier	2.28	6	vérifiée
6	1.91	22,17	vérifier	1.35	6	vérifiée

- Voiles (V5) : L= 5m ; e= 0.2m

Tableau VI 64 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V5

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	2.65	22,17	vérifiée	3.15	6	vérifiée
1	11.63	22,17	vérifiée	2.82	6	vérifiée
2	7.69	22,17	vérifiée	2.47	6	vérifiée
3	6.34	22,17	vérifiée	2.87	6	vérifiée
4	3.72	22,17	vérifiée	2.44	6	vérifiée
5	0.12	22,17	vérifiée	2.15	6	vérifiée
6	0.731	22,17	vérifiée	0.97	6	vérifiée

- Voiles (V6) : L= 6.1m ; e= 0.2m

Tableau VI 65 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V6

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	5.40	22,17	vérifiée	4.21	6	vérifiée
1	11.99	22,17	vérifiée	4.13	6	vérifiée
2	8.67	22,17	vérifiée	3.90	6	vérifiée
3	6.64	22,17	vérifiée	4.34	6	vérifiée
4	3.42	22,17	vérifiée	3.18	6	vérifiée
5	1.71	22,17	vérifiée	2.46	6	vérifiée
6	2.07	22,17	vérifiée	1,27	6	vérifiée

- Voiles (V7) : L= 3.55m ; e= 0.2m

Tableau VI 66 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V7

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	10.72	22,17	vérifiée	2.68	6	vérifiée
1	11.60	22,17	vérifiée	3.69	6	vérifiée
2	8.69	22,17	vérifiée	3.68	6	vérifiée
3	6.63	22,17	vérifiée	3.81	6	vérifiée
4	3.03	22,17	vérifiée	3.16	6	vérifiée
5	1.61	22,17	vérifiée	2.57	6	vérifiée
6	0.82	22,17	vérifiée	1.18	6	vérifiée

- Voiles (V8) : L= 6.10m ; e= 0.2m

Tableau VI 67 : Vérification des contraint de compression et cisaillement V8

etage	δc	δbc	Obs	ru	rub	Obs
RDC	6.42	22,17	vérifiée	4.13	6	vérifiée
1	11.23	22,17	vérifiée	3.73	6	vérifiée
2	7.96	22,17	vérifiée	3.75	6	vérifiée
3	8.35	22,17	vérifiée	4.17	6	vérifiée
4	2.40	22,17	vérifiée	2.99	6	vérifiée
5	2.81	22,17	vérifiée	2.25	6	vérifiée
6	2.17	22,17	vérifiée	1.25	6	vérifiée

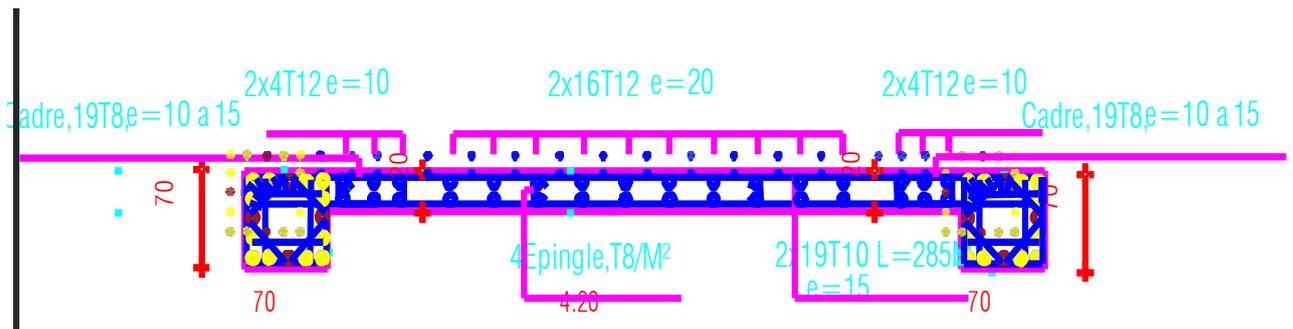


Figure VI.7 : Ferrailage de voile V1

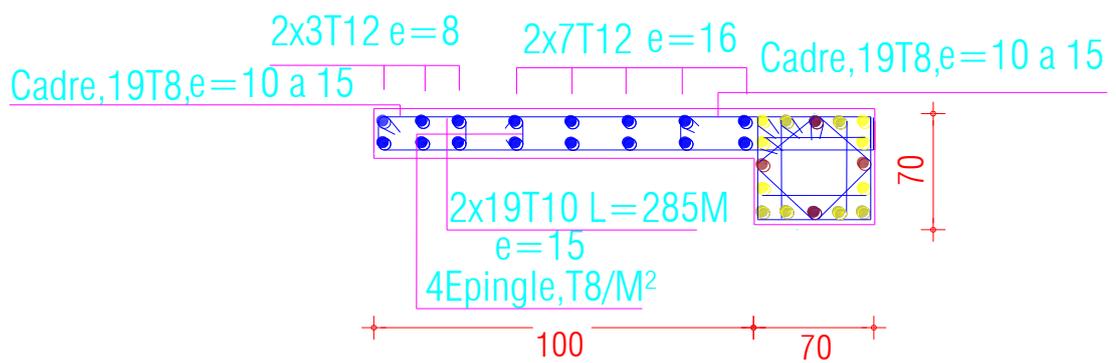


Figure VI.8 : Ferrailage de voile V2

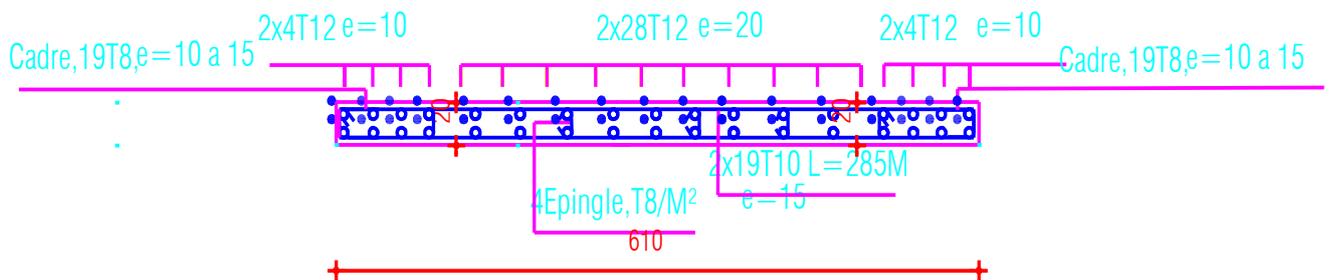


Figure VI.9 : Ferrailage de voile V6

VI.3 Ferrailage des voiles du sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure (le plus pénalisant en compression soit sous $(1,35G + 1,5Q)$).

Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation donc nous avons les mêmes ferrailages que le RDC.

Récapitulatifs

Le ferrailage de poteau, poutre et voile est essentiel dans la construction pour assurer la résistance et la stabilité des structures en béton armé. Il consiste à placer des barres d'acier correctement dimensionnées et positionnées dans les éléments structurels afin de renforcer leur capacité à supporter les charges appliquées. Le ferrailage permet de contrôler les déformations et les contraintes dans les éléments en béton, assurant ainsi la durabilité et la sécurité de la structure. Il est crucial de suivre les normes et les recommandations en matière de ferrailage pour garantir des résultats optimaux en termes de performance structurale.

Chapitre VII
Étude Thermique

VII.1 INTRODUCTION

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **25m** dans les wilayas non côtières, il y a lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Les sollicitations prises en considération sont les charges dues aux déformations imposées par ces variantes de températures et qui sont dues aux dimensions dépassant les 25 mètres ; ces dimensions sont de type uniforme par contre la sollicitation due aux charges de grades thermiques ne sont pas considérées dans notre cas car ceux là font l'objet d'une étude approfondie est destinée pour les grands ouvrages (ponts, château -d'eau ...).

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de la traction dans le cas la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas de raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Pour notre cas on va traiter uniquement la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à 30m ($L_x=59.4$ m et $L_y=30$ m) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

VII.2 COEFFICIENT DE DILATATION DU BETON

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Cette circonstance a permis le développement du béton armé. Les ouvrages hyperstatiques étant soumis à des températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

VII.3 COEFFICIENT THERMIQUE

Afin de quantifier l'influence de la température dans les différents éléments de contreventement de la structure compte tenu des dimensions en plans : $L_x=59.4\text{m}$ et $L_y=30\text{m}$ et en prenant en considération l'article B.5.1 du CBA93 [2], Un calcul à la température a été conduit sur cette base.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel ETABS (version 20.3.0) en introduisant le tenseur de la température comme charge d'accompagnement.

VII.4 CONVENTION DE SIGNE

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$ Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$ Raccourcissement, compression.

VII.5 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

VII.5.1 MODULE D'ELASTICITE INSTANTANE « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

VII.5.2 MODULE D'ELASTICITE DIFFERE « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \zeta$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire .

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 30MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179,55MPa \\ E_{vj} = 11496,76MPa \end{cases}$$

VII.6 LES TEMPERATURES A UTILISER DANS LE CALCUL

Sont de trois types :

1. La température de réalisation : $T = \frac{10+25}{2} \approx 18 \text{ }^\circ\text{C}$.

2. La température extérieure (température extrême) :

En Algérie du Nord (climat tempéré) = 35°C et -15°C

L'augmentation de la température autorise la dilatation de l'élément par contre la diminution de la température provoque le raccourcissement.

Dans notre cas on ne considère pas le raccourcissement qui est favorable on prendra uniquement $T = 20^\circ\text{C}$.

1 er CAS $T = 20^\circ$:

POUTRE PRINCIPALE

Tableau VII. 1: Ferrailage des poutres principales (35X55)

ETAGE	Section	Positio n	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adoptée)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(kN)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-201,04	-1707,72	0	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	142.03	-1622,80	0	6T16	12.06	9.62
1ER	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-225.40	-960,07	0.65	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	145.49	-1611,29	0	6T16	12.06	9.62
2EME,	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-199.52	-392,06	4.33	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	151.11	-80,04	5.22	6T16	12.06	9.62
3EME	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-234.51	-1442,76	0	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	138.16	-1581,64	0	6T16	12.06	9.62
4EME	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-217.11	-1431,32	0	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	128,82	-1442,90	0	6T16	12.06	9.62
5EME	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-210.49	-1142,99	0	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	146.37	-1482,77	0	6T16	12.06	9.62
6EME	35x55	Appui	1,35G+1,5Q+0,8T	-179.39	-1672,72	0	8T16	16.08	9.62
		Travée	1,35G+1,5Q+0,8T	139.05	-1495,73	0	6T16	12.06	9.62

POUTRE SECONDAIRE

Tableau VII. 2: Ferrailage des poutres secondaire (35X55)

ETAGE	Section	Position	Combinaison	M^{max}	N	A_s	Choix des armatures	A_s (adopté e)	A_s^{min} (RPA) (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(kN)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-164,39	-1570,95	0	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	124,83	-1435,42	0	5T16	10.05	9.62
1ER	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-119,53	-1205,74	0	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	84,38	-1434,98	0	5T16	10.05	9.62
2EME,	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-190,84	-733,23	0.90	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	105,98	-1579,1	0	5T16	10.05	9.62
3EME	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-115,94	-1425,82	0	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	70,74	-1301,00	0	5T16	10.05	9.62
4EME	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-126,76	-1501,72	0	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	75,37	-1370,00	0	5T16	10.05	9.62
5EME	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-287,26	-1086,82	2.82	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	75,97	-1420,95	0	5T16	10.05	9.62
6EME	35x55	Appui	$1,35G+1,5Q+0,8T$	-250,52	-1100,38	0.82	6T16	12.06	9.62
		Travée	$1,35G+1,5Q+0,8T$	54,21	-1368,31	0	5T16	10.05	9.62

2^{ème} CAS (ELU, G+Q±E, 0.8G±E)

POUTRE PRINCIPALE

Tableau VII. 3: Ferrailage des poutres principales (35X55)

ETAGE	Section	Positio n	Combinaison	M^{max}	A_s	Choix des armatures	A_s (adopté e)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
	(cm^2)			(kNm)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)
RDC	35x55	Appui	G+Q+EX	-241,36	9.8	8T16	16.08	9.62
		Travée	G+Q+EX	142,10	5.64	6T16	12.06	9.62
1ER	35x55	Appui	G+Q+EX	-307,16	12.69	8T16	16.08	9.62
		Travée	0,8G+EX	167,47	6.68	6T16	12.06	9.62
2EME,	35x55	Appui	G+Q+EX	-298,43	12.3	8T16	16.08	9.62
		Travée	G+Q+EX	182,39	7.3	6T16	12.06	9.62
3EME	35x55	Appui	G+Q+EX	-328,10	13.62	8T16	16.08	9.62
		Travée	G+Q+EX	201,51	8.11	6T16	12.06	9.62
4EME	35x55	Appui	G+Q+EX	-323,40	13.41	8T16	16.08	9.62
		Travée	G+Q+EX	166,97	6.66	6T16	12.06	9.62
5EME	35x55	Appui	G+Q+EX	-317,54	13.15	8T16	16.08	9.62
		Travée	ELU	146,37	6.81	6T16	12.06	9.62
6EME	35x55	Appui	G+Q+EX	-219,36	8.86	8T16	16.08	9.62
		Travée	ELU	139,05	6.45	6T16	12.06	9.62

Tableau VI. 4: Ferrailage des poutres secondaire (35X55)

ETAGE	Section	Positio n	Combinaison	M^{max}	A_s	Choix des armatures	A_s (adopté e)	$A_{s(RPA)}^{min}$
	(cm^2)			(kNm)	(cm^2)			(cm^2)
RDC	35x55	Appui	G+Q+EY	-251,95	10.26	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	139,39	5.53	5T16	10.05	9.62
1ER	35x55	Appui	G+Q+EY	-332,98	13.84	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	241,33	9.80	5T16	10.05	9.62
2EME,	35x55	Appui	G+Q+EY	-258,10	10.53	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	231,48	9.83	5T16	10.05	9.62
3EME	35x55	Appui	G+Q+EY	-275,68	11.29	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	250,21	10.19	5T16	10.05	9.62
4EME	35x55	Appui	G+Q+EY	-259,76	10.60	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	238,41	9.68	5T16	10.05	9.62
5EME	35x55	Appui	G+Q+EY	-234,73	9.52	6T16	12.06	9.62
		Travée	G+Q+EY	215,10	8.86	5T16	10.05	9.62
6EME	35x55	Appui	G+Q+EX	-178,69	7.15	6T16	12.06	9.62
		Travée	ELU	179,61	7.19	5T16	10.05	9.62

Tableau VI. 5 : sections de ferrailage des poutres porteuses selon la plus grande sollicitation accidentelle

	A_s Température (cm^2)		A_s accidentel (cm^2)	
	Sur appui	Sur travée	Sur appui	Sur travée
Poutre principale 35x55	4.33	5.22	13.62	8.11
Poutre secondaire 35x55	2.82	0	13.84	10.19

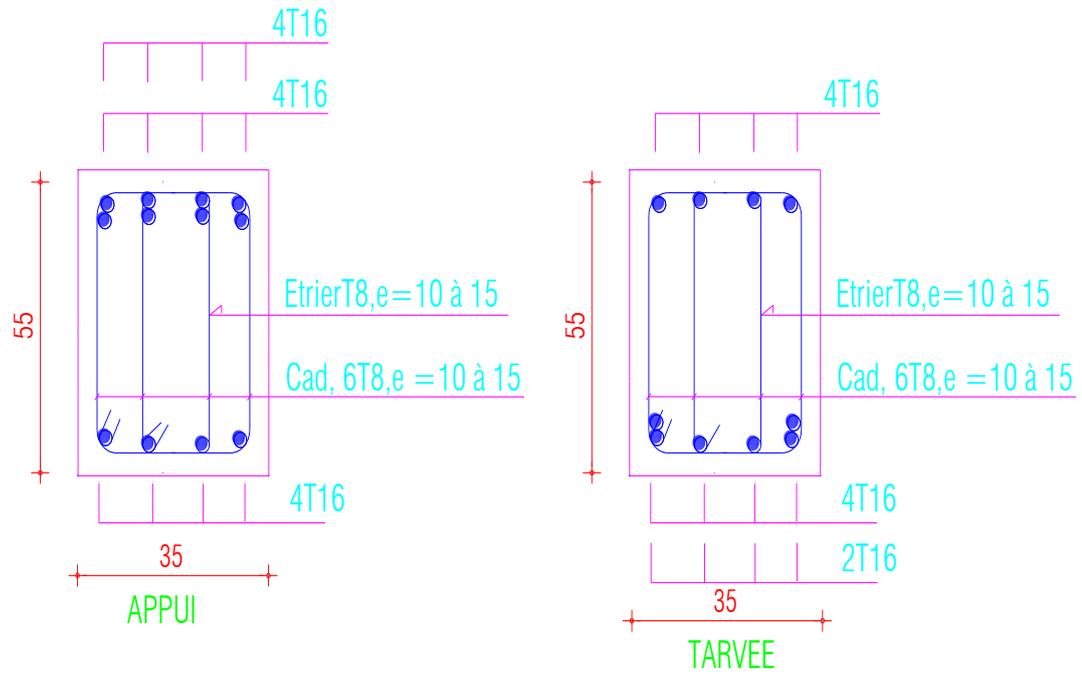


Figure VII. 1: Ferrailage des poutres principales (35x55)

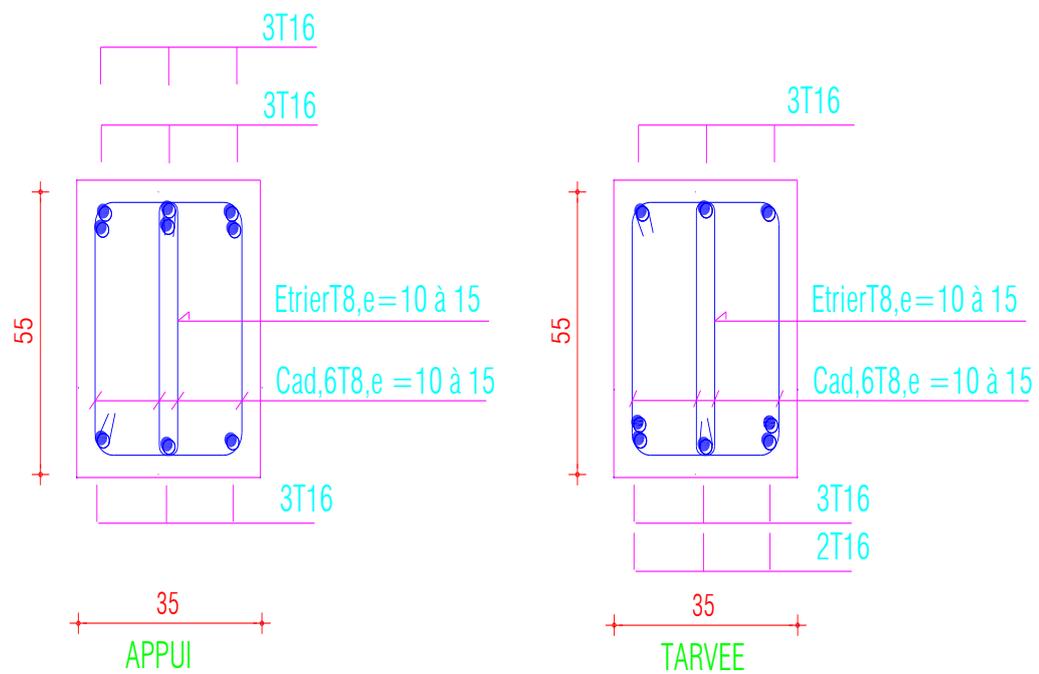


Figure VII. 2: Ferrailage des poutres secondaire (35x55)

Récapitulatifs

Le ferrailage des poutres principale et secondaire le plus sollicité dans les combinaisons (ELU, accidentelle) est le plus défavorable, le ferrailage calculé par l'étude thermique n'est pas pris en compte.

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiés et solidement fondés.

VIII.2 FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- σ_{sol} : Contrainte du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 4 bars (annexe VII, rapport de sol)

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base, ...

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

VIII.3 1ère Fondation : (Bâtiment) Semelle filante :

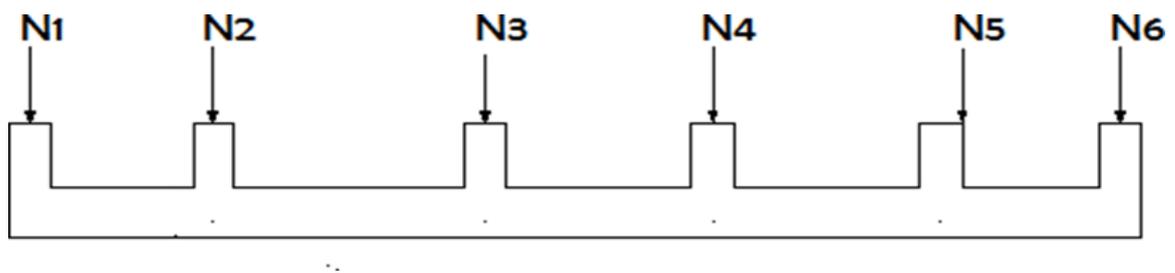


Figure VIII. 1: Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Pour notre calcul on a essayé deux possibilités une semelle filante sens longitudinale et une semelle filante sens transversale, Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII. 1 : Sections des semelles filantes

<i>Sens longitudinal</i>				<i>Sens transversal</i>			
<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>	<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>
<i>A</i>	13558.005	1.12	45	<i>1</i>	35142.10	1.47	89.10
<i>B</i>	14493.63	1.21	45	<i>2</i>	27060.85	1.13	89.10
<i>C</i>	10850.56	1.61	33.60	<i>3</i>	21525.33	0.90	59.40
<i>D</i>	10238.94	1.52	33.60	<i>4</i>	30779.77	1.29	89.10
<i>E</i>	7041.15	1.05	25.20	<i>5</i>	1916.90	0.72	6.60
<i>F</i>	9521.89	1.41	25.20	<i>6</i>	2240.09	0.84	6.60
<i>G</i>	10311.23	1.53	33.60	/	/	/	/
<i>H</i>	10654.34	1.58	33.60	/	/	/	/
<i>I</i>	10404.37	1.54	33.60	/	/	/	/
<i>J</i>	12570.71	1.87	33.60	/	/	/	/
<i>somme</i>	109644.82	/	342	<i>somme</i>	118665.04	/	258.90

- Vérification

Il faut vérifier que

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface ce totale des semelles vaut :

S_s semelles sens longitudinal = 342 m².

S_s semelles sens transversale = 211.93 m².

S_b bâtiment = 1125.48 m² (calculée par AUTOCAD)

Sens longitudinal :

$$\frac{\overline{S_s}}{S_b} = \frac{342}{1125.48} = 30.38\% < 50\%$$

Sens transversale :

$$\frac{\overline{S_s}}{S_b} = \frac{258.90}{1125.48} = 23\% < 50\%$$

VIII 3 1. Pré dimensionnement de la semelle filante

a) Dalle

➤ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$)

$$ht = \frac{B-b}{4} + c$$

$$ht = \frac{100-70}{4} + 5 = 12.5 \text{ on prend } ht = 25\text{cm}$$

Tableau VIII.2 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

B(m)	$h_t(\text{cm})$
1	25
1,5	25
2	40

b) Nervure

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie

par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

bn : Largeur de la nervure ; bsf : largeur semelle ; a : largeur de poteau

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.

- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\text{max}}= 6.60 \text{ m}$
- $a=0,75\text{m}$

Tableau VIII. 1: Choix de hauteur des nervures

Sans	Files	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	A-B-E-F	1.5	25	70	1,35
	C-D-G-H-I-J	2	40	70	1.45

Sans	Files	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
X-X	A-B-E-F	1	25	70	1,20
	C-D-G-H-I-J	1.5	25	70	1.35

VIII 3 2. Vérification Nécessaire

➤ Vérification de la stabilité au renversement

• La Méthode de la Stabilité

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{Art .10.1 .5 P96 RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

N_r : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : la largeur de la semelle.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

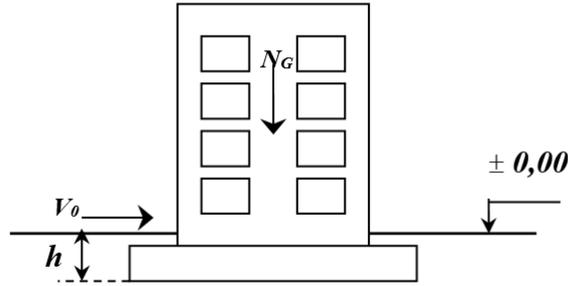


Figure VIII. 2: Schéma statique du bâtiment

Sens x-x

$M_0=29984.45 \text{ KN.m}$; $V_0=15178 \text{ kN}$; $h=4.85 \text{ m}$

Donc: $M_R=96951.84 \text{ KN.m}$

$N=N_{G1}+ N_{G2}+N_{G3}$

Avec :

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre de la semelle

N_{G3} : Poids propre du remplie

On a: $N_{G1}= 172018.55\text{KN}$

$$N_{G2}=\rho_b.S.h=3(25 \times 59.4 \times 1.5 \times 0.25) +(25 \times 59.4 \times 1 \times 0.25) +2(25 \times 6.60 \times 1 \times 0.25)$$

$$= 2124.37\text{kN}$$

$$N_{G3}=2 \times 0.65 \times 1.35 \times 19 \times 59.4 = 3961.130\text{KN}$$

Donc: $N=178104.30 \text{ KN}$

Sens y-y

$M_0=29984.45 \text{ KN.m}$; $V_0=15124.73 \text{ KN}$; $h=4.85 \text{ m}$ ($h =3.40+1,45$)

Donc: $M_R=83988.42 \text{ KN.m}$

On a: $N_{G1}= 172018.55 \text{ KN}$

$$N_{G2}=\rho_b.S.h=8(25 \times 30 \times 2 \times 0.40) = 4800\text{kN}$$

$$N_{G3}=2 \times 0.65 \times 1.45 \times 19 \times 30=2485.12 \text{ KN}$$

Donc: $N=179303.67 \text{ KN}$

Suivent xx : $e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{96951.84}{178104.30} = 5.40 \leq 59.4/4 = 14.85 \dots\dots \text{verifier}$

Suivent yy : $e_0 = \frac{Mr}{Nr} = \frac{83988.42}{179303.67} = 4.68 \leq 30/4 = 7.5 \dots\dots \text{verifier}$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à $\frac{B}{4}$; donc notre structure est stable dans les deux sens.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante A
ELS**

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante sens Y-Y

Fille(Y-Y)	P (kN)	L (m)	B (m)	Sf (m ²)	σ (KN/m ²)	σ (KN/m ²)	Observation
A	13558.005	30	1.5	45	301.28	400	ok
B	14493.63	30	1.5	45	322.08	400	ok
C	10850.56	16.80	2	33.60	322.93	400	ok
D	10238.94	16.80	2	33.60	304.73	400	ok
E	7041.15	16.80	1.5	45	156.47	400	ok
F	9521.89	16.80	1,5	45	211.59	400	ok
G	10311.23	16.80	2	33.60	306.88	400	ok
H	10654.34	16.80	2	33.60	317.09	400	ok
I	10404.37	16.80	2	33.60	309.65	400	ok
J	12570.71	16.80	2	33.60	374.12	400	ok

Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante sens X-X

Fille(X-X)	P (kN)	L (m)	B (m)	Sf (m ²)	σ (KN/m ²)	σ (KN/m ²)	Observation
1	35142.10	59.4	1.5	89.10	394.41	400	ok
2	27060.85	59.4	1.5	89.10	303.71	400	ok
3	21525.33	59.4	1	59.40	362.37	400	ok
4	30779.77	59.4	1.5	89.10	345.45	400	ok
5	1916.90	6.60	1	6.60	290.43	400	ok
6	2240.09	6.60	1	6.60	339.40	400	ok

VIII 3 3. Ferrailage Des Semelles Filantes

VIII 3 3 1. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons :Pu : L'effort normal reparti à l'ELU.

Exemple de calcul :

$$A_s = \frac{Pu(B-b)}{8xd*\delta_s}$$

$$A_s = \frac{6087.01(1-0.7)}{8x0.225*\left(\frac{500}{1.15}\right)}$$

$$A_s = 2.48\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 2.48 \text{cm}^2 \text{ Choisie : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{AS*B}{4} = 1.13 \text{cm}^2 \rightarrow \text{on choisit } 4\text{T}10$$

Tableau VIII.6 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes

File	Nu (KN)	L (m)	B (m)	b (m)	H (m)	d (m)	σ (Mpa)	As (cm ²)	CNF (cm ²)	choix	As (cm ²)	Ar (cm ²)	Ar (cm ²)
SFA	6087. 01	30	1	0,7	0,25	0,225	434,8	0.023	2,48	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFB	19856 .10	30	1.5	0,7	0,25	0,225	434,8	0.20	3.72	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFC	14870 .61	16.8 0	2	0,7	0.40	0.36	434,8	0.15	7.94	8HA12	9.05	1,13	4HA10
SFD	14023 .45	16.8 0	1	0,7	0,40	0,36	434,8	0.033	2,48	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFE	9656. 05	16.8 0	1	0,7	0,25	0,225	434,8	0.037	2,48	4HA12	4,52	1,13	4HA10
SFF	13054 .55	16.8 0	1,5	0,7	0,25	0,225	434,8	0.13	3.72	4HA12	4.52	2,11875	4HA10
SFG	14131 .02	16.8 0	2	0,7	0.40	0.36	434,8	0.146	7.94	8HA12	9.05	2,11875	4HA10
SFH	14603 .93	16.8 0	2	0,7	0.40	0.36	434,8	0.151	7.94	8HA12	9.05	6,155	8HA10
SFI	14261 .71	16.8 0	2	0,7	0.40	0.36	434,8	0.148	7.94	8HA12	9.05	6,155	8HA10
SFJ	17174 .29	16.8 0	1	0,7	0,40	0,36	434,8	0.178	2.48	4HA12	4.52	6,155	8HA10
SF1	48118 .10	59.4	1	0,7	0,25	0,225	434,8	0.184	2.48	4HA12	4.52	6,155	8HA10
SF2	37084 .54	59.4	1,5	0,7	0,25	0,225	434,8	0.379	3.72	4HA12	4.52	9,61875	10HA12
SF3	29492 .88	59.4	1,5	0,7	0,25	0,225	434,8	0.301	3.72	4HA12	4.52	6,46275	8HA10
SF4	42180 .51	59.4	1	0,7	0,25	0,225	434,8	0.161	2.48	4HA12	4.52	6,46275	8HA10
SF5	2623. 69	6.60	1	0,7	0,25	0,225	434,8	1.005	2.48	4HA12	4.52	9,61875	10HA12
SF6	3063. 84	6.60	1	0,7	0,25	0,225	434,8	0.011	2.48	4HA12	4.52	9,61875	10HA12

VIII 3 3 2. Ferrailage des nervures :

Les charges revenant pour chaque fille à L'ELUN

q_{ELU} L

q_{Moment} en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = qL^2/8$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a=0.5M_0$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{Smin}=(0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e$$

$$A_s^{min} = (0.23 \times 70 \times (120-5) \times 2.4) / 500 = 8.88 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.7 : condition de non fragilité.

h_N(m)	B(m)	
1,20	0.7	8.88
1.35	0.7	10.05
1,45	0.7	10.82

1. Condition A_{Smin} de RPA99 :

$$A_s^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_s^{min} = 0,005 \times 120 \times 70 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{max} = 0,06 \times 120 \times 70 = 504 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_s^{max} = 0,04 \times 120 \times 70 = 336 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max} (, A_{s \text{ min RPA}}, A_{s \text{ CNF}})$$

$$\Rightarrow A_s = 504 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.8 : choix de ferrailage des nervures. Sens-Y-Y

	h _N	L	Qu	M ₀	Mu	As cal	As min	As max	As max	CNF	choix	As adopté
Position	(m)	(m)	kN/m l	kN m	kN m	cm ²	RPA	RP A Z.R	RPA Z.C			
Travée	1,35	6.30	777.05	3855.13	3276.86	69.5	47.25	567	378	10.05	15T25	73.63
Appuis					1927.56	38.82	47.25	567	378	10.05	10T25	49,04
Travée	1,45	6,30	885.15	4391.45	3732.73	73.58	50.75	609	406	10.82	15T25	73.63
Appuis					2195.72	41.13	50.75	609	406	10.82	8T25+ 4T20	51.84

Tableau VIII.9 : choix de ferrailage des nervures. Sens X-X

	hN	L	Qu	M0	Mu	As cal	As min	As max	As max	CNF	choix	As adopté
Position	(m)	(m)	kN/ml	kN m	kN m	cm ²	RPA	RPA Z.R	RPA Z.C			
Travée	1,20	6.60	496.51	3855.13	3276.86	81.28	42	504	336	8.88	14T25+4T20	81.29
Appuis					1927.56	44.49	42	504	336	8.88	10T25	49,04
Travée	1,35	6,60	624.31	2703.51	2297.98	46.9	47.25	567	378	10.05	10T25	49.04
Appuis					1351.75	26.69	47.25	567	378	10.05	10T25	49.04

Tableau VIII.10 : vérification des contraintes à ELS Y-Y

hN	Position	choix	A adopté	Qs	M0	Ms	σ _b		σ _s		Verification
(m)				kN/ml	kN m	kN m	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
1.35	Travée	15T25	73.63	521.54	2587.52	2199.40	7.64	18	249.3	250	vérifie
	Appuis	10T25	49,04			1405.96	6.14		238.4		vérifie
1.45	Travée	15T25	73.63	563.94	2797.88	2378.20	7.4	18	249.8	250	vérifie
	Appuis	8T25+4T20	51.84			1602.15	6.08		238.2		vérifie

Tableau VIII.11 : vérification des contraintes à ELS X-X

hN	Position	choix	A adopté	Qs	M0	Ms	σ _b		σ _s		Verification
(m)				kN/ml	kN m	kN m	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	
1.20	Travée	14T25+4T20	81.29	455.56	2480.58	2108.49	8.28	18	245.60	250	vérifie
	Appuis	10T25	49,04			1240.29	6.52		238.60		vérifie
1.35	Travée	10T25	49.04	280.92	1529.64	1300.20	5.68	18	220.4	250	vérifie
	Appuis	10T25	49.04			986.57	4.31		167.30		vérifie

➤ Ferrailage transversal

$$TELU = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{777.05 \cdot 6.30}{2} = 2447.70Kn$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{TELU}{0.9 \cdot D \cdot \sigma_s} \quad (St = 15cm)$$

$$At \geq \frac{2447.7 \times 10^3 \times 150}{0.9 \times 1300 \times \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 7.21 \rightarrow 10T10 = 4.71 \text{ cm}$$

Tableau VIII.12 : Ferrailage transversal.

q (K/ml)	L (m)	T (Kn)	h (m)	D (m)	st (cm)	σs (Mpa)	At (cm ²)	choix
777.05	6.30	2447.70	1.35	1.30	15	434,7826	7.61	10HA10
885.15	6.30	2788.22	1.45	1.40	15	434,7826	7.66	10HA10
496.51	6.60	1638.48	1.20	1.15	15	434,7826	5.46	8HA10
624.31	6.60	2060.22	1.35	1.30	15	434,7826	6.07	10HA10

Armature de peau :

$$Ap = 3(\text{cm}^2/\text{m}) \times h = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.13 : Les armatures de peau.

H	Ap	Choisie
1,20	3,3	4HA12
1,35	3,75	4HA12
1,45	4,05	4HA12

**VIII 4 2ème fondation : (Parc de Stationnement)
SEMELLES FILANTES**

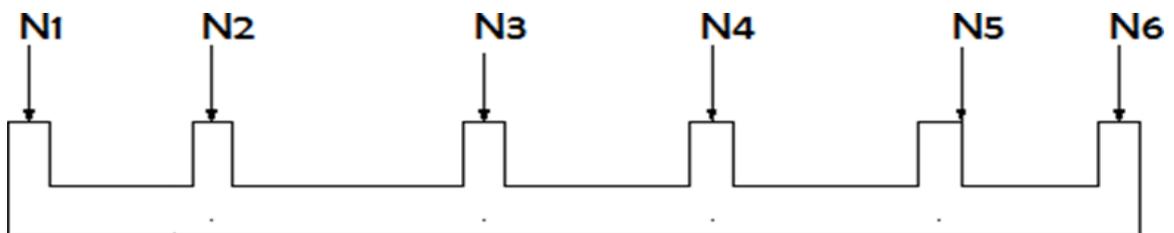


Figure VIII. 3: Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Pour notre calcul on a essayé deux possibilités une semelle filante sens longitudinale et une semelle filante sens transversale, Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII. 14: Sections des semelles filantes

<i>Sens longitudinal</i>				<i>Sens transversal</i>			
<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>	<i>File</i>	<i>N</i>	<i>B</i>	<i>S_{sem} (m²)</i>
<i>A</i>	858.09	0.54	4	<i>1</i>	/	/	/
<i>B</i>	249.20	0.16	4	<i>2</i>	/	/	/
<i>C</i>	1880.70	0.45	10.60	<i>3</i>	/	/	/
<i>D</i>	1449.60	0.55	6.60	<i>4</i>	/	/	/
<i>E</i>	1462.33	0.56	6.60	<i>5</i>	10773.64	0.49	55.60
<i>F</i>	1444.79	0.54	6.60	6	4894.10	0.27	54.00
<i>G</i>	1638.17	0.63	6.60	7	1135.64	0.10	61.30
<i>H</i>	1843.06	0.43	10.60	8	2194.50	0.56	9.80
<i>I</i>	3779.29	0.80	11.90	/	/	/	/
<i>J</i>	3003.32	0.63	11.90	/	/	/	/
<i>K</i>	2329.02	0.42	14				
<i>somme</i>	/	/	93.40	<i>somme</i>	/	/	180.7

- Vérification

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface ce totale des semelles vaut :

S_s semelles sens longitudinal = 93.40 m².

S_s semelles sens transversale = 180.7m² .

S_b bâtiment = 580.18 m² (calculer par AUTOCAD)

Sens longitudinal :

$$\frac{\overline{S_s}}{S_b} = \frac{93.40}{580.18} = 16.09\% < 50\%$$

Sens transversale :

$$\frac{\overline{Ss}}{Sb} = \frac{180.70}{580.18} = 31.14\% < 50\%$$

VIII 4 1 Pré dimensionnement de la semelle filante

• Dalle

➤ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$)

$$ht = \frac{B-b}{4} + c$$

$$ht = \frac{100-65}{4} + 5 = 13.75 \text{ on prend } ht = 25\text{cm}$$

Tableau VIII.15 : Les dimensions de la dalle des semelles filantes

B(m)	h _t (cm)
1	25

Nervure

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

$$\text{suivante : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I : \text{Inertie de la section transversale du radier } \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000\text{MPa}$).

bn : Largeur de la nervure ; bsf : largeur semelle ; a : largeur de poteau

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 6.60 \text{ m}$
- $a = 0,75\text{m}$

Tableau VIII. 16 : Choix de hauteur des nervures

Sens	Files	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
Y-Y	A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K	1	25	65	1.70
Sens	Files	b_{sf}	h_t	b_n	h_n choix
		(m)	(cm)	(cm)	(m)
x-x	5-6-7-8	1	25	65	1.70

VIII.4 2 Vérification Nécessaire

➤ Vérification de la stabilité au renversement

• La Méthode la Stabilité

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4} \quad (\text{Art .10.1 .5 P96 RPA 99 version 2003}).$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

Mr : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Nr : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous-sol).

B : la largeur de la semelle.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

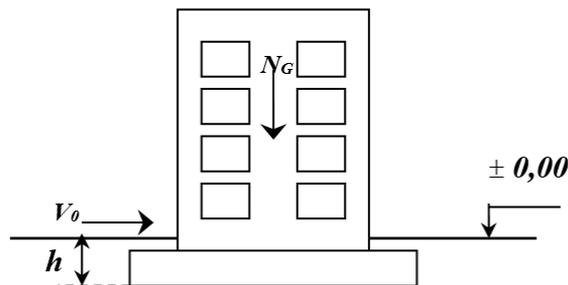


Figure VIII. 4: Schéma statique du bâtiment

• Sens x-x

$M_0=29984.45$ KN.m ; $V_0=13807.71$ kN ; $h=4.85$ m ($h = 3.40+1,45$)

Donc: $M_R=96951.84 \text{ KN.m}$

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}+N_{G3}$$

Avec :

$$N_{G1}: \text{ Poids propre de la structure} \quad N_{G1}= 32154.37 \text{ KN}$$

$$N_{G2}: \text{ Poids propre de la semelle} \quad N_{G2}=\rho_b.S.h= 1149.375 \text{ kN}$$

$$N_{G3}: \text{ Poids propre du remplie} \quad N_{G3}=2485.12 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N=35788.86 \text{ KN}$$

- **Sens y-y**

$$M_0=29984.45 \text{ KN.m} ; V_0=11134.84 \text{ KN} ; h=4.85 \text{ m} \quad (h=3.40+1,45)$$

$$\text{Donc: } M_R=83988.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a: } N_{G1}= 3100.24 \text{ KN}$$

$$N_{G2}=\rho_b.S.h = 583.75 \text{ kN}$$

$$N_{G3} = \rho_h.S.h = 1180.10 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N=33918.22 \text{ KN}$$

$$\text{Suivent xx : } e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{96951.84}{35788.86} = 2.70 \leq 61.30/4 = 14.85 \dots\dots \text{verifier}$$

$$\text{Suivent yy : } e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{83988.24}{33918.22} = 2.47 \leq 14/4 = 3.5 \dots\dots \text{verifier}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à $\frac{B}{4}$; donc notre structure est stable dans les deux sens.

➤ **Vérification des contraintes à ELS**

Tableau VIII.17 : Vérification des contraintes dans le sol sous semelle filante.

Fille(Y-Y)	P	L	B	Sf	σ	σ	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	
A	858.09	4.00	1	4.00	214.52	400	ok
B	249.20	4.00	1	4.00	63.30	400	ok
C	1880.70	10.60	1	10.60	177.42	400	ok
D	1449.60	6.60	1	6.60	219.18	400	ok
E	1462.33	6.60	1	6.60	221.65	400	ok
F	1444.79	6.60	1	6.60	218.90	400	ok
G	1638.17	6.60	1	6.60	248.20	400	ok
H	1843.06	10.60	1	10.60	173.87	400	ok
I	3779.29	11.90	1	11.90	317.58	400	ok
J	3003.32	11.90	1	11.90	252.37	400	ok
k	2329.02	14.00	1	14.00	166.35	400	ok

Fille(X-X)	P	L	B	Sf	σ	σ	Observation
	(kN)	(m)	(m)	(m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	
5	10773.64	55.60	1	55.60	193.77	400	ok
6	4894.10	54.00	1	54.00	90.63	400	ok
7	1135.64	61.30	1	61.30	18.52	400	ok
8	2194.50	9.80	1	9.80	223.92	400	ok

VIII.4 3 Ferrailage Des Semelles Filantes

VIII.4 3 1 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour 1 m linéaire, nous avons : P_u : L'effort normal reparti à l'ELU.

Exemple de calcul

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8xd*\delta_s}$$

$$A_s = \frac{1173.25(1-0.65)}{8*0.225*\left(\frac{500}{1.15}\right)}$$

$$A_s = 2.48\text{cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s, A_{sCNF}) = 2.48\text{cm}^2 \text{ Choisie : } 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_s*B}{4} = 1.13\text{cm}^2 \rightarrow \text{on choisit } 4\text{T}10$$

Tableau VIII.18 : Ferrailage de la dalle des semelles filantes

File	Nu	L	B	b	H	d	σ	As	CNF	choix	As	Ar	Ar
	(KN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
SFA	1173.25	4.00	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.52	6.72	6HA12	6.79	1.69	4HA10
SFB	341.34	4.00	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.15	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SFC	2582.59	10.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.15	6.72	8HA12	6.79	1.69	4HA10
SFD	1999.21	6.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.89	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SFE	2016.49	6.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.90	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SFF	1992.57	6.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.89	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SFG	2252.12	6.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.007	6.72	8HA12	6.79	1.69	4HA10
SFH	2529.39	10.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.13	6.72	8HA12	6.79	1.69	4HA10
SFI	5177.15	11.90	1	0,65	0,25	0,225	434,8	2.31	6.72	8HA12	6.79	1.69	4HA10
SFJ	4110.10	11.90	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.83	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SFK	3194.31	14.00	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.42	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SF5	14829.49	55.60	1	0,65	0,25	0,225	434,8	6.63	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SF6	6698.66	54.00	1	0,65	0,25	0,225	434,8	2.99	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SF7	1549.41	61.30	1	0,65	0,25	0,225	434,8	0.69	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10
SF8	2992.16	9.80	1	0,65	0,25	0,225	434,8	1.33	6.72	4HA12	6.79	1.69	4HA10

VIII.4 3 2 Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille à

$$q_{ELU} = L' \frac{ELUN}{L}$$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU : $M_0 = ql^2/8$

- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{ct}) / f_e$$

$$A_s^{\min} = (0.23 \times 65 \times (170-5) \times 2.4) / 500 = 11.84 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.19 : condition de non fragilité.

$h_N(m)$	$B(m)$	$A_{min}(cm^2)$
1,70	0.65	11.84

➤ **Condition A_S^{min} de RPA99**

$$A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{min} = 0,005 \times 170 \times 65 = 55.25 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{max} = 0,06 \times 170 \times 65 = 663 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{max} = 0,04 \times 170 \times 65 = 442 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max} (, A_{S \text{ min RPA}}, A_{S \text{ CNF}})$$

$$\Rightarrow A_s = 663 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.20 : choix de ferrailage des nervures. Sens-Y-Y

	hN	L	Qu	M0	Mu	As cal	As min	As max	As max	CNF	choix	As adopté
Position	(m)	(m)	kN/m l	kN m	kN m	cm ²	RPA	RP A Z.R	RPA Z.C			
Travée	1,70	6.60	435.05	2368.87	2013.53	29.11	55.25	567	378	11.84	12T25	58.91
Appuis					1184.43	16.86	55.25	567	378	11.84	12T25	58.91

Tableau VIII.21 : choix de ferrailage des nervures. Sens X-X

	hN	L	Qu	M0	Mu	As cal	As min	As max	As max	CNF	choix	As adopté
Position	(m)	(m)	kN/m l	kN m	kN m	cm ²	RPA	RPA Z.R	RPA Z.C			
Travée	1,70	6.60	266.71	1452.27	1234.43	17.59	55.25	504	336	11.84	12T25	58.91
Appuis					726.13	10.25	55.25	504	336	11.84	12T25	58.91

Tableau VIII.22 : vérification des contraintes a ELS Y-Y

h_N	Position	choix	A adopté	Qs	M0	Ms	σ_b	(Mpa)	σ_s	(Mpa)	Verificati on
(m)				kN/ml	kN m	kN m	(Mpa)		(Mpa)		
1.70	Travée	12T25	58.91	317.58	1729.26	1469.87	4.2	18	162.80	250	vérifie
	Appuis	12T25	58.91			864.63	2.47		95.80		vérifie

Tableau VI.23 : vérification des contraintes a ELS X-X

h_N	Position	choix	A adopté	Qs	M0	Ms	σ_b	(Mpa)	σ_s	(Mpa)	Verificati on
(m)				kN/ml	kN m	kN m	(Mpa)		(Mpa)		
1.70	Travée	12T25	58.91	193.77	1055.08	896.81	2.56	18	99.4	250	vérifie
	Appuis	12T25	58.91			527.54	1.51		58.4		vérifie

➤ Ferrailage transversal

$$TELU = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{435.05 \cdot 6.60}{2} = 1435.66Kn$$

$$\frac{At}{St} \geq \frac{TELU}{0.9 \cdot D \cdot \sigma_s} \quad (St = 15cm)$$

$$At \geq \frac{1435.66 \times 10^3 \times 150}{0.9 \times 1650 \times \left(\frac{500}{1.15}\right)} = 3.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.24 : Ferrailage transversal.

q (K/ml)	L (m)	T (Kn)	h (m)	D (m)	st (cm)	σs (Mpa)	At (cm ²)	choix
435.05	6,60	1435.66	1,7	1,65	15	434,7826	3.33	6HA10
266.71	6,60	880.14	1,7	1,65	15	434,7826	2.04	6HA10

Armature de peau

$$Ap = 3(\text{cm}^2/\text{m}) \times h = 3 \times 1.7 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.25 : Les armatures de peau.

H	Ap	Choisie
1,70	5.1	6HA12

VIII.4 ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.4.1PRE-DIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003[1]*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B = 20 \text{ cm}$ (Section du voile).

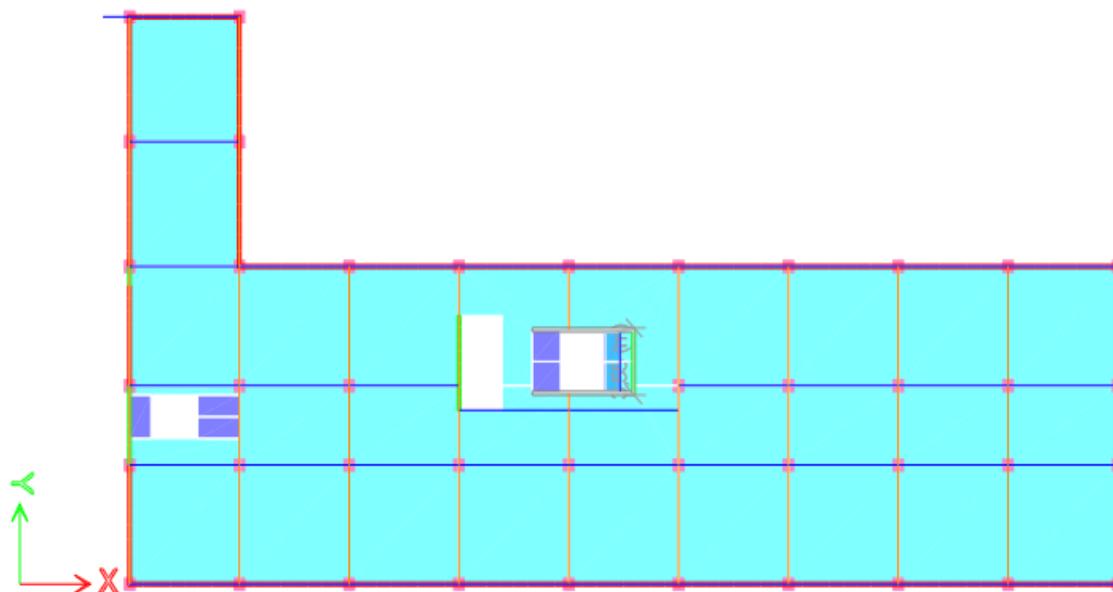


Figure VIII.5: voile périphérique 2D

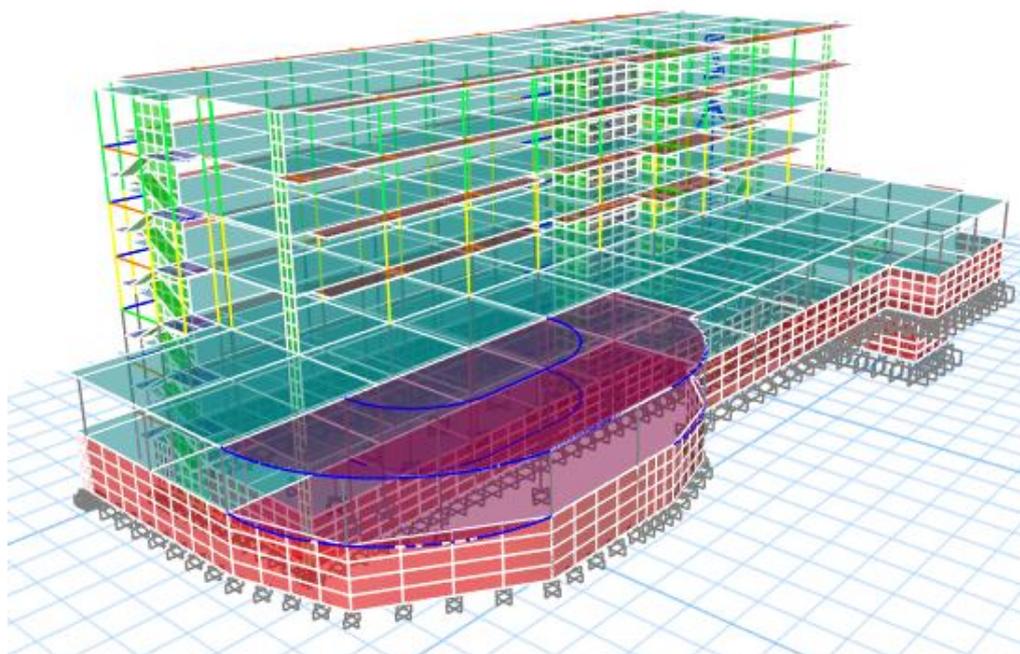


Figure VIII.6: voile périphérique 3D

VII.4.2 EVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.40 - 0.55 = 2,85 \text{ m} ; L_y = 6.60 - 0,70 = 5.90 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

La résultante P_G des poussées unitaires, sur la hauteur « L » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison δ et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Avec :

P_G = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$$K_a = \text{Coefficient de pousse} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3.40 - 0,55 = 2,85 \text{ m}$).

φ = l'angle de frottement interne du remblai $\varphi = 25^\circ$

$$K_a = 0,405$$

On obtient :

$$P_G = 31.25 \text{ KN/m} \longrightarrow P_u = 42.18 \text{ KN/ml}$$

VII.4.3 EFFORTS DE LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0994 \quad \mu_y = 0.2500$$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \mu_x * P_u * L_x^2 \\ M_y &= \mu_y * M_x \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_x &= 34.05 \text{ Kn.m} \\ M_y &= 8.51 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

$$M_{tx} = 25.53 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 6.38 \text{ Kn.m}$$

- Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 17.06 \text{ Kn.m}$$

VII.4.4 CALCUL DU FERRAILLAGE

$b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; \sigma_{bc}=17MPa$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.26: Ferrailage du Voile Périphérique

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	34.05	0.062	0	0.0798	17.42	4.49	6T12	6,79	15
	y-y	8.51	0.015	0	0.0194	17.85	1.13	6T12	6.79	15
Appuis	z-z	17.06	0.030	0	0.0393	17.71	2.29	6T12	6,79	15
	y-y									

VII.4.5 CONDITION DE NON FRAGILITE

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,98cm^2 < 6,79 cm^2 \dots\dots\dots vérifié$

VII.4.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans juules deux sens disposées en deux nappes.

$A_s^{min} = 0,1\% b.h = 2cm^2 < 6,79 cm^2 \dots\dots\dots vérifié$

VII.4.7 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5MPa$

$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 61.14 kN$

$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 40.07 kN$

$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 61.14kN$

$\tau_u = \frac{61.14.10^3}{1000x180} = 0,34 MPa < 1,5MPa \dots\dots\dots Vérifier$

VII.4.8 VERIFICATION A L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$\frac{L_x}{L_y} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$Q_{ser} = 31.25 \text{Kn.m}$

$\mu_x = 0.1026 \quad \mu_y = 0.3491$

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \mu_x * P_s * L_x^2 \\ M_y &= \mu_y * M_x \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_x &= 26.04 \text{ Kn.m} \\ M_y &= 9.09 \text{ Kn.m} \end{aligned}$$

- *Moment en travée : $M_t = 0,75M_0$*

$M_{tx} = 19.53 \text{ Kn.m}$

$M_{ty} = 6.82 \text{ Kn.m}$

- *Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$*

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 13.02 \text{Kn.}$

b. Verification des contraintes :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau VIII. 27 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	26.04	7.92	6.25	18	228.90	250	ok
	y-y	9.09	6.79	2.31	18	92.70	250	
App	x-x	13.20	6,79	3.35	18	134.60	250	ok
	y-y							

La contrainte d'acier 'est pas vérifiée on doit augmenter la section d'acier

Tableau VIII. 28 : Vérification des Contraintes à l'ELS après l'augmentation

	Sens	choix	A_s Adoptée	St
Trav	x-x	7T12	7.92	15
	y-y	6T12	6.79	15
App	x-x	6T12	6,79	15
	y-y			

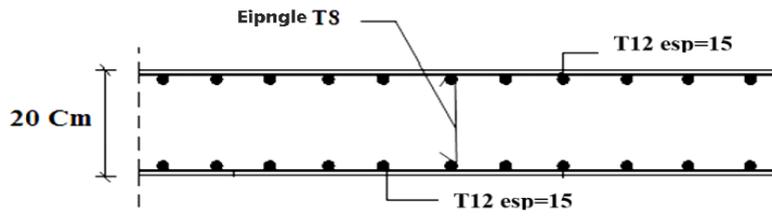


Figure VIII. 7: Ferrailage du Voile Périphérique

V II.6. Conclusion :

D'après ces résultats, nous avons opté une semelle filante dans les deux fondations car la surface totale des semelles inférieure à 50% de la surface totale de la structure.

CHAPITRE IX
APPLICATION DU PROCESSUS
BIM

IX 1. Introduction :

Ce rapport présente le développement d'une application de Modélisation des Informations du Bâtiment (BIM) suite à l'étude de notre projet en utilisant le logiciel ETABS. L'objectif de cette application est d'améliorer la collaboration et la coordination entre les parties prenantes du projet, d'optimiser la planification et la gestion des ressources, ainsi que de faciliter la visualisation et l'analyse des données

Les principaux objectifs de cette application BIM sont d'améliorer l'efficacité globale du projet, de réduire les erreurs et de faciliter la prise de décision éclairée. En exploitant les fonctionnalités de la technologie BIM, nous visons à rationaliser les phases de conception, de construction et d'exploitation du projet, ce qui permettra d'obtenir de meilleurs résultats.

IX 2. Application de la 3D avec REVIT 2019 :

La troisième dimension (3D) est l'un des aspects essentiels du BIM (Building Information Modeling). Le BIM repose sur la création et la manipulation de modèles 3D intelligents qui représentent le bâtiment ou l'infrastructure virtuellement. La modélisation en 3D permet de visualiser et de comprendre plus précisément la géométrie, la disposition et l'interaction des différents éléments du projet.

Voici quelques points clés concernant la troisième dimension en BIM :

1. **Modélisation précise :** Le BIM utilise des logiciels de modélisation 3D, tels que Revit, pour créer des modèles virtuels du bâtiment avec une géométrie précise. Ces modèles peuvent représenter les murs, les planchers, les toits, les portes, les fenêtres, les escaliers, les installations techniques, etc., avec leurs dimensions exactes et leurs relations spatiales.
2. **Visualisation réaliste :** Les modèles 3D permettent une visualisation réaliste du bâtiment ou de l'infrastructure, ce qui facilite la compréhension de son apparence et de sa configuration dans l'espace. Les parties prenantes, telles que les architectes, les ingénieurs et les clients, peuvent explorer le modèle virtuel sous différents angles et obtenir une meilleure idée de l'aspect final du projet.
3. **Coordination et détection de conflits :** Grâce à la modélisation en 3D, les différentes disciplines (architecture, structure, MEP - mécanique, électricité, plomberie) peuvent collaborer et coordonner leurs conceptions plus efficacement. Les modèles 3D permettent de détecter les conflits potentiels entre les éléments du bâtiment, tels que les collisions entre des tuyaux et des poutres, et d'apporter les ajustements nécessaires avant la construction réelle, ce qui contribue à éviter des erreurs coûteuses sur le chantier.
4. **Quantités et estimations :** En associant les éléments du modèle 3D à des informations de quantités et de coûts, le BIM permet de réaliser des estimations plus précises des matériaux et des ressources nécessaires pour le projet. Les modifications apportées au modèle 3D se répercutent automatiquement sur les estimations, offrant ainsi une meilleure maîtrise des coûts.
5. **Analyse et simulation :** Les modèles 3D en BIM permettent d'effectuer des analyses et des simulations avancées. Par exemple, il est possible de simuler les performances

énergétiques du bâtiment, l'éclairage naturel, les flux de ventilation, ou encore la gestion des eaux pluviales. Ces analyses aident à prendre des décisions éclairées et à optimiser les performances du projet.

La modélisation en 3D est donc un élément fondamental du BIM, offrant des avantages tels qu'une meilleure coordination, une visualisation réaliste, des estimations précises et des analyses avancées. Le 3D BIM en Revit contribue à une approche plus efficace et intégrée de la construction.

IX 2.1. Exportation modèle de l'ETABS au REVIT :

Pour exporter un modèle de ETABS vers Revit en utilisant CSI X, vous pouvez suivre les étapes suivantes :

1. Préparation du modèle dans ETABS : Assurez-vous que votre modèle ETABS est correctement configuré et prêt à être exporté vers Revit. Vérifiez les éléments structuraux, les charges, les matériaux, les sections transversales, les connexions, etc. pour vous assurer qu'ils sont correctement définis.
2. Installation de CSI X : Assurez-vous d'avoir installé la version appropriée de CSI X sur votre ordinateur. CSI X est un plugin développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) qui facilite l'échange de données entre ETABS et Revit.
3. Exportation du modèle ETABS : Dans ETABS, accédez à l'onglet "CSI X" et sélectionnez l'option d'exportation vers Revit. Suivez les instructions spécifiques de CSI X pour exporter le modèle ETABS au format compatible avec Revit.

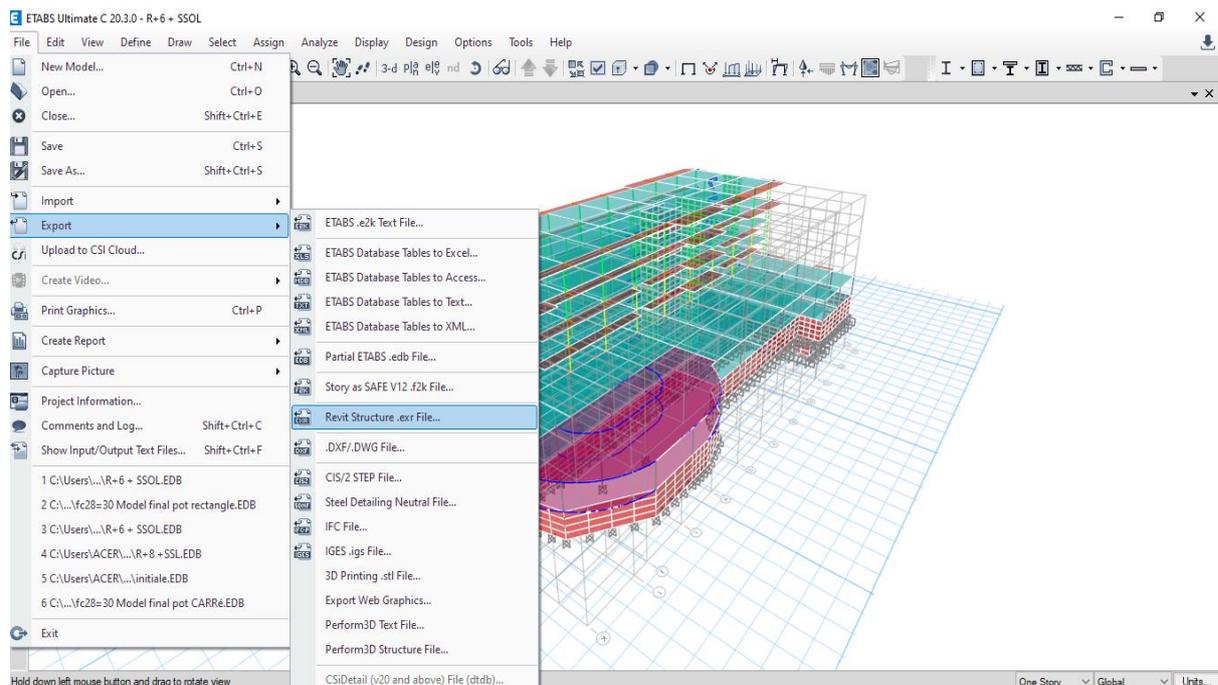


Figure IX. 1 : Page d'exportation d l'ETABS vers REVIT

4. Importation du modèle dans Revit : Ouvrez Revit et importez le fichier exporté depuis ETABS en utilisant la fonction d'importation appropriée. Dans Revit, accédez à l'onglet "Insertion" ou "Fichier" et sélectionnez l'option pour importer le fichier provenant de ETABS. Suivez les instructions pour importer le modèle dans Revit.

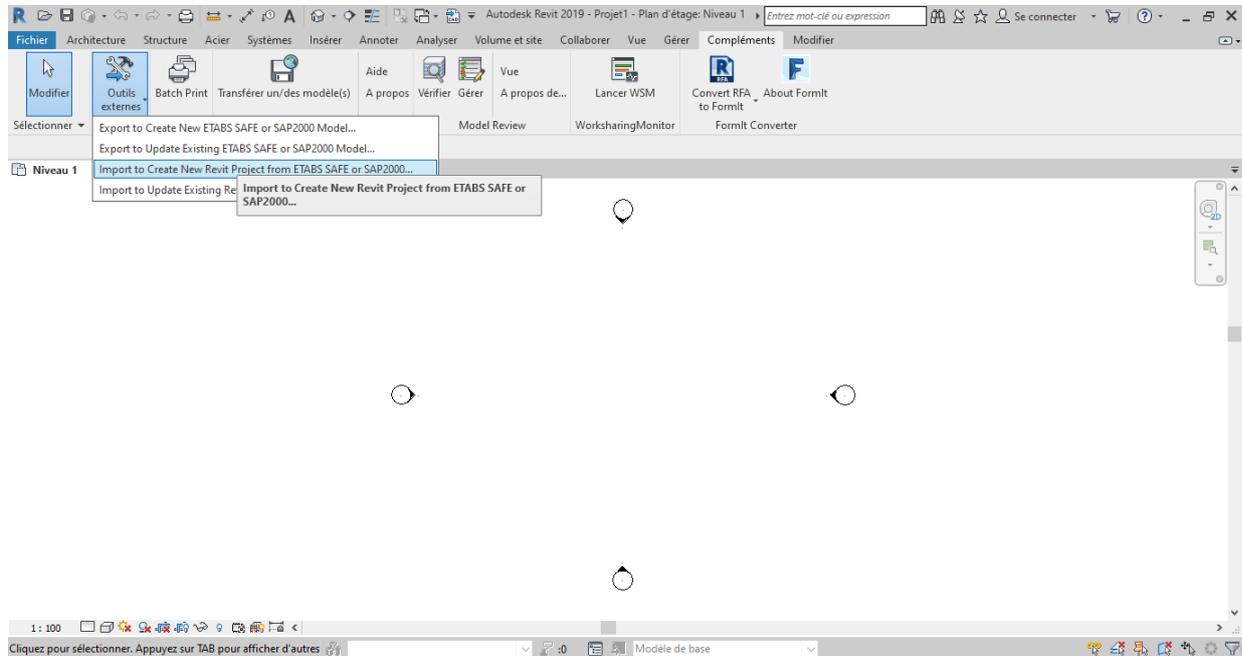


Figure IX. 2 : Page d'importation de l'ETABS vers REVIT

5. Vérification et ajustements : Une fois le modèle importé dans Revit, vous devrez vérifier et ajuster les éléments importés selon vos besoins. Cela peut inclure la reconfiguration des murs, des dalles, des poteaux, des poutres, etc., pour s'adapter aux normes et aux exigences spécifiques de votre projet.

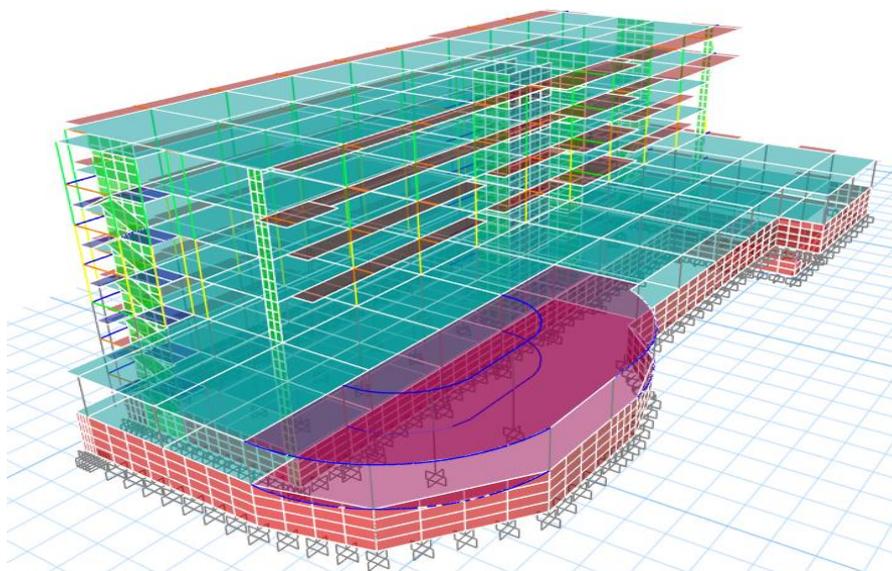


Figure IX. 3 : Modèle 3D EN ETABS 20.3.0

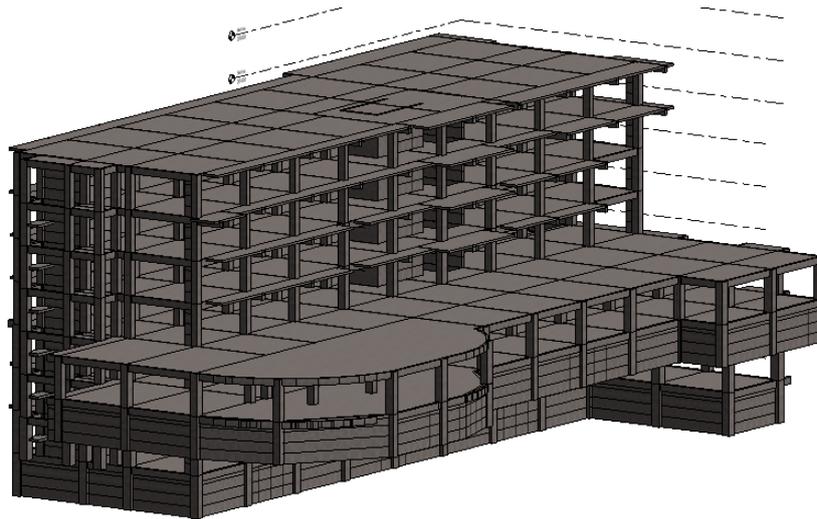


Figure IX. 4 : Modèle 3D EN REVIT 2019

IX 3. Application de la 4D avec PRIMAVERA P6 :

La technologie 4D BIM (Building Information Modeling) et l'outil de gestion de projets Primavera P6 sont deux outils puissants qui peuvent être utilisés conjointement pour améliorer la planification et la gestion de projets de construction.

Le BIM est un processus qui permet de créer des modèles numériques tridimensionnels contenant des informations détaillées sur les éléments et les caractéristiques d'un projet de construction. Le 4D BIM ajoute une dimension supplémentaire en intégrant la programmation temporelle dans le modèle. Cela signifie que la séquence de construction et le calendrier du projet peuvent être liés au modèle 3D, ce qui permet de visualiser et de simuler la construction à différentes étapes dans le temps.

D'autre part, Primavera P6 est un outil de gestion de projets largement utilisé dans l'industrie de la construction. Il permet la planification, la programmation, le suivi et le contrôle de projets à grande échelle. Avec Primavera P6, il est possible de créer des plannings détaillés incluant des activités, des durées, des dépendances et des ressources.

Lorsque le 4D BIM et Primavera P6 sont combinés, cela donne une solution puissante pour la gestion de projets de construction. Le 4D BIM fournit une représentation visuelle et détaillée de la façon dont le projet se déroulera dans le temps, ce qui permet d'identifier d'éventuels conflits, retards et problèmes logistiques. Primavera P6, quant à lui, permet de planifier et de contrôler de manière efficace les activités du projet, d'allouer des ressources, de suivre les progrès et d'effectuer des ajustements en temps réel, si nécessaire.

En utilisant ces deux outils conjointement, les équipes de construction peuvent avoir une vision plus claire et complète de leur projet, ce qui leur permet de prendre des décisions éclairées, d'anticiper les problèmes et d'optimiser l'efficacité et la coordination de la construction. Cela peut conduire à une réduction des coûts, à des délais de livraison plus courts et à une meilleure qualité d'exécution du projet.

En résumé, l'utilisation du 4D BIM dans Primavera P6 permet une gestion plus efficace des projets de construction en combinant la visualisation détaillée de la séquence de construction avec des outils de planification et de contrôle de projets.

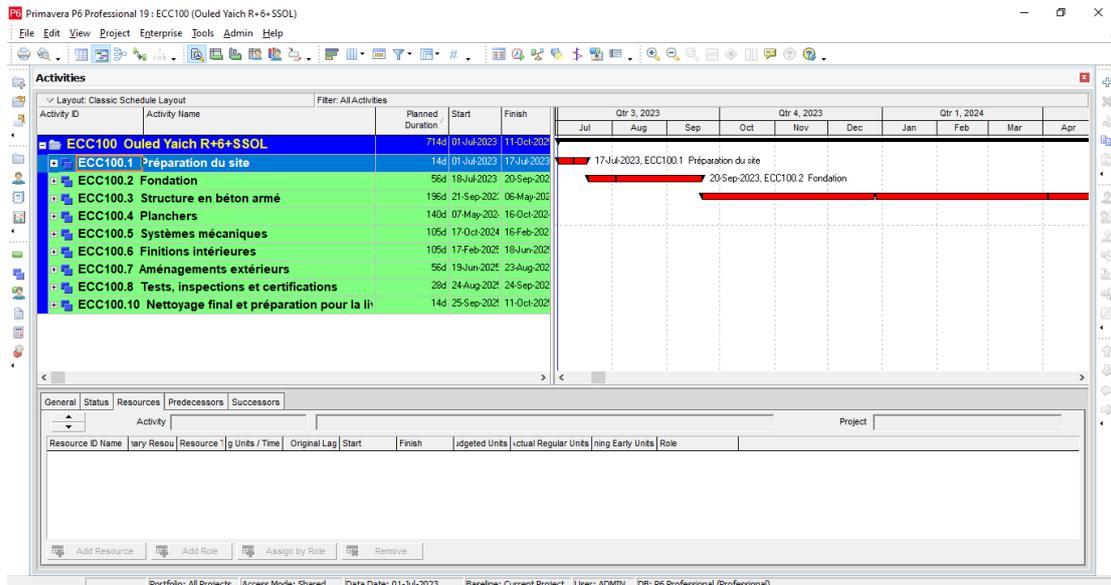


Figure IX. 5 : Page de PRIMAVERA

IX 3 1. Calendrier :

Le calendrier dans Primavera est un outil essentiel pour la planification et la gestion des activités d'un projet. Il permet de définir les jours ouvrables, les heures de travail et les contraintes temporelles, ainsi que de suivre l'avancement des tâches et de gérer les dépendances entre elles.

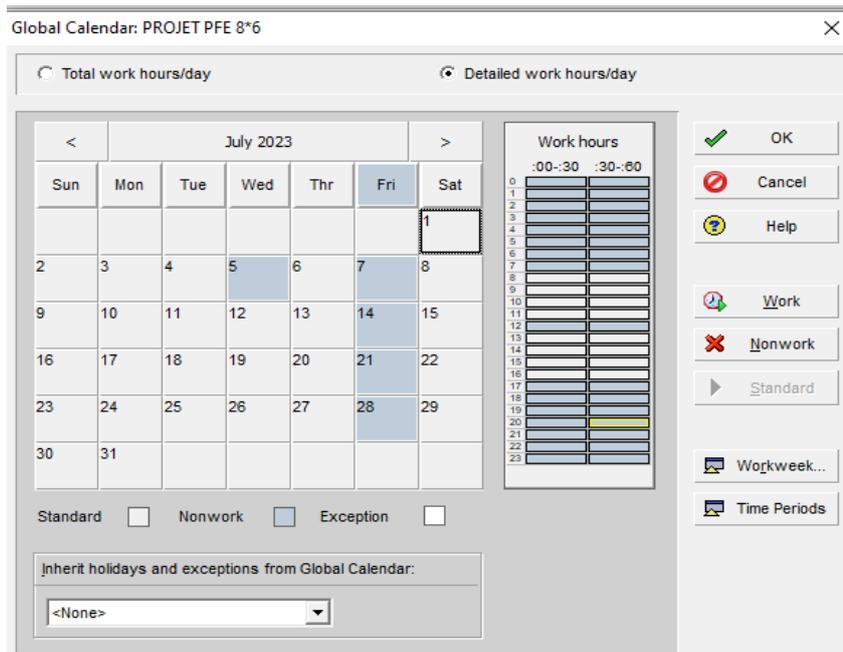
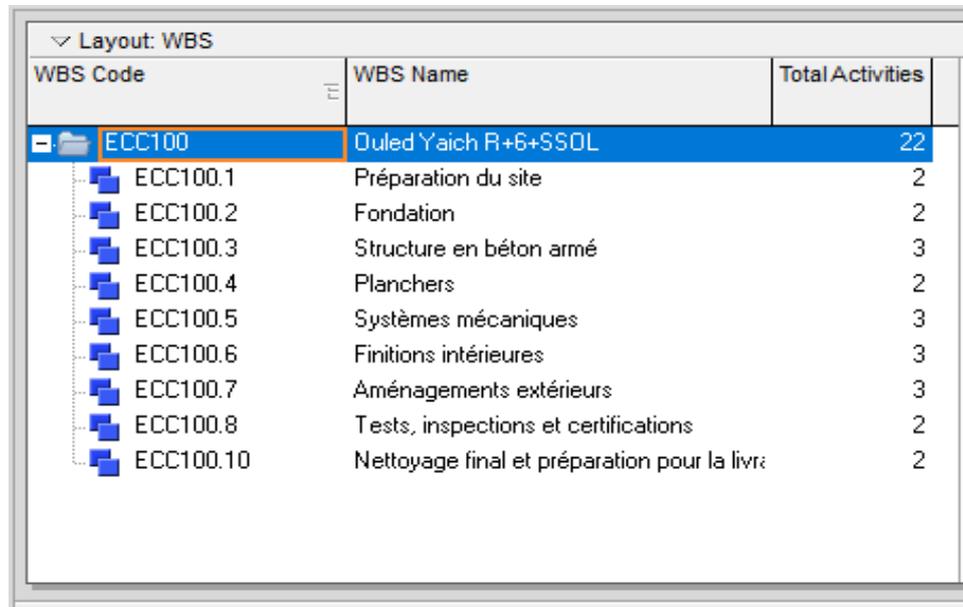


Figure IX. 6 : Calendrier de PRIMAVERA

IX 3 2. Création WBS :

le WBS dans Primavera P6 est une structure organisée qui facilite la planification, la gestion et le suivi des projets en permettant une décomposition hiérarchique des tâches. Cela offre une vue d'ensemble claire du projet et facilite la communication entre les parties prenantes.



WBS Code	WBS Name	Total Activities
ECC100	Ouled Yaich R+6+SSOL	22
ECC100.1	Préparation du site	2
ECC100.2	Fondation	2
ECC100.3	Structure en béton armé	3
ECC100.4	Planchers	2
ECC100.5	Systèmes mécaniques	3
ECC100.6	Finitions intérieures	3
ECC100.7	Aménagements extérieurs	3
ECC100.8	Tests, inspections et certifications	2
ECC100.10	Nettoyage final et préparation pour la livra	2

Figure IX. 7 : Création du WBS

Les Différentes tâches de génie civil qui pourraient composer sur notre projet

Préparation du site

- Délimitation et préparation du site
- Réalisation des sondages géotechniques si nécessaire

Fondations

- Excavation et terrassement
- Coulage des fondations et des semelles

Structure en béton armé

- Construction des dalles de sous-sol
- Construction des voiles périphériques et intérieurs
- Construction des poteaux et des poutres

Planchers

- Coffrage et coulage des planchers entre les niveaux
- Réalisation des chapes de finition

Systèmes mécaniques

- Installation des systèmes de plomberie (eau, assainissement, etc.)
- Installation des systèmes de climatisation et de ventilation
- Installation des systèmes électriques

Finitions intérieures

- Pose des revêtements de sol
- Installation des cloisons intérieures
- Peinture et finitions des murs et plafonds

Aménagements extérieurs

- Aménagement paysager
- Construction des allées et des parkings
- Installation de l'éclairage extérieur

Tests, inspections et certifications

- Vérification des systèmes et des équipements
- Inspections finales et obtention des certifications

Nettoyage final et préparation pour la livraison

- Nettoyage du chantier
- Préparation des documents de livraison

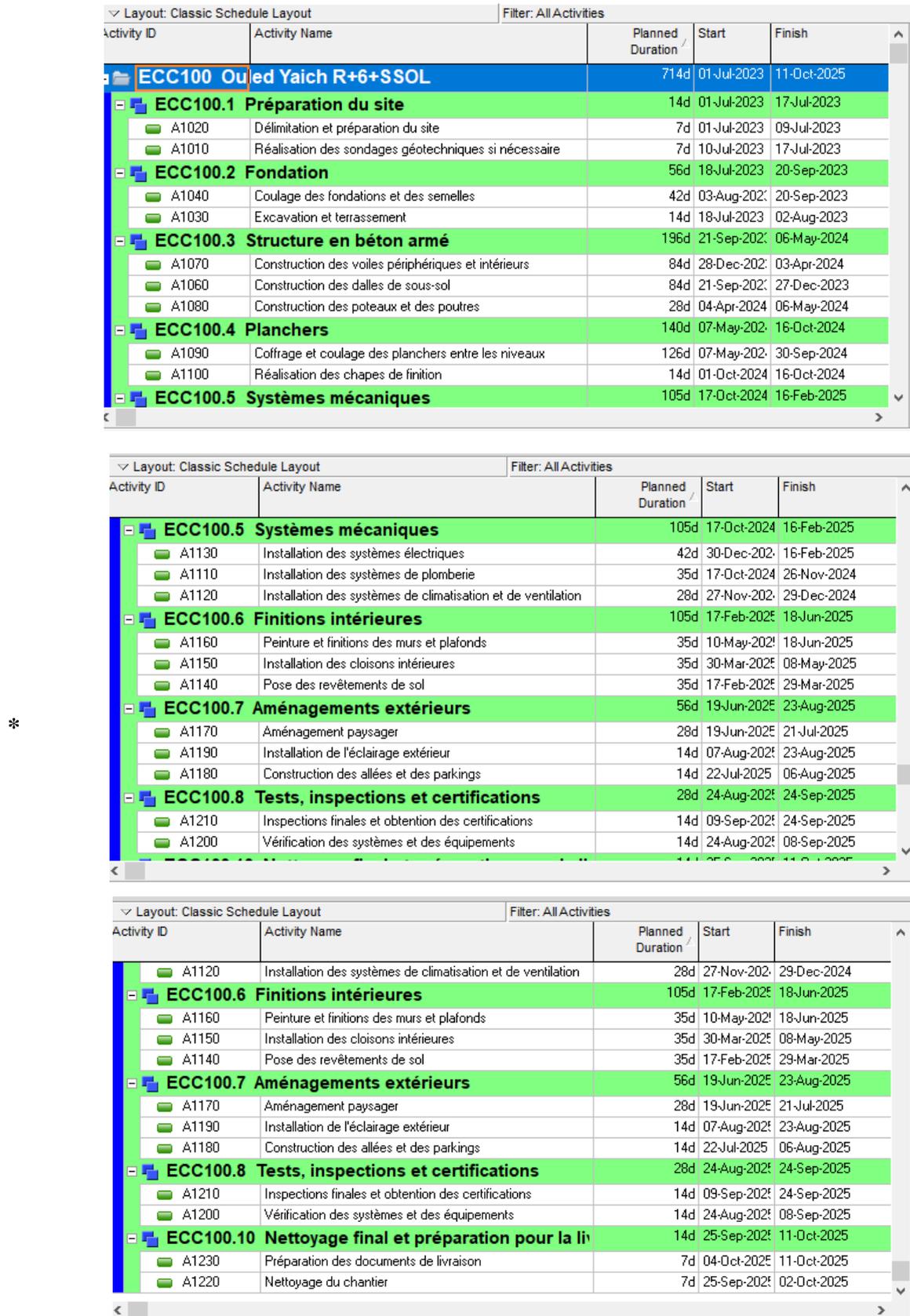


Figure IX. 8 : les différents activités sur PRIMAVERA

IX 3 3. Le diagramme « PERT »

Le diagramme de réseau des tâches, ou diagramme PERT, est un outil de gestion de projet qui représente graphiquement les tâches d'un projet, leurs dépendances et leur séquence chronologique. Les tâches sont représentées par des nœuds et les dépendances sont indiquées par des flèches. Ce diagramme permet de visualiser la chronologie des tâches, d'identifier les tâches critiques et de planifier le projet de manière efficace. C'est un outil précieux pour la coordination, la communication et le suivi du projet.

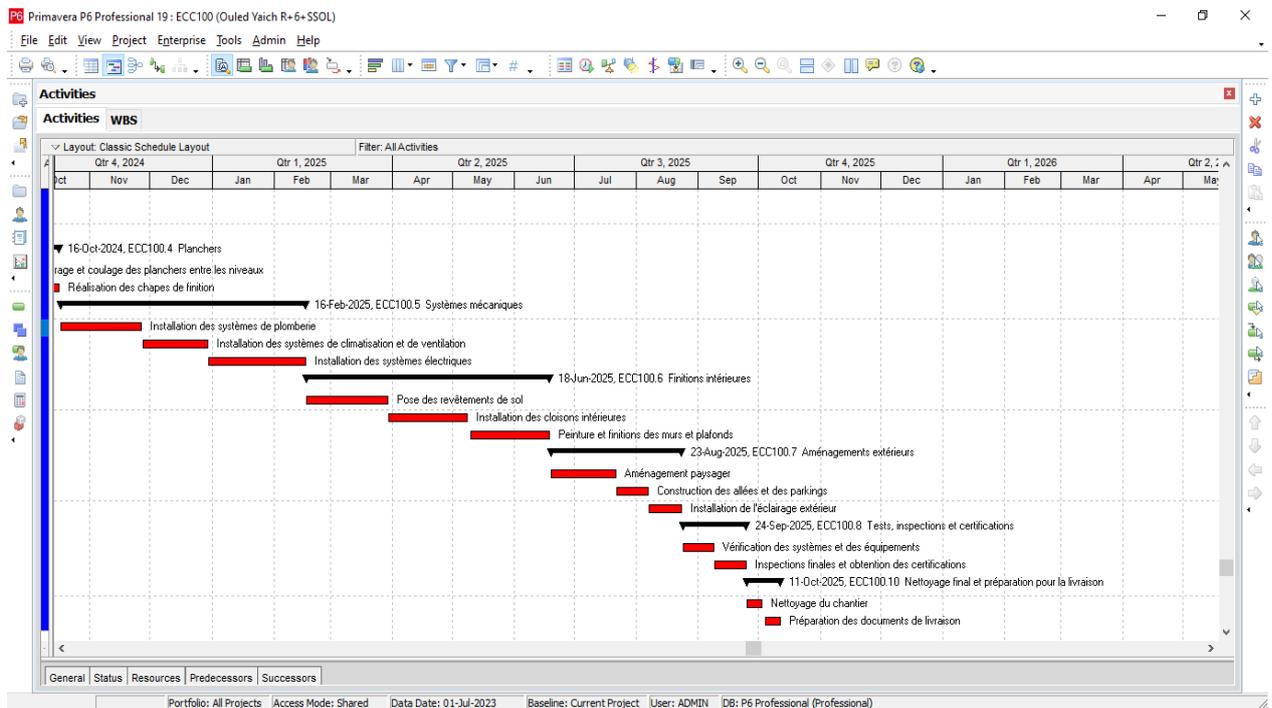
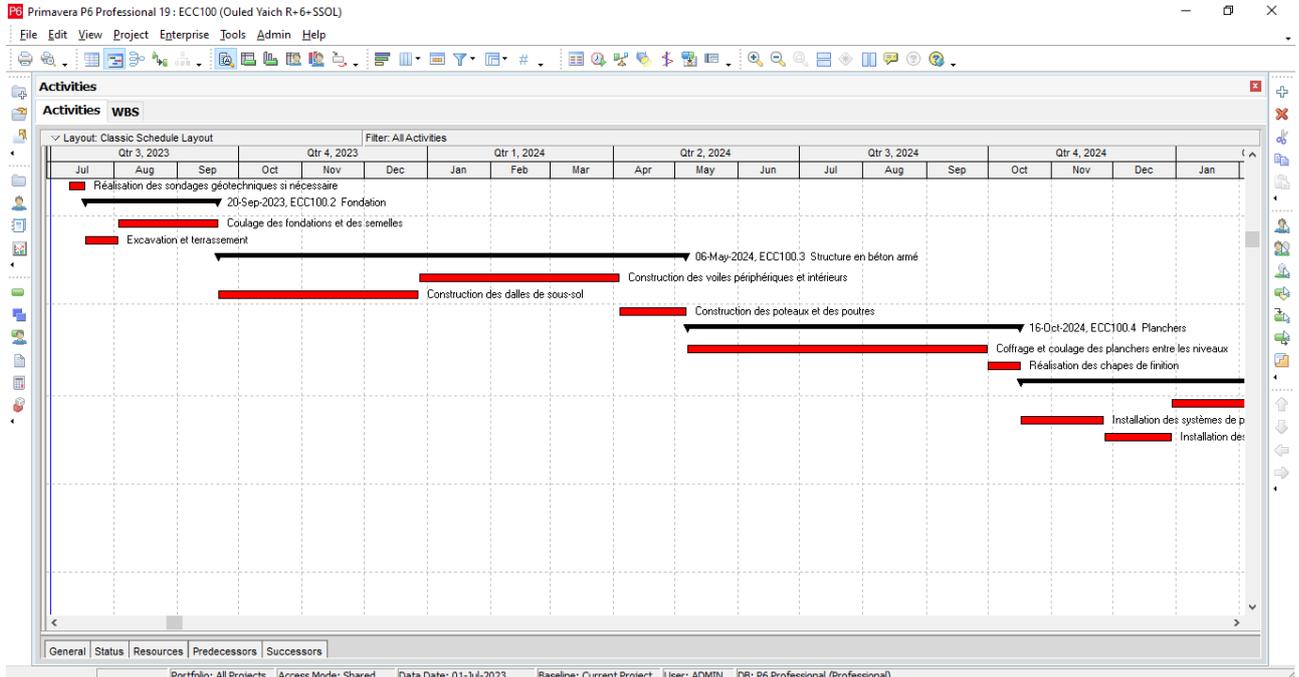
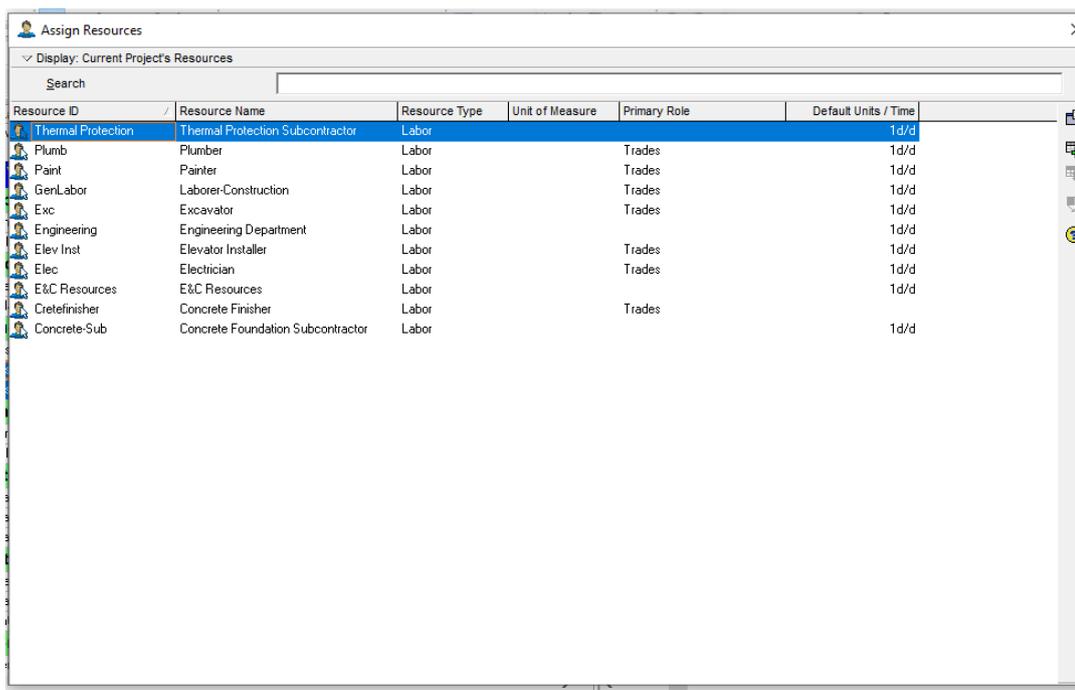


Figure IX. 9 : Diagramme PERT

IX 3 4. Les ressources du projet :

Les ressources dans Primavera font référence aux éléments nécessaires pour mener à bien les tâches d'un projet. Cela inclut les ressources humaines, les équipements, les matériaux et les ressources financières. Les ressources humaines sont les membres de l'équipe du projet et peuvent être attribuées à des tâches spécifiques. Les ressources matérielles comprennent les équipements et les outils nécessaires pour les activités du projet. Les ressources matérielles se réfèrent aux matériaux et fournitures nécessaires. Les ressources financières sont les budgets et les fonds alloués au projet. L'attribution et la gestion des ressources dans Primavera permettent de planifier et de suivre l'utilisation des ressources, de gérer les coûts et d'optimiser l'efficacité du projet.



Resource ID	Resource Name	Resource Type	Unit of Measure	Primary Role	Default Units / Time
Thermal Protection	Thermal Protection Subcontractor	Labor			1d/d
Plumb	Plumber	Labor		Trades	1d/d
Paint	Painter	Labor		Trades	1d/d
GenLabor	Laborer-Construction	Labor		Trades	1d/d
Exc	Excavator	Labor		Trades	1d/d
Engineering	Engineering Department	Labor			1d/d
Elev Inst	Elevator Installer	Labor		Trades	1d/d
Elec	Electrician	Labor		Trades	1d/d
E&C Resources	E&C Resources	Labor			1d/d
Cretefinisher	Concrete Finisher	Labor		Trades	1d/d
Concrete-Sub	Concrete Foundation Subcontractor	Labor			1d/d

Figure IX. 10 : Les ressources sur PRIMAVERA

IX 4. La Détection de clashe

La conception technique est un domaine complexe qui nécessite une coopération efficace entre plusieurs parties prenantes afin d'obtenir les résultats souhaités. De nos jours, ces parties prenantes comprennent des architectes, des vendeurs, des ingénieurs et des fournisseurs, qui sont essentiellement présents dans tous les projets de construction.

La présence de diverses parties prenantes rend la complexité encore plus élevée, d'autant plus que le projet est soumis à des contraintes de temps. Cela signifie que toutes les parties prenantes doivent coopérer pour que l'exécution du projet de construction se fasse rapidement et précisément.

C'est là que la détection des conflits intervient, permettant de repérer les contradictions entre différents modèles dès la phase de conception. Chaque conflit résolu pendant cette phase réduit les problèmes potentiels qui auraient pu entraîner des modifications à différents niveaux de conception, des retards dans le projet et des dépassements budgétaires.

La détection des conflits est un élément essentiel du processus de modélisation des informations du bâtiment (BIM), qui consiste à créer un modèle sophistiqué composé de différents modèles provenant de diverses disciplines d'ingénierie et de conception.

Des modèles indépendants sont créés par des ingénieurs MEP, des architectes, des ingénieurs structurels, etc. Ces modèles sont ensuite connectés et intégrés pour former un modèle BIM, et c'est là que la détection des collisions entre en jeu.

IX 4 1. Les différents types de clashes

Il convient de noter que tous les types de conflits ne sont pas identiques. On peut distinguer trois types principaux de conflits : les conflits durs, les conflits mous et les conflits de flux de travail.

- **Les hard clashes** sont les plus basiques parmi les trois. Ils se produisent lorsque deux objets ou composants se trouvent au même emplacement précis dans le modèle, tels que des tuyaux traversant des poutres en acier ou des lignes de plomberie occupant le même espace que des conduits d'air.
- **Les soft clashes** sont légèrement différents et résultent d'une interférence indirecte plutôt que d'un conflit direct entre deux objets. Ils surviennent lorsqu'un élément spécifique du modèle ne dispose pas de la tolérance géométrique ou spatiale nécessaire.
Les conflits mous sont relativement fréquents dans les services MEP (mécanique, électricité, plomberie) afin de faciliter la maintenance ultérieure. Cependant, ils peuvent également entraîner divers problèmes, tant en termes de sécurité que de maintenance. Par exemple, une conduite de plomberie située près d'un câble sous tension présente un risque potentiel de court-circuit.
- **Les clashes de flux de travail** parfois appelés conflits 4D, sont fondamentalement différents et impliquent principalement des conflits liés à l'ordonnancement. Ils peuvent inclure des conflits de calendrier général, des conflits de livraison de matériel, des conflits de livraison d'équipement, etc. Les conflits de flux de travail sont principalement liés à la planification, et leur conséquence la plus importante est une diminution potentielle de l'efficacité globale de l'entreprise, car un seul conflit de planification peut entraîner un blocage du processus.

IX 4 2. L'objectif de la détection de clash

Comme son nom l'indique, l'objectif principal de la détection des collisions BIM est d'identifier les endroits spécifiques où différents modèles se superposent et créent des problèmes de compatibilité. Il est bien plus facile et moins coûteux de résoudre ces problèmes à l'étape de la conception plutôt que lorsque le bâtiment est presque terminé.

L'intégration de la modélisation 3D avancée dans le processus de construction réduit ou élimine les problèmes causés par des modèles incompatibles ou en conflit provenant de différents experts. On peut affirmer avec certitude que la détection des collisions BIM est un outil inestimable qui permet d'économiser considérablement d'argent, de temps et d'efforts pour chaque projet de construction.

IX 4 3. Avantages de la détection des clashes

La détection des clashes BIM présente plusieurs avantages tels que :

- Un séquençage et/ou un ordonnancement plus facile
- Des estimations précises pour l'ensemble de la phase de construction, ce qui entraîne une diminution des accidents
- Une construction plus rapide et une productivité plus élevée
- Moins d'erreurs sur toutes les étapes d'un projet de construction
- Des risques plus faibles, des coûts globaux plus bas et une diminution drastique des déchets de matériaux

IX 4 4. Type de logiciel de détection de clash

Étant donné que la détection des conflits est étroitement liée au processus BIM, les logiciels de détection des conflits fonctionnent souvent comme des logiciels BIM, et vice versa. Les logiciels BIM offrent généralement des fonctionnalités de détection des conflits MEP, ainsi que d'autres fonctionnalités. Il est possible de distinguer deux principaux types de logiciels de détection des conflits :

- **Outils d'intégration BIM avec capacités de détection des conflits** Ils sont capables de détecter les conflits entre différents types de logiciels non propriétaires. Toutefois, ils peuvent être limités par les problèmes courants liés à l'intégration de différents logiciels en un seul endroit.
- **Logiciels de conception BIM** Ce sont des logiciels propriétaires de détection des conflits qui peuvent uniquement détecter les incohérences à l'intérieur de leurs propres modèles (ceux créés par le même programme). Revit est un exemple populaire de cette catégorie, étant une plateforme étendue offrant diverses fonctionnalités, y compris la détection des conflits pour ses propres modèles

IX 4 5. Exemple des outils utilisés pour la détection de clash

Il existe plusieurs outils utilisés pour la détection des conflits (clash détection) dans le domaine du BIM (Building Information Modeling). Voici quelques-uns des outils les plus couramment utilisés :

- **Navisworks** est un logiciel de gestion de projet BIM qui propose des fonctionnalités de détection des conflits. Il permet de combiner des modèles provenant de différents logiciels et de détecter les collisions entre les éléments MEP (mécaniques, électriques et plomberie), les structures et les autres disciplines.

- **Solibri Model Checker** Il s'agit d'un outil de vérification de modèle BIM qui peut détecter les incohérences et les conflits entre les différents éléments du modèle. Il offre des fonctionnalités avancées pour la détection des conflits et la coordination des disciplines.
- **Autodesk Revit** est un logiciel de modélisation BIM largement utilisé qui intègre également des fonctionnalités de détection des conflits. Il permet de détecter les collisions entre les éléments du modèle créés à l'aide du logiciel.
- **Tekla BIMsight** C'est un outil de coordination de modèles BIM qui facilite la détection des conflits. Il permet aux utilisateurs de combiner des modèles provenant de différentes disciplines et de visualiser les collisions entre les éléments.
- **Bentley Navigator** C'est un logiciel de coordination de projets BIM qui inclut des fonctionnalités de détection des conflits. Il permet aux utilisateurs de détecter les collisions entre les éléments du modèle et de collaborer avec d'autres parties prenantes du projet.

Ces outils, parmi d'autres disponibles sur le marché, offrent des fonctionnalités avancées pour la détection des conflits dans les projets BIM, aidant ainsi à améliorer la coordination et à réduire les erreurs lors de la construction et de la gestion des projets de construction.

IX 4 6. Exemple d'application de détection de clashe sur NAVISWORKS

L'application de la détection de clashe en Navisworks peut suivre les étapes générales suivantes

- **Préparation des modèles** Rassemblez les modèles 3D des différentes disciplines (architecture, ingénierie MEP, ingénierie structurelle, etc.) dans un format compatible avec Navisworks. Assurez-vous que les modèles sont correctement géo référencés et coordonnés.
- **Importation des modèles dans Navisworks** Importez les modèles 3D dans Navisworks en utilisant la fonction d'importation appropriée. Vérifiez que les modèles sont correctement alignés et superposés les uns sur les autres.

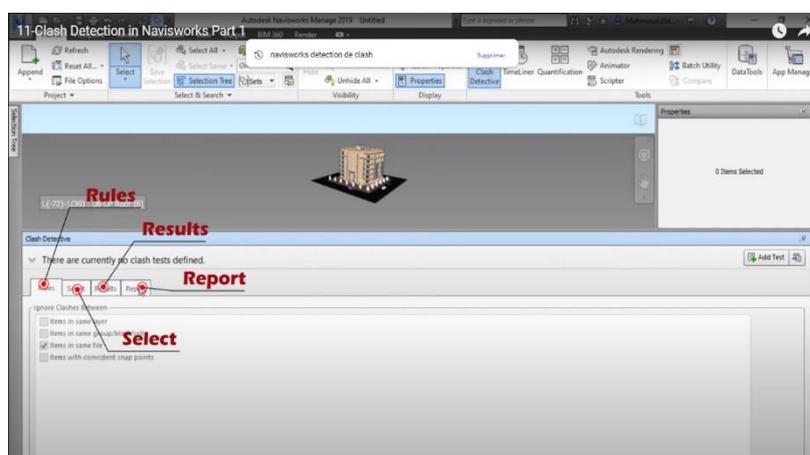


Figure IX. 11 : Importation de modèle sur NAWISWORKS

- Configuration des règles de détection de clache** Définissez les règles de détection de clashes dans Navisworks. Cela implique de spécifier les critères de détection, tels que les distances minimales entre les objets, les tolérances d'intersection, etc. Vous pouvez également définir des règles spécifiques pour chaque discipline.

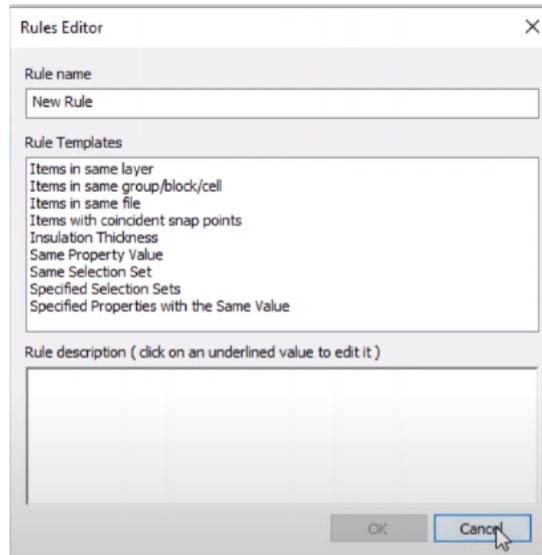


Figure IX. 12 : Les regles de NAVISWORKS

- Exécution de la détection de clache** Lancez le processus de détection de clashes dans Navisworks. Le logiciel analysera les modèles 3D et identifiera les collisions ou les incohérences entre les éléments des différentes disciplines.

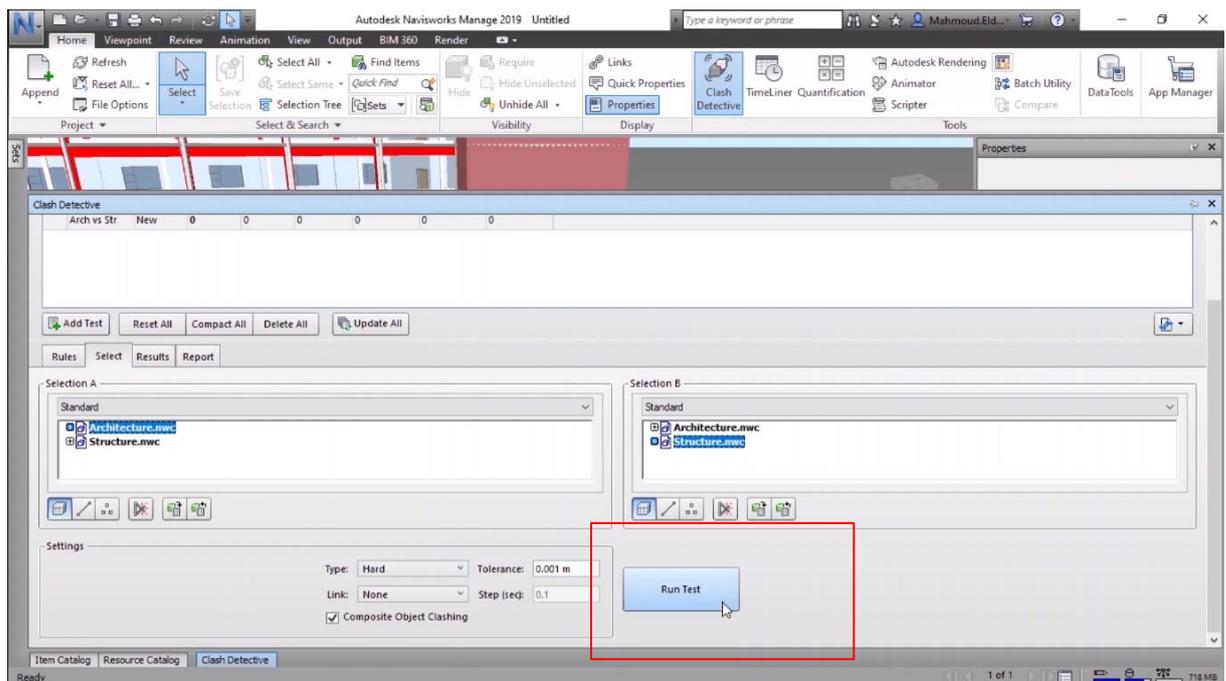


Figure IX. 13 : Analyse du modèle

- **Analyse et examen des clashes détectés** Examinez les clashes détectés dans Navisworks. Identifiez les conflits, visualisez-les en 3D et explorez les informations associées à chaque clash.

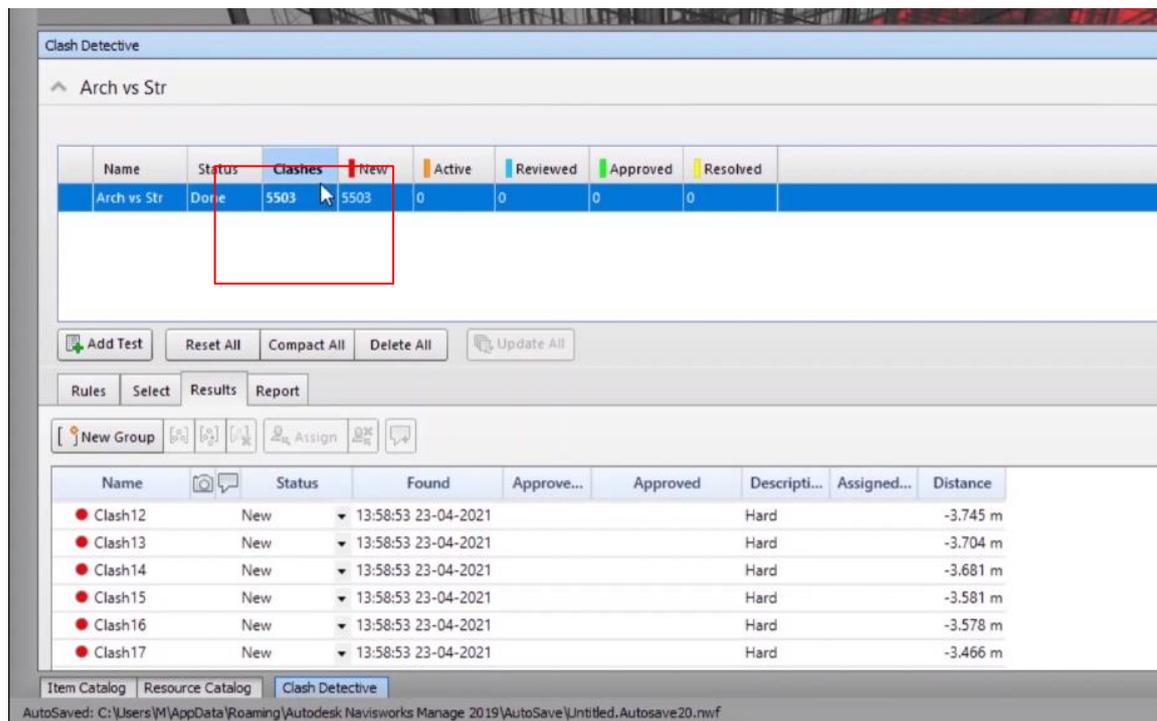


Figure IX. 14 : détection des clashes

. **Rapports de clash** Une fois l'analyse terminée, le logiciel génère des rapports de clashes qui indiquent les zones spécifiques où des erreurs ont été détectées. Ces rapports peuvent inclure des visualisations graphiques des conflits et des descriptions détaillées des problèmes rencontrés.

MURS ET POUTRES	Tolérance	Conflits	Nouveau	Actif	Vérifié	Approuvé	Résolu	Type	Etat
	0.001m	5	0	5	0	0	0	Dur	OK

Image	Nom de conflit	Etat	Distance	Emplacement de la grille	Description	Date de recherche	Point de conflit	Élément 1				Élément 2					
								ID d'élément	Calque	Chemin	Élément Nom	Élément Type	ID d'élément	Calque	Chemin	Élément Nom	Élément Type
	Conflit1	Activé	-0.015	B-7 : NF - RDC	Dur	2020/4/3 16:07	x:29.791, y:22.866, z:3.210	ID d'élément: 433990	NB - RDC	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - RDC > Murs > Mur de base > AR_MR_ET_BR_ET_130_CSCEC > Mur de base > AR_Plâtre	AR_Plâtre	Solide	ID d'élément: 373617	NB - 1ER	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - 1ER > Ossature > Poutre rectangulaire - Béton > ST_POUTRE_BETON_300x500_CSCEC > Poutre rectangulaire - Béton > Béton - Béton coulé sur place	Béton - Béton coulé sur place	Solide
	Conflit2	Activé	-0.015	E-6 : NF - RDC	Dur	2020/4/3 16:07	x:26.663, y:6.135, z:3.210	ID d'élément: 433612	NB - RDC	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - RDC > Murs > Mur de base > AR_MR_ET_BR_ET_130_CSCEC > Mur de base > AR_Plâtre	AR_Plâtre	Solide	ID d'élément: 373559	NB - 1ER	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - 1ER > Ossature > Poutre rectangulaire - Béton > ST_POUTRE_BETON_300x500_CSCEC > Poutre rectangulaire - Béton - Béton coulé sur place	Béton - Béton coulé sur place	Solide
	Conflit3	Activé	-0.015	F-2 : NF - RDC	Dur	2020/4/3 16:07	x:8.265, y:-0.062, z:3.210	ID d'élément: 702753	NB - RDC	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - RDC > Murs > Mur de base > AR_MR_ET_15_CSCEC > Mur de base > AR_Plâtre	AR_Plâtre	Solide	ID d'élément: 373565	NB - 1ER	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - 1ER > Ossature > Poutre rectangulaire - Béton > ST_POUTRE_BETON_300x500_CSCEC > Poutre rectangulaire - Béton - Béton coulé sur place	Béton - Béton coulé sur place	Solide
	Conflit4	Activé	-0.015	D-2 : NF - RDC	Dur	2020/4/3 16:07	x:7.850, y:11.265, z:3.529	ID d'élément: 703035	NB - RDC	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - RDC > Murs > Mur de base > AR_MR_ET_15_CSCEC > Mur de base > AR_Plâtre	AR_Plâtre	Solide	ID d'élément: 373507	NB - 1ER	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - 1ER > Ossature > Poutre rectangulaire - Béton > ST_POUTRE_BETON_300x500_CSCEC > Poutre rectangulaire - Béton - Béton coulé sur place	Béton - Béton coulé sur place	Solide
	Conflit5	Activé	-0.007	E-4 : NF - RDC	Dur	2020/4/3 16:07	x:18.917, y:6.135, z:3.210	ID d'élément: 581243	NB - RDC	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - RDC > Murs > Mur de base > AR_MR_ET_BR_ET_130_CSCEC > Mur de base > Mur par défaut	Mur par défaut	Solide	ID d'élément: 373555	NB - 1ER	Fichier > GMA_BIM_ARC_BLOC-G_RVT20_FC_26032020.nwc > NB - 1ER > Ossature > Poutre rectangulaire - Béton > ST_POUTRE_BETON_300x500_CSCEC > Poutre rectangulaire - Béton - Béton coulé sur place	Béton - Béton coulé sur place	Solide

Figure IX. 15 : rapport de clashe sur NAVISWORKS

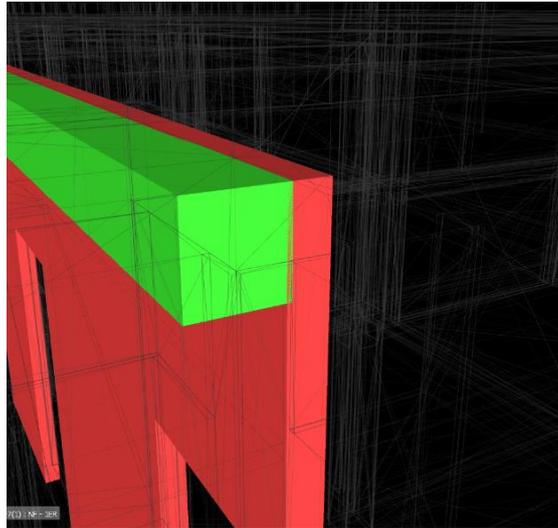


Figure IX. 16 : Exemple de Clashe N. 05

- **Attribution des clashes aux parties responsables** Assignez les clashes détectés aux parties responsables de leur résolution. Cela peut inclure les concepteurs, les ingénieurs MEP, les ingénieurs structurels, etc. Utilisez les fonctionnalités de gestion des clashes dans Navisworks pour suivre les attributions et les états de résolution.

IX 4 7. La Résolution des clashes

Il est crucial de communiquer les conflits identifiés aux parties prenantes concernées, telles que les architectes, les ingénieurs, les fournisseurs, etc. Cela permet de partager les informations nécessaires pour résoudre les conflits et de faciliter la coordination entre les différentes équipes.

Une collaboration étroite est nécessaire pour résoudre les conflits. Cela peut impliquer des réunions de coordination, des discussions techniques et des ajustements dans la conception ou la planification. La résolution des conflits peut nécessiter des modifications des modèles, des ajustements des plannings, des changements de conception ou des révisions des procédures.

Après avoir résolu les conflits, il est recommandé de procéder à une vérification pour s'assurer que les modifications apportées ont effectivement résolu les problèmes. Des vérifications supplémentaires peuvent être effectuées pour détecter tout nouveau conflit qui aurait pu apparaître à la suite des modifications.

IX 5. Conclusion :

En conclusion, le développement d'une application BIM pour notre projet représente une étape significative pour exploiter la puissance de la technologie dans l'industrie de la construction. À travers cette application, nous visons à optimiser les processus de gestion de projet, à améliorer la collaboration et à renforcer les performances globales du projet. En exploitant les capacités du BIM, nous sommes convaincus que notre application contribuera à la réalisation réussie du projet. Bien que nous nous soyons arrêtés à la dimension 4D du BIM (intégrant le temps), notre application offre déjà de nombreux avantages en termes de coordination et de planification.

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, l'étude d'un bâtiment en béton armé et l'application du processus BIM se révèlent être des approches complémentaires et prometteuses pour la conception et la gestion efficace des projets de construction. L'utilisation du béton armé offre une résistance mécanique et une durabilité nécessaires pour les structures modernes, tandis que le processus BIM permet une modélisation 3D détaillée et une collaboration améliorée entre les différentes parties prenantes.

L'étude approfondie de la structure du bâtiment en béton armé, en analysant les charges appliquées et en dimensionnant correctement les éléments structurels, garantit la sécurité et la stabilité de l'ouvrage. L'application du processus BIM offre des avantages significatifs, tels que la visualisation réaliste du projet, la détection précoce des conflits, la coordination efficace entre les disciplines et la réduction des erreurs et des coûts de construction.

L'intégration du processus BIM dans l'étude d'un bâtiment en béton armé permet de créer un modèle numérique complet qui contient toutes les informations pertinentes tout au long du cycle de vie du projet. Ce modèle numérique facilite la communication entre les parties prenantes, améliore la planification et la coordination, et facilite la maintenance et la gestion ultérieures du bâtiment.

Il convient de souligner que l'utilisation du processus BIM dans l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite une bonne maîtrise des outils logiciels et une collaboration étroite entre les différents acteurs du projet. Cependant, les avantages potentiels, tels que l'efficacité accrue, la réduction des erreurs et des coûts, ainsi que la possibilité d'explorer rapidement différentes alternatives de conception, en font un investissement précieux pour l'industrie de la construction.

En somme, l'étude d'un bâtiment en béton armé et l'application du processus BIM se complètent mutuellement en offrant une approche moderne, précise et efficace pour la conception, la construction et la gestion de projets. En exploitant pleinement les avantages de ces deux approches, nous pouvons espérer des bâtiments en béton armé plus sûrs, plus durables et construits de manière plus efficace dans l'avenir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **RPA99 version 2003** ; Règlement parasismique Algérien, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [2] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**.
- [3] **BAEL 91, 1992** ; Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**).
- [5] Conception et calcul des structures de bâtiment ; **Henry Thnier** (tome1 ; tome2).
- [7] Chuck E., Teicholz P., Sacks R. and Liston K. (2011) BIM Handbook: A guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designer, Engineers and Contractors.20
- [8] Botton C. Kubicki C, Maturité des pratiques BIM : Dimensions de modélisation, pratiques collaboratives et technologies
- [9] Stoffel F, Implantation du processus BIM pour les études structurelles, université de l'INSA Strasbourg, 2017.
- [10] Gartener Corentin, BIM et cout global, université de l'INSA Strasbourg, 2017.
- [11] Helene Macher, Du nuage de points à la maquette numérique de bâtiment : reconstruction 3D semi-automatique de bâtiments existants, université INSA de Strasbourg, 2017.
- [12] Nouara A, interview sur le BIM
- [13] Medahi D, évènement BIM EL-DJAZAIR, Alger, mars2018
- [14] www.buildingsmart.com
- [15] www.bimbt.com
- [16] www.autodesk.com
- [17] www.objectif-bim.com
-

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

Cas générale

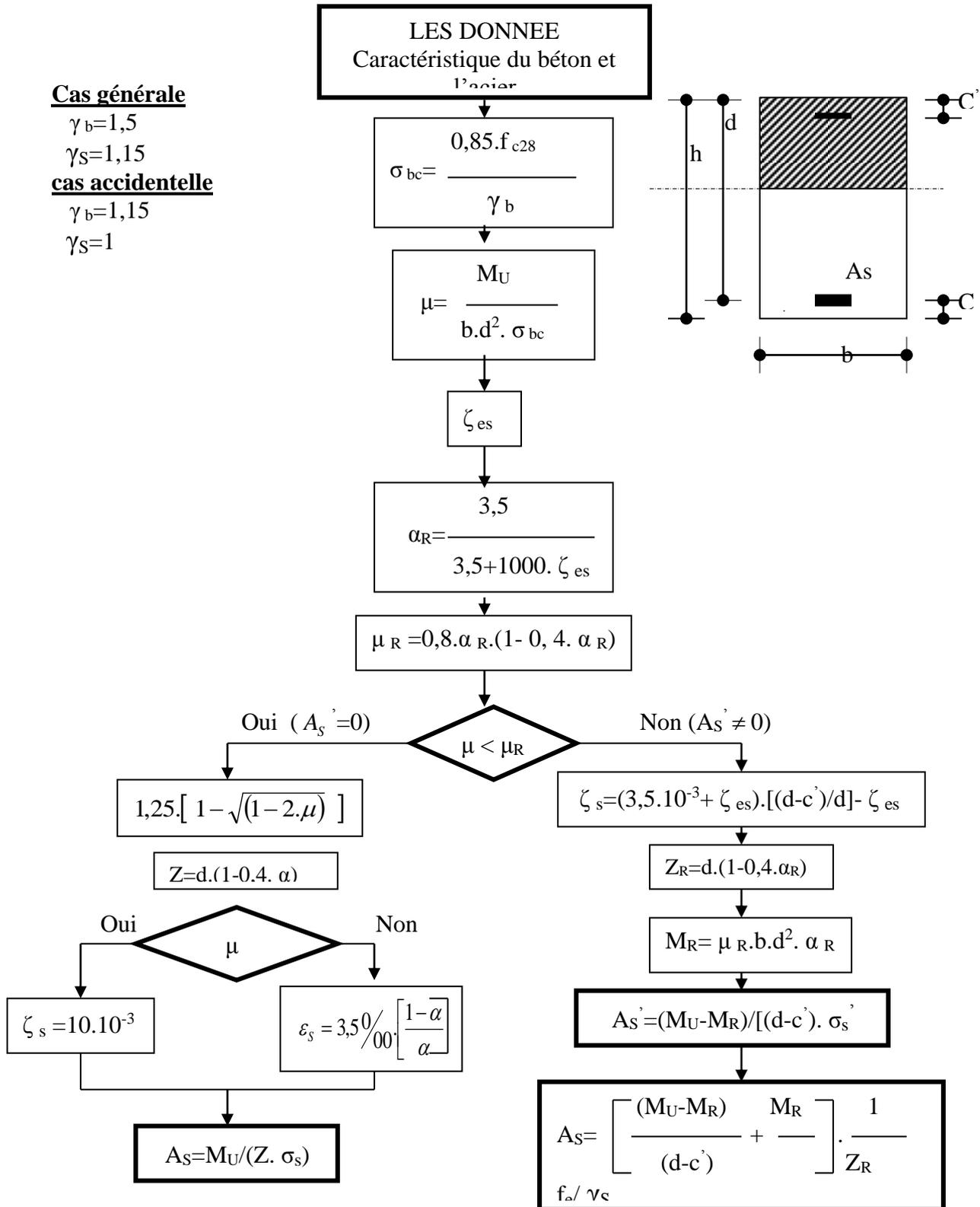
$$\gamma_b=1,5$$

$$\gamma_s=1,15$$

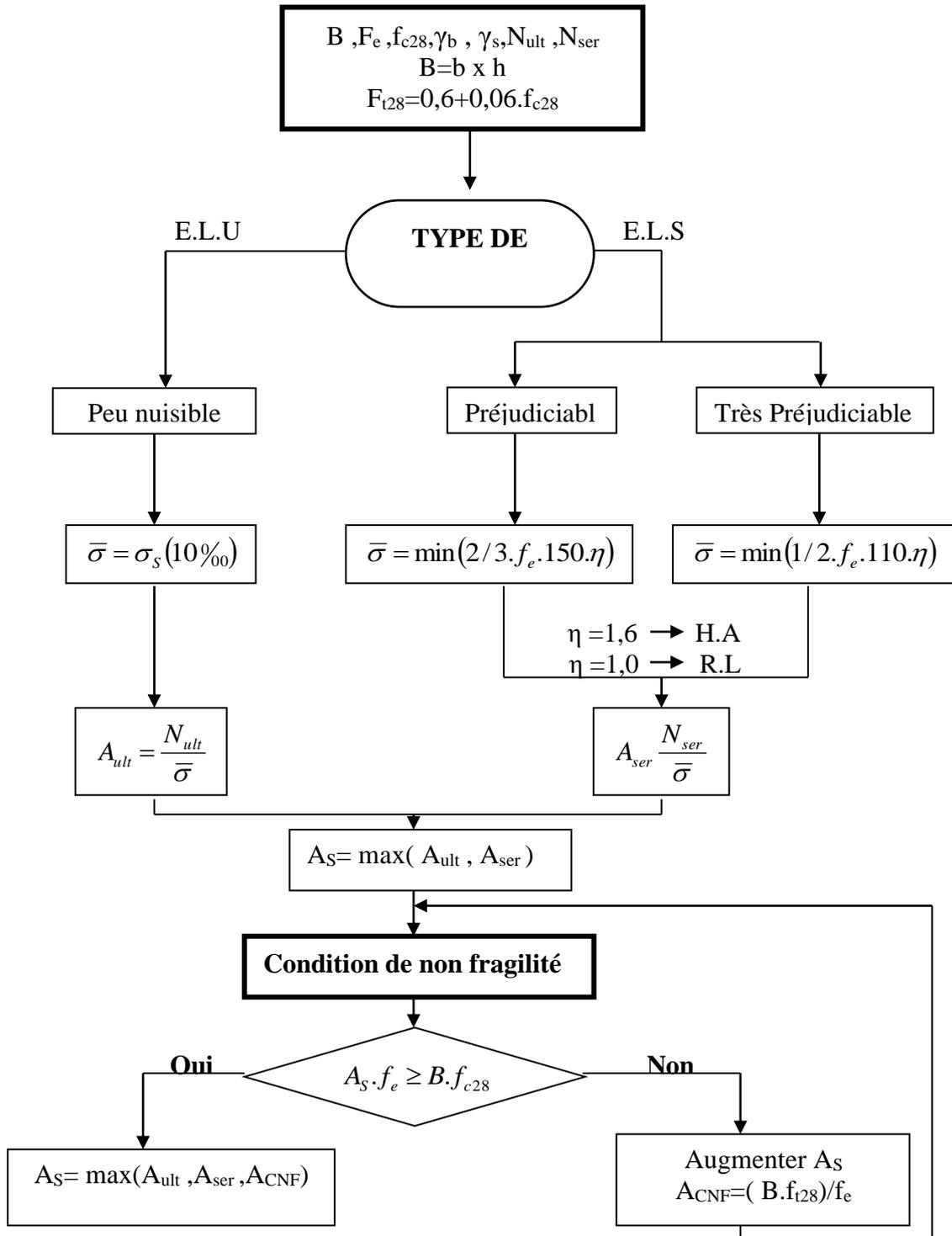
cas accidentelle

$$\gamma_b=1,15$$

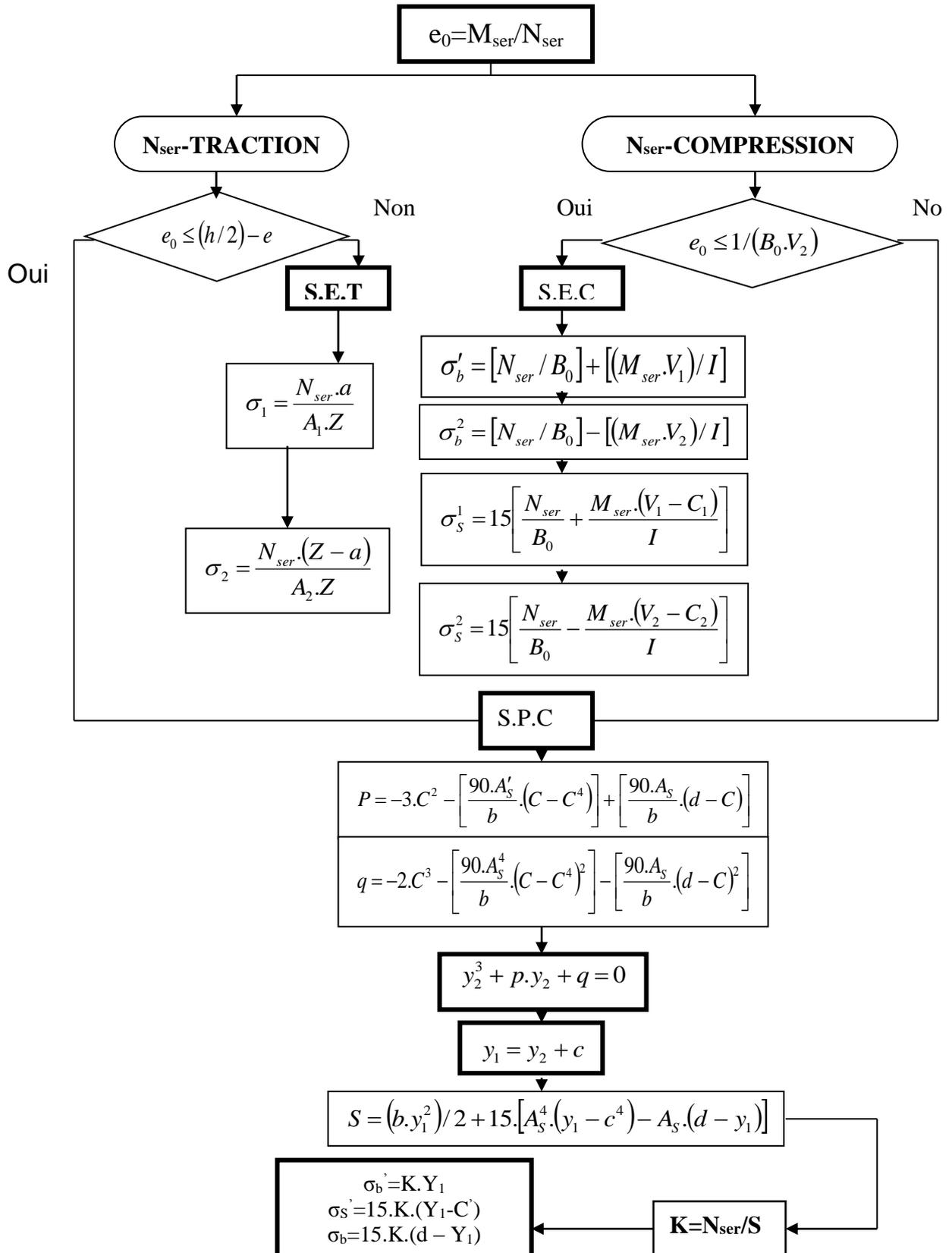
$$\gamma_s=1$$



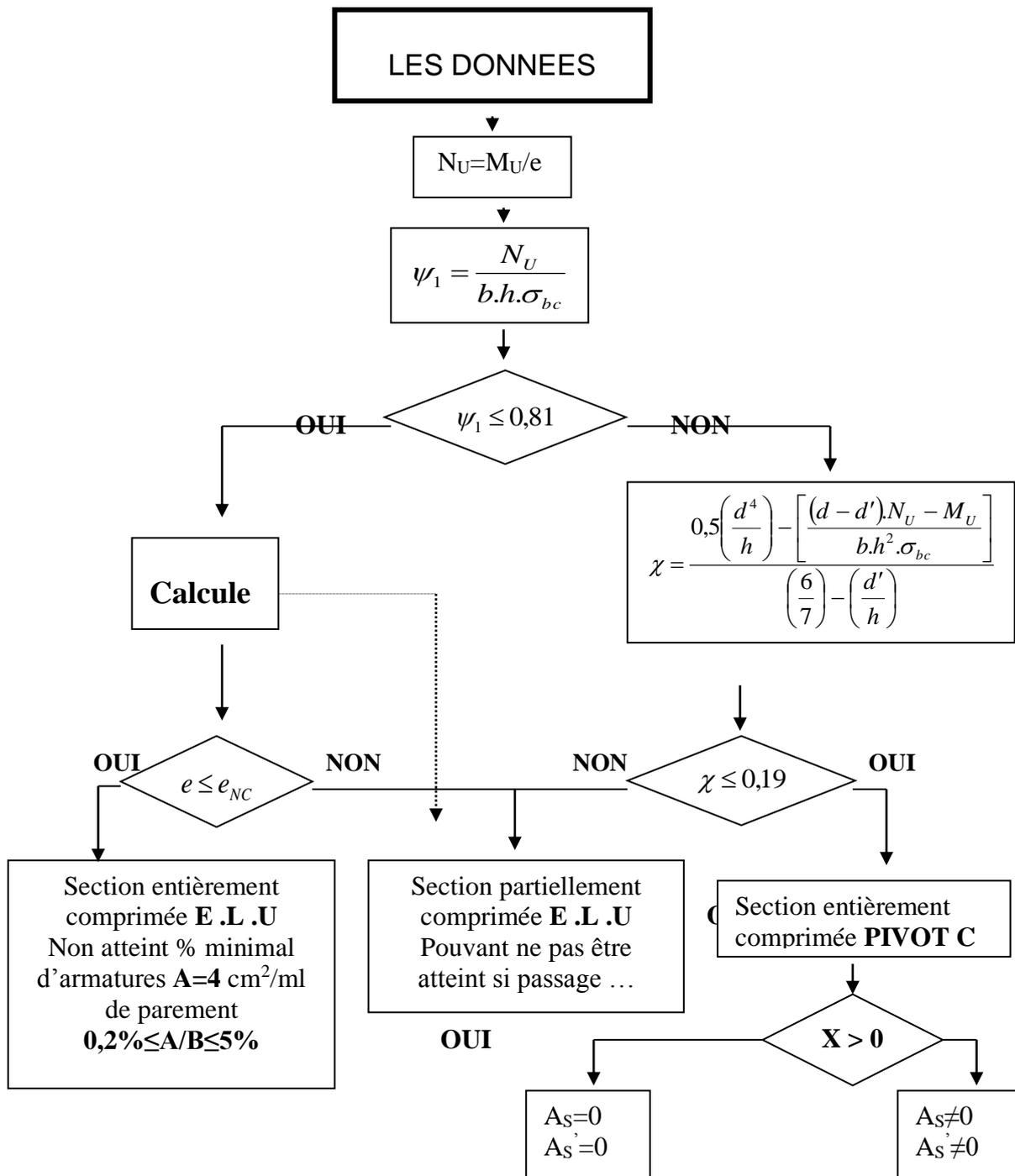
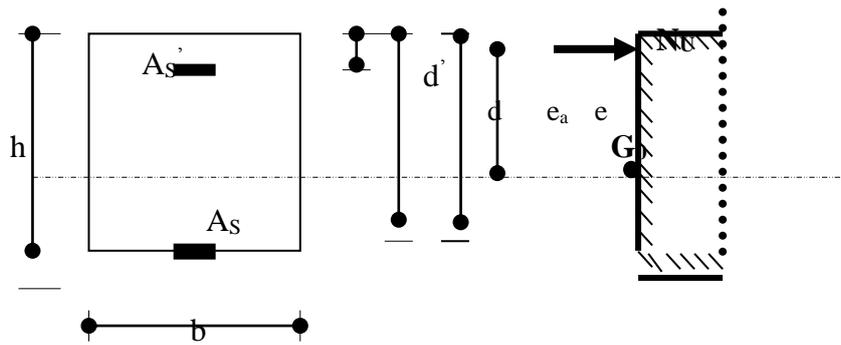
ORGANIGRAMME -III- TRACTION SIMPLE



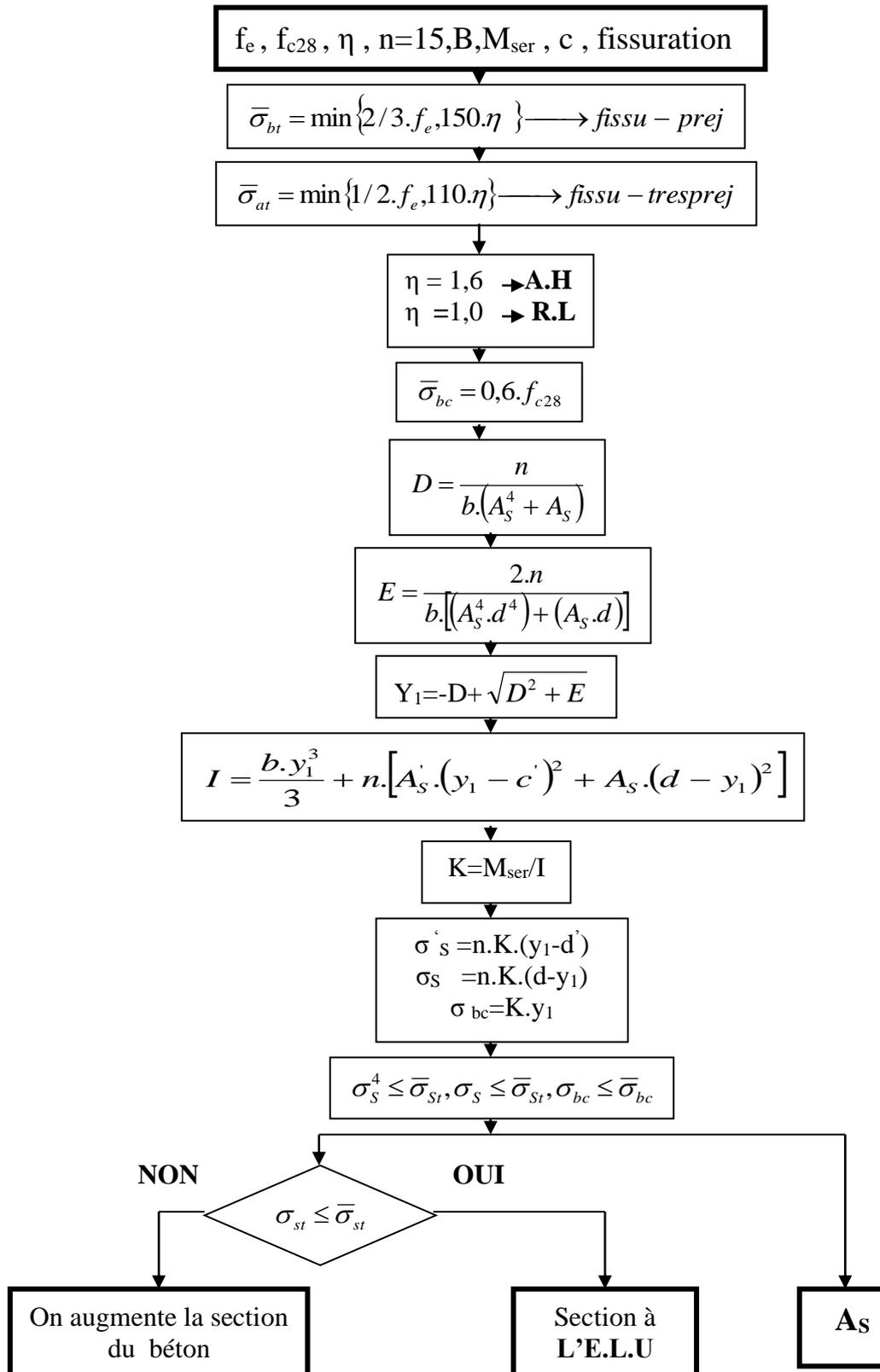
**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -VI-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'E .L .U-



ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT

