République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un bloc hospitalier en R+4 avec un sous-sol en intégrant l'étude de durabilité à travers l'analyse de cycle de vie (ACV) et le BIM

Présenté par :

KHALED KHODJA Rania

SELATNA Sabah

Encadré par :

Mr. ANNAD Mohamed

Mr. GASSIS Soufiane

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Tout d'abord, je rends grâce à Allah, Le Tout-Puissant, pour Son aide et Sa bénédiction tout au long de mon parcours universitaire. C'est Lui qui m'a donné la force, la patience et la volonté d'aller jusqu'au bout

je dédie ce modeste travail :

À ma merveilleuse mère, qu'Allah lui fasse miséricorde et l'accueille dans ses vastes jardins. Maman, tu es mon modèle en persévérance, générosité et force. Je ne pourrai jamais te remercier assez pour tout ce que tu as fait pour moi.

À mon père ;

À ma sœur ;

SELATNA Chahinaz, qui a été mon soutien indéfectible durant ces six années d'études, toujours présente avec amour

A Mes admirables sœurs : Iwiza ,soumia

A Mes frères : Fethi, Rabah.

A mes chers amis qui m'ont soutenu durant toute l'année : Meriem,khedidja.

KHALED KHODJA Rania, qui m'a accompagnée tout au long de ces années. Nous avons partagé ensemble chaque moment, et elle a été un véritable pilier pour moi.

SELATNA SABAH

Dédicace

Tout d'abord, louange à Dieu, toujours et à jamais, pour m'avoir permis d'atteindre cette étape de mon parcours.

Je dédie ce travail à

mes chers parents ;

ma sœur Hadjira ;

et tous mes frères ;

à ma famille :

tous mes amis ;

À ma meilleure amie

SELATNA Sabah, qui m'a accompagnée tout au long de ces années. Nous avons partagé ensemble chaque moment, et elle a été un véritable pilier pour moi.

KHALED KHODJA RANIA

Remerciements

Avant toute chose, nous rendons grâce à ALLAH, Le Très-Haut, pour nous avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à l'aboutissement de ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à monsieur ANNAD MOHAMED pour la qualité de son encadrement, ses conseils éclairés et son accompagnement constant tout au long de ce projet. Sa rigueur, sa disponibilité et sa bienveillance ont été pour nous d'un soutien précieux.

Nous tenons également à remercier chaleureusement monsieur LEFKIR ABDELOUAHAB et monsieur GASSIS SOUFIANE et l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics pour la richesse de l'enseignement qu'ils nous ont transmis, ainsi que pour leur engagement et leur accompagnement tout au long de notre formation. Leur implication a grandement contribué à notre développement académique et personnel.

Nos remerciements s'adressent également aux ingénieurs du Bureau d'Études de Réalisation d'Ingénierie du Projet, pour leur disponibilité, leur professionnalisme et la qualité des échanges techniques, qui ont apporté une valeur concrète et enrichissante à ce travail.

Enfin, nous adressons une pensée particulière à nos camarades de promotion, avec qui nous avons partagé des années d'apprentissage, d'efforts collectifs et de solidarité. Leur présence et leur soutien ont rendu cette expérience universitaire inoubliable.

ملخص

يتمثل هذا المشروع في دراسة وتصميم جناح استشفائي تابع لقسم العلاج الإشعاعي بمستشفى خاص بعلاج مرضى السرطان في ولاية الجزائر يتكوّن المبنى من طابق تحت ارضي وطابق ارضي وثلاثة طوابق بالإضافة الى الطابق الرابع الذي يحوي غرف للآلات يعتمد المشروع على تطبيق جميع القوانين والتنظيمات المعمول بها لا سيما القواعد الجزائرية الجديدة للبناء المقاوم للزلازل 2024

ولم يقتصر المشروع على المقاربة الكلاسيكية في التصميم الهيكلي، بل سعى أيضًا إلى إدماج مفاهيم الاستدامة والمحافظة على البيئة منذ المراحل الأولى من التصميم. وتم ذلك من خلال اعتماد مقاربة جديدة مبنية على تحليل دورة الحياة .(ACV) تُعد هذه المنهجية أداة تقييم بيئي دقيقة ومتعددة المعايير، تتيح قياس الأثر البيئي للمبنى خلال مختلف مراحل حياته، ابتداءً من استخراج المواد الأولية، مرورًا بمرحلة التشييد والتشغيل، وصولاً إلى نهاية عمره (الهدم أو إعادة التدوير).

من خلال اعتماد هذا النهج، كان هدفنا توجيه القرارات التقنية نحو حلول مسؤولة بيئيًا، تسهم في تقليص البصمة الكربونية للمشروع، مع الحفاظ في الوقت ذاته على الأداء الهيكلي والوظيفي للمبنى. ويُعد هذا التوجه تجسيدًا فعليًا لمتطلبات الهندسة المستدامة ومبادئ التصميم البيئي الحديث

الكلمات المفتاحية:

جناح استشفائي، السرطان، القواعد الجزائرية الجديدة للبناء المقاوم للزلازل 2024، الاستدامة، تحليل دورة الحياة، البيئة

Résumé

Ce projet de fin d'études s'inscrit dans une démarche innovante alliant conception structurelle et prise en compte des enjeux environnementaux. Il porte sur la conception et l'étude détaillée d'un bloc hospitalier destiné au service de radiothérapie d'un Centre Anticancer (CAC) situé dans la wilaya d'Alger. Ce bâtiment, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de trois étages et d'un local machinerie, a été conçu en conformité avec l'ensemble des règlements en vigueur, notamment les dernières exigences du nouveau Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), garantissant ainsi la sécurité sismique de l'ouvrage.

Au-delà de l'approche classique de dimensionnement des structures, le projet ambitionne d'intégrer la notion de durabilité dès les premières phases de la conception. Cette volonté se traduit par l'adoption d'une approche complémentaire fondée sur l'Analyse du Cycle de Vie (ACV). L'ACV est une méthode rigoureuse et multicritère qui permet de quantifier les impacts environnementaux associés à chaque étape de la vie du bâtiment : depuis l'extraction des matières premières, en passant par la construction, l'exploitation, jusqu'à la fin de vie (démolition ou recyclage). En intégrant cette démarche, notre objectif est de guider les choix techniques vers des solutions plus respectueuses de l'environnement, limitant l'empreinte carbone du projet, tout en garantissant la performance structurelle et fonctionnelle de l'ouvrage. Cette approche s'inscrit pleinement dans les nouvelles exigences de l'ingénierie durable et de l'éco-conception.

Mots clés :

Bloc hospitalier anticancer (CAC), radiothérapie, RPA 2024, Analyse du cycle de vie, les impacts environnementaux.

Abstract:

This final-year project is part of an innovative approach that combines structural design with consideration of environmental challenges. It focuses on the design and detailed study of a hospital block intended for the radiotherapy department of an Anticancer Center (CAC) located in the Wilaya of Algiers. The building, consisting of a basement, a ground floor, three upper floors, and a machinery room, was designed in accordance with all applicable regulations, particularly the latest requirements of the new Algerian Seismic Code (RPA 2024), thereby ensuring the seismic safety of the structure.

Beyond the traditional structural design approach, the project aims to integrate the concept of sustainability from the early stages of design. This intention is reflected in the adoption of a complementary approach based on Life Cycle Assessment (LCA). LCA is a rigorous, multi-criteria methodology that enables the quantification of the environmental impacts associated with each stage of the building's life cycle: from raw material extraction, through construction and operation, to end-of-life (demolition or recycling). By incorporating this approach, our goal is to guide technical decisions towards more environmentally responsible solutions, reducing the carbon footprint of the project while maintaining the structural and functional performance of the building. This approach is fully aligned with the emerging requirements of sustainable engineering and eco-design.

Keywords:
Anticancer hospital block (CAC), radiotherapy, RPA 2024, Life Cycle Assessment (LCA), environmental impacts.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE 1

VOLET 01 : CONCEPTION ET ETUDE D'UN BLOC HOSSPITALIER

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. INTRODUCTION 1

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 1

I.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE 1

I.3.1. Caractéristiques géométriques 1

I.3.2. Caractéristiques du site 2

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 2

I.4.1. Béton 2

I.4.2. Acier 5

I.5. CONCLUSION 7

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMET DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION 8

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS 8

II.2.1. Prédimensionnement des planches 8

II.2.2. Prédimensionnement des poutres 12

II.2.3. Prédimensionnement des poteaux 13

II.2.4. Prédimensionnement des voiles 16

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON PORTEURS 17

II.3.1. L'acrotère 17

II.3.2. Escaliers 18

II.3.3. La maçonnerie en briques creuses de terre cuite 21

II.4. CONCLUSION 23

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION 24

III.2. CALCUL DE L'ACROTERE 24

III.2.1. Calcul des sollicitations 24

III.2.2. Vérification de l'effort du au séisme 24

III.2.3. Calcul du ferraillage 26

III.3. CALCUL DES ESCALIERS 28
III.4. CONCLUSION 33
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE SELON RPA 2024
IV.1. INTRODUCTION 34
IV.2. DU RPA 99/2003 AU RPA 2024 : UN TOURNANT DANS LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE 34
IV.3. CONCEPTION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE 35
IV.3.1. Modélisation par ETABS 35
IV.3.2. Dispositions des voiles 36
IV.3.3. Etude comparative et choix de la variante retenue 38
IV.4. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE SELON RPA 2024 39
IV.4.1. Classification de la structure selon la configuration 39
IV.4.2. Coefficient de comportement R de la structure 42
IV.4.3. Facteur de qualité 43
IV.5. LES METHODES DE CALCUL SELON RPA 2024 44
IV.6. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE 44
IV.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure 44
IV.6.2. Calcul de la force sismique totale 45
IV.7. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE 45
IV.7.1. Nombre de modes à considérer 45
IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant a la base 46
IV.7.3. Vérification du coefficient de comportement de la structure 47
IV.8. JUSTIFICATION DE LA SECURITE 48
IV.8.1. Les combinaisons d'actions 48
IV.8.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble 48
IV.8.3. Justification vis-à-vis le déplacement inter-étage 49
IV.8.4. Justification de l'effort normal réduit 51
IV.8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ 53
IV.9. CONCLUSION 54
CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX
V.1. INTRODUCTION 55
V.2. ETUDE DES POUTRES 55

V.2.1. Les recommandations exigées par le RPA 2024 et CBA 93 55
V.2.2. Sollicitations de calcul des poutres 56
V.2.3. Exemple de ferraillage des poutres principales (Sous-sol) 56
V.2.4. Ferraillage des autres poutres 59
V.3. ETUDE DES POTEAUX 61
V.3.1. Les recommandations exigées par RPA 2024 61
V.3.2. Vérification spécifique selon RPA 2024 62
V.3.3. Sollicitations de calcul 63
V.3.4. Détermination des sections de ferraillage 63
V.3.5. Détermination des armatures Transversales 64
V.3.6. Vérification de la contrainte de compression à l'ELS 65
V.4. ETUDE DES VOILES 66
V.4.1. Les voiles et les trumeaux (RPA, 2024) 66
V.4.2. Les sollicitations de calcul 67
V.4.3. Exemple de calcul du voile V1 67
V.4.4. Exigences de ductilité pour la zone critique 69
V.4.5. Ferraillage de l'âme du voile 71
V.4.6. ferraillage du voile (V_{1Y}) au-dessus de la zone critique 72
V.5. ÉTUDE DES DALLES 75
V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles 75
V.5.2. Espacement maximale (CBA, 1993) 76
V.5.3. Justification des armatures d'effort tranchant 76
V.6. CONCLUSION 77
CHAPITRES VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
VI.1. INTRODUCTION 78
VI.2. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE 78
VI.2.1. Dimensionnement du voile périphérique 78
VI.2.2. Ferraillage du voile périphérique 79
VI.3. ETUDE DE FONDATION 80
VI.3.1. Choix de type de fondation 80
VI.3.2. Combinaisons d'actions à considérer 83
VI.3.3. Calcul des semelles filantes croisées 83

VI.4. CONCLUSION 96

VOLET 02 : Évaluation environnementale et conception durable par l'ACV

CHAPITRE I : FONDEMENTS METHODOLOGIQUES DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE

I.1. INTRODUCTION 97
I.2. DEFINITION DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 97
I.3. LES DOCUMENTS REGLEMENTAIRES RELATIVES A L'ACV 98
I.4. L'OBJECTIF DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 98
I.5. AVANTAGES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 98
I.6. LES PHASES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 99
I.7. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 100
I.7.1. La définition des objectifs et du champ de l'étude 100
I.7.2. L'unité fonctionnelle 101
I.7.3. Frontière du système 101
I.7.4. Inventaire de cycle de vie 102
I.8. LES METHODES D'EVALUATION D'IMPACT DANS L'ACV 103
I.8.1. Méthode CML 103
I.8.2. Méthode IMPACT 2002+ 103
I.8.3. Méthode Eco-indicateur 95 et 99 104
I.8.4. La méthode EDIP 104
I.8.5. Méthode RECiPE 2016 105
I.8.6. Méthode PEF 106
I.8.7. Méthode ILCD 106
I.8.8. La méthode EPS 107
I.9. LES BASES DE DONNEES 107
I.9.1. BUWAL 250 107
I.9.2. ECOINVENT 107
I.9.3. US LCI 108
I.9.4. GABI DATABASE 108
I.10. LES LOGICIELS D'ANALYSE CYCLE DE VIE 108
I.10.1. OPENLCA 108
I.10.2. GEMIS 109

I.10.3. SIMA PRO 109
I.10.4. TEAM TM 109
I.10.5. CMLCA 109
I.10.6. ECOPRO 110
I.11. CONCLUSION 111
CHAPITRE II : PASSAGE DU BIM A L'ACV
II.1. INTRODUCTION 112
II.2. CHOIX DU CIMENT COMME PARAMETRE D'EVALUATION 112
II.3. L'INTEGRATION DE LOGICIEL REVIT DANS L'ACV DU BATIMENT 113
II.3.1. Présentation de REVIT 113
II.3.2. Exportation du modèle ETABS vers REVIT pour la modélisation BIM 113
II.3.3. Exploitation du modèle dans REVIT pour l'analyse des quantités 114
II.3.4. Ajustement du modèle ETABS avec REVIT pour l'extraction des quantités 115
II.4. CONCLUSION 120
CHAPITRE III : CONCEPTION BIOCLIMATIQUE (APPROCHE BIM-ACV)
III.1. INTRODUCTION 121
III.2. EVALUATION DE L'IMPACT ENVIRONMENTAL DE CIMENT A L'AIDE DE L'ACV 121
III.2.1. Objectif et champ d'étude 121
III.2.2. Frontières du système 121
III.2.3. L'unité fonctionnelle 121
III.2.4. Modélisation du système de produit 122
III.2.5. Données d'inventaire du cycle de vie (ICV) 123
III.2.6. Outils de modélisation ACV(logiciel, méthode, base de données) 123
III.2.7. Évaluation des impacts environnementaux à l'échelle des points intermédiaires (mid points) 126
III.2.8. Analyse des impacts environnementaux à l'échelle des dommages finaux (end points) 130
III.2.9. Interprétation des résultats 132
III.2.10. Contribution de notre structure aux émissions de gaz à effet de serre 133
III.2.11. La contribution de notre structure à l'impact environnemental global 133
III.2.12. Conclusion et prescriptives 134
III.3. CONCLUSION 136

CONCLUSION GENERALE 137

LISTE DES FIGURES

VOLET 01 :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure I.1 : situation du bloc dans le projet. 1
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU. 4
Figure I.3 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS. 5
Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations de calcul pour l'acier. 6
Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section. 6

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1 : plancher dalle pleine. 8
Figure II.2 : Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible. 10
Figure II.3 : Schéma en coupe d'un plancher étage courant. 11
Figure II.4 : section de la poutre. 12
Figure II.5 : Section du poteau le plus sollicité. 13
Figure II.6 : section réduite des poteaux. 14
Figure II.7 : Coupe en élévation d'un voile. 16
Figure II.8 : Coupes de voiles en plan. 17
Figure II.9 : Dimensions d'un acrotère Classique en béton armé. 17
Figure II.10 : Schéma de terminologie d'escalier. 18
Figure II.11 : escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires. 19
Figure II.12 : vue en plan de l'escalier. 19
Figure II.13 : coupe transversale du mur extérieur. 22
Figure II.14 : coupe transversale du mur intérieur. 22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère. 24
Figure III.2 : section de l'acrotère à calculer. 26
Figure III.3 :schéma de ferraillage de l'acrotère. 28
Figure III.4 : Schéma statique et de l'escalier étudié. 29
Figure III.5 : Schéma du ferraillage de l'escalier pour les volées de rive 32

Figure III.6 : Schéma du ferraillage de l'escalier pour la volée intermédiaire 32

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE SELON RPA 2024

Figure IV.1 : Modélisation de la structure en 3D sur ETABS 21 35
Figure IV.2 : disposition des voiles de la première variante. 36
Figure IV.3:disposition des voiles de la deuxième variante. 37
Figure IV.4 : Limites des décrochements en plan. 41
Figure IV.5 : irrégularités en plan du $1er$ étage 41
Figure IV.6 : Limites des décrochements en élévation. 42
Figure IV.7 :la correction du spectre de réponse. 47
Figure IV.8 : l'effort tranchant supporté par les voiles à la base de la structure suivant X-X. 47
Figure IV.9 : l'effort tranchant supporté par les voiles à la base de la structure suivant Y-Y. 48

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1 :schéma de ferraillage des poutres. 61
Figure V.2 : Schéma de ferraillage des poteaux. 66
Figure V.3 : positionnement du voile V1Y……..68
Figure V.4 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant. 69
Figure V.5 :Ferraillage du voile $V1Y$ dans RDC,1er et le 2eme étage. 74
Figure V.6 :Ferraillage du voile $V1Y$ dans le 3eme étage. 75
Figure V.7 : dimensions du panneau (5.65*5.7*0.18) 76
Figure V.8 :ferraillage des dalles sens X-X. 77
Figure V.9 :ferraillage des dalles sens Y-Y. 77

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1:emplacement du voile périphérique étudié 78
Figure VI.2 : schéma des forces de poussées appliqués au voile périphérique. 79
Figure VI.3 : Schéma du Radier. 81
Figure VI.4 : semelle filante et semelle isolée. 82
Figure VI.5 : la disposition des semelles filantes croisées à la base de la structure. 83
Figure VI.6 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central. 84
Figure VI.7 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive. 84
Figure VI.8 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle 84
Figure VI.9 :ferraillage de la semelle 94

Figure VI.10 :ferraillage de nervure (A) en travée et en appui 95
Figure VI.11 : ferraillage de nervure (1) en travée et en appui 95

Volet 02 :

CHAPITRE I : FONDEMENTS METHODOLOGIQUES DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE

Figure I.1 : étapes d'analyse de cycle de vie d'un bâtiment. 97
Figure I.2 : les phases de l'analyse de cycle de vie [5]. 100
Figure I.3 : Liste des catégories intermédiaires et catégories finales. 104
Figure I.4 : Aperçu de la structure de RECIPE [22]. 105

CHAPITRE II : PASSAGE DU BIM A L'ACV

Figure II.1 : répartition carbone des matériaux de béton [23] 112
Figure II.2 : vérification des éléments porteurs dans ETABS. 113
Figure II.3 : Exportation du modèle ETABS vers REVIT 114
Figure II.4 : présentation du modèle de la structure dans REVIT 18 114
Figure II.5 : sélection des poutres dans le modèle REVIT 115
Figure II.6 : isolation de l'élément poutre dans REVIT 116
Figure II.7 : paramètres nécessaires pour le calcul de volume de béton dans les éléments 116
Figure II.8 : Le volume de béton utilisée dans les poutres 117
Figure II.9 : Le volume de béton utilisée dans les poteaux 117
Figure II.10 : Le volume de béton utilisée dans les dalles 118
Figure II.11 : Le volume de béton utilisée dans les voiles 118

CHAPITRE III : CONCEPTION BIOCLIMATIQUE (APPROCHE BIM-ACV)

Figure III.1 :modélisation du système produit. 122
Figure III.2 : données d'inventaire de cycle de vie. 123
Figure III.3 : Résultats de recherche des méthodes LCIA sur Google Scholar [11]. 125
Figure III.4 : Radar ACV – production de ciment. 126
Figure III.5 : Impact des étapes de production sur l'acidification terrestre. 127
Figure III.6 : Impact des étapes de production sur le changement climatique. 127
Figure III.7 : Impact des étapes de production sur la formation de l'ozone photochimique. 128
Figure III.8 : Impact des étapes de production sur l'eutrophisation marine. 128
Figure III.9 : Impact des étapes de production sur l'épuisement des ressources-eau. 129

Figure III.10 : Impact des étapes de production sur l'épuisement des ressources fossil. .129

Figure III.11 : Impact des étapes de production sur la formation des particules fines dans l'air. 130

Figure III.12: impact Environmental de production de ciment sur les écosystèmes.....130

Figure III.13 : impact Environmental de production de ciment sur la santé humaine. 131

Figure III.14 : impact Environmental de production de ciment sur la santé humaine. 131

Figure III.15 :contribution de chaque étape de production aux trois catégories d'impact. 132

Figure III.16 :impact de production de ciment à chaque catégorie d'impact.....133

LISTE DES TABLEAUX

VOLET 01 :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Tableau I.1 : Composition du béton utilisé. 2

Tableau I.2 : résistance caractéristique du béton selon (CBA, 1993.). 3

Tableau I.3 : contrainte limite ultime des aciers a ELU. 5

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1: verification de la flèche admissible par CBA 93. 9

Tableau II.2 : Descente de charges sur les planchers terrasse inaccessible.....10

Tableau II.3 : Descente de charges sur les planchers étage courant. 11

Tableau II.4 : vérification de la section de la poutre par RPA 2024. 12

Tableau II.5 : vérification de la flèche admissible par CBA 93. 13

Tableau II.6 : descente des charges sur les poteaux. 15

Tableau II.7 : Estimation des sections droites. 15

Tableau II.8 : Vérification des conditions (RPA, 2024). 15

Tableau II.9 : Vérification du critère de flambement. 16

Tableau II.10 : descente de charges sur le palier. 20

Tableau II.11 : descente de charges sur la paillasse. 21

Tableau II.12 : charges permanentes du mur extérieur. 21

Tableau II.13 : charges permanentes du mur intérieur. 22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Les coefficients caractéristiques de la force horizontale. 25
Tableau III.2 : Evaluation de la charge (poids de l'acrotère). 25
Tableau III.3 : les sollicitations de l'acrotère. 25
Tableau III.4 : les combinaisons d'actions que subit l'acrotère. 25
Tableau III.5 :calcul de la section d'acrotère par flexion composée. 26
Tableau III.6 : résumée de calcul de ferraillage de l'acrotère 28
Tableau III.7 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée. 30
Tableau III.8 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui. 30
Tableau III.9 : résumée de calcul de ferraillage des escaliers 31

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE SELON RPA 2024

Tableau IV.1 : résultats de l'analyse modale du 1ere variante. 37
Tableau IV.2 : résultats de l'analyse modale du 2eme variante. 38
Tableau IV.3 : comparaison entre les variantes. 38
Tableau IV.4 Vérification du comportement de la structure Vis-à-Vis la rigidité à la torsion. 40
Tableau IV.5 : vérification les excentricités structurales. 40
Tableau IV.6 : vérification de l'effet noyau 43
Tableau IV.7 : les pondérations du facteur de qualité. 43
Tableau IV.8 : caractéristiques sismiques de la structure selon RPA 2024. 44
Tableau IV.9 : coefficients de la force sismique totale d'après logiciel ETABS 21. 45
Tableau IV.10 : les périodes et la participation massique d'après logiciel ETABS 21. 46
Tableau IV.11: justification du coefficient de comportment (Sens X-X). 47
Tableau IV.12: justification du coefficient de comportement (sens Y-Y) 48
Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens X-X). 49
Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens Y-Y). 49
Tableau IV.15 : justification vis-à-vis le déplacement inter étage (sens X-X). 50
Tableau IV.16 : justification vis-à-vis le déplacement inter étage (sens X-X). 51
Tableau IV.17 : vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux. 51
Tableau IV.18 : vérification de l'effort normal réduit sur les voiles. 52
Tableau IV.19 :Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens X-X). 53
Tableau IV.20 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens Y-Y) 53

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Les sollicitations des calculs des poutres. 56
Tableau V.2 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui. 57
Tableau V.3 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée. 57
Tableau V.4 : vérification des contraintes à ELS..... 58
Tableau V.5 : Récapitulation de ferraillage longitudinal des poutres. 59
Tableau V.6 : Récapitulation de ferraillage transversal des poutres..... 59
Tableau V.7 : Les vérifications à l'ELU des autres poutres. 60
Tableau V.8 : Vérification à l'ELS des poutres des autres étages. 60
Tableau V.9 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes. 63
Tableau V.10 :Ferraillage des poteaux de sous-sol en flexion composée. 63
Tableau V.11 : détermination des sections de ferraillage pour les poteaux par SOCOTEC. 64
Tableau V.12 : calcul et vérification du ferraillage transversal. 65
Tableau V.13 : vérification de la contrainte de compression à l'ELS. 65
Tableau V.14 : Efforts N, M du voile $V_{1,Y}$ sous la combinaison G+0.6Q+E2. 69
Tableau V.15 :détermination de la nature de section en flexion composée..... 70
Tableau V.16 :ferraillage des éléments de rive. 70
Tableau V.17 :sollicitations de calcul au-dessus de la zone critique. 72
Tableau V.18 : Ferraillage longitudinal aux extrémités..... 72
Tableau V.19 : Ferraillage horizontal de l'âme du voile. 72
Tableau V.20 :ferraillage des dalles sens X-X..... 76
Tableau V.21 : ferraillage des dalles sens Y-Y. 76

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1 : calcul de la charge pour chaque nervure dans un poteau central 85
Tableau VI.2 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive 86
Tableau VI.3 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle 87
Tableau VI.4 : dimensionnement des semelles sens X-X. 87
Tableau VI.5 : dimensionnement des semelles sens Y-Y. 88
Tableau VI.6 : vérification de la portance de sol sens X-X..... 89
Tableau VI.7 : vérification de la portance de sol sens Y-Y..... 89
Tableau VI.8 : ferraillage des semelles filantes sens X-X..... 90

Tableau VI.9 : ferraillage des semelles filantes sens Y-Y. 90
Tableau VI.10 : ferraillage des nervures dans le sens X-X. 91
Tableau VI.11 : ferraillage des nervures dans le sens Y-Y. 91
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS sens X-X. 92
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS sens Y-Y. 93

VOLET 02 :

CHAPITRE I : FONDEMENTS METHODOLOGIQUES DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE

Tableau I.1 : Les documents règlementaires relatives à l'ACV [25]. 99

CHAPITRE II : PASSAGE DU BIM A L'ACV

Tableau II.1 : volumes de béton par éléments à partir de REVIT 119

CHAPITRE III : CONCEPTION BIOCLIMATIQUE (APPROCHE BIM-ACV)

Tableau III.1 : Comparaison des modèles de la base de données ECOINVENT 3.1 [27] 124
Tableau III.2 : critères de comparaison entre les méthodes de l'ACV [11]. 125
Tableau III.3 : Contribution de la structure aux émissions de gaz à effet de serre..... 133
Tableau III.4 : comparaison entre les deux ciments à l'échelle global 134

LISTE DES ABREVIATIONS

RPA2024 : Règlement Parasismique Algérien de l'année 2024.

CBA : Calcul des ouvrages en Béton Armé.

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

DTR : document technique réglementaire.

ACV : Analyse de cycle de vie.

ICV : inventaire du cycle de vie.

GES : gaz à effet de serre.

CEM II 42.5 : classe de ciment.

Majuscules romaines :

A : Coefficient d'accélération de zone.

S_2 : un sol de type **ferme (RPA2024).**

A' : Section d'acier comprimé.

A : Section d'acier tendu. Amax,

$A_{min,max}$: Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

ELS : Etat limite service.

ELU : Etat limite ultime.

Es : Module d'élasticité longitudinal.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mser : Moment fléchissant à l'ELS.

Mu : Moment fléchissant à l'ELU.

V : Effort tranchant.

W : Poids total de la structure.

Minuscules latins :

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

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

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{c28}**:** Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

$f_{t\,28}$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée.

G : Le module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson.

f_{bu}**:** contrainte ultime du béton en compression.

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

η : coefficient de fissuration.

E : module d'élasticité linéaire.

I : inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle. -

l : Petite portée.

λ_g: l'élancement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'Algérie présente un déficit notable en centres spécialisés dans la lutte contre le cancer, ce qui entraîne un allongement anormal, voire critique, des délais de traitement pour les patients atteints de cette maladie. Avec une incidence moyenne estimée à 120 cas pour 100 000 habitants, la création de nouveaux établissements hospitaliers dédiés à l'oncologie est devenue une priorité nationale. Ce projet qui vise la réalisation d'un hôpital spécialisé dans le traitement des maladies cancéreuses, s'inscrit dans un programme national ambitieux prévoyant l'implantation d'un Centre Anticancer (CAC) dans chaque wilaya du pays, afin de faciliter l'accès aux soins et d'améliorer la qualité du service public de santé.

L'hôpital est un bâtiment très spécialisé dans son organisation comme dans sa structure. La connaissance de l'organisation hospitalière, c'est-à-dire le corps médical hospitalier, son administration et les services annexes, est essentielle à l'élaboration de tout projet hospitalier. De plus, un centre hospitalier est classé comme un ouvrage d'importance vitale, du fait qu'il doit rester, totalement opérationnel, en cas d'avènement d'un risque majeur, tel un séisme de grande intensité notamment. Les techniques médicales font appel à des équipements spécifiques de plus en plus importants et complexes. Les équipements ont, la plupart du temps, une lourde incidence sur le bâtiment Ces équipements ont souvent un impact significatif sur la conception du bâtiment. Dès lors, comment concevoir une structure capable de s'adapter efficacement à l'évolution constante des technologies, tout en conservant harmonie et au moindre des coûts ?

Ce travail porte sur la conception et l'étude d'un bloc hospitalier fait partie de service radiothérapie d'un hôpital anticancer qui sera implanté dans la wilaya d'Alger. L'étude a été menée en deux volets distincts, chacun traitant d'aspects complémentaires du projet.

Le premier volet est consacré à l'approche classique de l'ingénierie des structures. Il comprend le prédimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, suivi d'une étude dynamique et sismique réalisée selon les prescriptions de la nouvelle version du règlement parasismique Algérien (RPA 2024), le ferraillage des éléments de la structure, ainsi que l'étude de l'infrastructure. **Le deuxième volet** s'inscrit dans une démarche orientée vers la durabilité. Il introduit une approche plus actuelle de la conception, axée sur la réduction de l'empreinte environnementale de la structure. Cette partie inclut notamment une analyse du cycle de vie du bâtiment, pour objectif d'optimiser ses performances sur le long terme.

VOLET 01.

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BLOC HOSPITALIER

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. INTRODUCTION

Ce premier chapitre a pour objectif d'introduire l'ouvrage objet de projet de fin d'étude en détaillant ses caractéristiques d'architectures, structurales et géotechniques, ainsi que les matériaux utilises et les normes en vigueur, il est essentiel de définir dès conception la structure et les propriétés des matériaux. En effet, ces éléments déterminent directement la durabilité, la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage, particulièrement pour un bloc hospitalier qui doit répondre à des exigences techniques et réglementaires strictes.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Nous menons actuellement une étude pour la construction d'un bloc hospitalier (radiothérapie+ hôpital de jour) spécialisé dans le traitement du cancer implanté à Alger. Ce bâtiment se composera d'un sous-sol à usage cave, d'un rez-de-chaussée (RDC) et de quatre étages (R+4). Le quatrième étage sera dédié à un local technique destiné à la machinerie. La structure, conçue en béton armé, intègre des portiques et des voiles pour garantir solidité et stabilité. Ce projet s'inscrit dans une zone classée de forte sismicité (zone VI) conformément aux nouvelles normes parasismiques algériennes **(RPA, 2024.)**.

I.3. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La partie radiothérapie comporte quatre blocs A, B, C, D similaires. Dans le cadre de ce projet, notre analyse se concentre spécifiquement sur le bloc B de radiothérapie. Ce choix méthodologique repose sur la similarité technique et fonctionnelle entre les blocs de traitement. Les plans d'architectures ainsi que la vue en élévation de la structure sont représentés dans l'annexe (A.2).

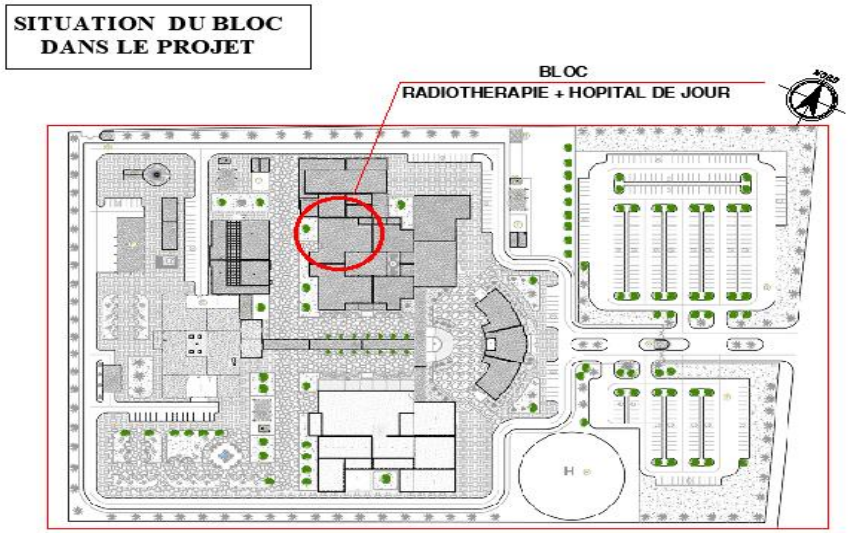


Figure I.1 : situation du bloc dans le projet.

I.3.1. Caractéristiques géométriques

I.3.1.1. Dimensions en plan

- Largeur en plan : 26.25 m
- Longueur en plan : 49 m

I.3.1.2. En élévation

- Nombre de niveau 04 : RDC + 03 étages + local machinerie
- Hauteur du sous-sol : 2.81 m
- Hauteur du RDC 4.42 m
- Hauteur d'étage courant 4.42 m
- Hauteur de local machineries : 3.01 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 20.69 m

I.3.2. Caractéristiques du site

Le site d'implantation du projet se situe à Alger. Selon les données géotechniques disponibles **(Annexe A.1)**, la contrainte admissible du sol est estimée à **2.5 bars**, avec une profondeur d'ancrage des fondations à partir de **2 m**.

Conformément aux prescriptions du **RPA 2024** :

- Le projet est localisé dans une zone de sismicité très forte **(Zone VI).**
- L'ouvrage relève du groupe d'usage **1A**, correspondant aux bâtiments à importance vitale.
- Le site est caractérisé par un sol de type **ferme (S2)**, conformément à la classification des types de sol.

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.4.1. Béton

Le béton est un matériau de construction composite constitué principalement d'un mélange de granulat (sable, gravier), d'un liant (généralement du ciment), d'eau et parfois d'adjuvants pour améliorer ces propriétés. Une fois mélanger il durcit en prenant une forme solide et résistante capable de supporter d'importante charges polyvalent et durable.

I.4.1.1. Composition de béton

Tableau I.1 : Composition du béton utilisé.

Matériaux	Dosage
Ciment	350kg de CMEII42.5 N
Gravier	800 litres de 15/25 mm
Sable	400 litres de 0/5mm
Eau	175Litres d'eau de gâchage

I.4.1.2. La résistance de béton

- **La résistance à la compression**

Pour les calculs en phase de réalisation, on utilise généralement les valeurs de résistance à 28 jours, notées $\mathbf{f_{c28}}$. Dans certains cas, il est possible de travailler avec des résistances mesurées à (j) jours, extrapolées à partir de $\mathbf{f_{c28}}$, selon les besoins du projet et les conditions d'avancement des travaux.

Tableau I.2 : résistance caractéristique du béton selon (CBA, 1993.).

	$f_{c\,28} < 40\ MPa$	$f_{c\,28} \geq 60\ MPa$
$j \leq 60\ jours$	$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0.83j} \times f_{c\,28}$	$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0.83j} \times f_{c\,28}$
$j > 60\ jours$	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c\,28}$	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c\,28}$

La résistance à la compression à 28 jours : $\boldsymbol{f_{c28} = 30MPa}$

- **La résistance à la traction**

La résistance à la traction du béton à **j** jour notée ($\boldsymbol{f_{tj}}$) est définie par la relation

$\boldsymbol{f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}}$ **(CBA, 1993.)** avec : $f_{cj} \leq 60MPa$

Donc : $\boldsymbol{f_{t28} = 2.4MPa}$

I.4.1.3. Déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation longitudinale **(CBA, 1993.)**

- **Module de déformation longitudinale instantanée $\boldsymbol{E_{ij}}$**

Sous l'effet des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$\mathrm{E_{ij}} = 11000\sqrt[3]{\mathrm{f_{cj}}} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{E_{ij} = 34179.557\ \mathrm{MPa}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée Evj**

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée Evj est égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \boldsymbol{E_{vj} = 11393.185\ \mathrm{MPa}}$$

I.4.1.4. Déformation transversale

Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

I.4.1.5. Coefficient de poisson

Coefficient de poisson ν est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale :

$$\nu = \frac{deformation\ transversale}{deformation\ longitudinale}$$ **(CBA, 1993)**

Il est pris égal :

- ν=0 (ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ν=0.2 (ELS) pour le calcul des déformations.

I.4.1.6. Modèles de Calcul

- **A L'ELU :**

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{f_{bu} = \frac{0.85 \times Fc28}{\theta \times Yb}}$$ **(CBA,1993)**

γ_b: coefficient de sécurité du béton

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{(Situation durable)} \\ \gamma_b = 1.2 & \text{(Situation accidentelle)} \end{cases}$

θ: coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

Avec : $\begin{cases} \theta = 1 \ si \ t > 24h \\ \theta = 0.9 \ si \ 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 \ si \ t < 1h \end{cases}$

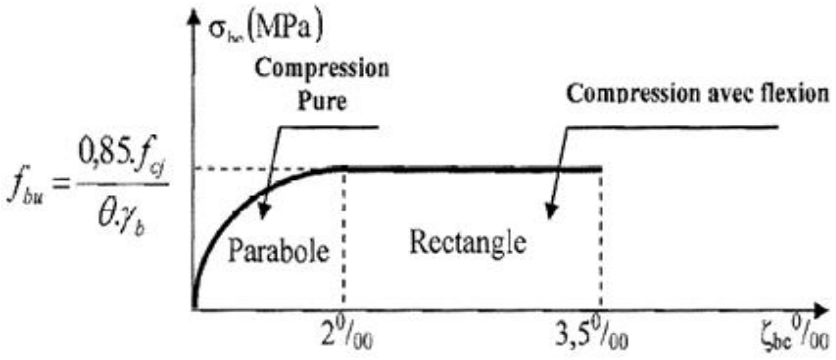


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

- **A L'ELS :**

La valeur de la contrainte admissible de la compression du béton est prise égale à **:**

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\ f_{cj}$ **(CBA, 1993)**

$$\rightarrow \quad \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 18\ MPa}$$

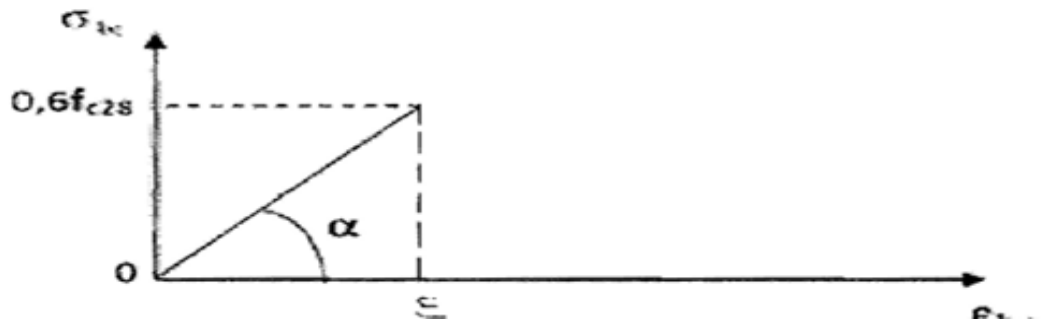


Figure I.3 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS.

I.4.1.7. La contrainte de cisaillement du béton

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ (MPa)} \quad \textbf{(CBA,1993)}$$

La contrainte limite de cisaillement est limitée par : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ **(CBA,1993)**

$$\begin{cases} \bar{\tau}u = \min\left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma b}, 5\ MPa\right) \rightarrow \bar{\tau}\boldsymbol{u = 4MPa} & pour: une \text{ fissuration peu prejudciable} \\ \bar{\tau}u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma b}, 4\ MPa\right) \rightarrow \bar{\tau}\boldsymbol{u = 3\ MPa} & pour: une \text{ fissuration très prejudciable} \end{cases}$$

I.4.2. Acier

Dans notre projet nous allons opter à utiliser des armatures de haute adhérence, avec :

- La limite d'élasticité garantie : **fe = 500 MPa**
- Le module d'élasticité : **Es=200 000MPa**
- La déformation : $\boldsymbol{\varepsilon_{es}} = \boldsymbol{f_e} / (\boldsymbol{\gamma_s . E_s})$

- **Contrainte limite des aciers**

Contrainte limite ultime à l'ELU :

La contrainte limite ultime notée σ_s avec **:** $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{fe}{Ys}}$ **(CBA,1993)**

Tableau I.3 : contrainte limite ultime des aciers a ELU.

Etat limite	Situation	γs	Acier (HA)
ELU	Situation durable	1.15	434,78
	Situation accidentelle	1	500

Contrainte limite de service à l'ELS :

La contrainte limite de service dépend de type de fissuration **(CBA,1993)** :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable :$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = min\ (\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}fe, 88\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Avec :

ɳ : coefficient de fissuration $\begin{cases}\eta = 1.3\ (HA)\ et\ \emptyset < 6\ mm \\ \eta = 1.6\ (HA) et\ \emptyset > 6\ mm\end{cases}$

- **Diagramme des déformations de la section**

On distingue trois domaines 1,2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton **(CBA, 1993.)**

Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.

Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

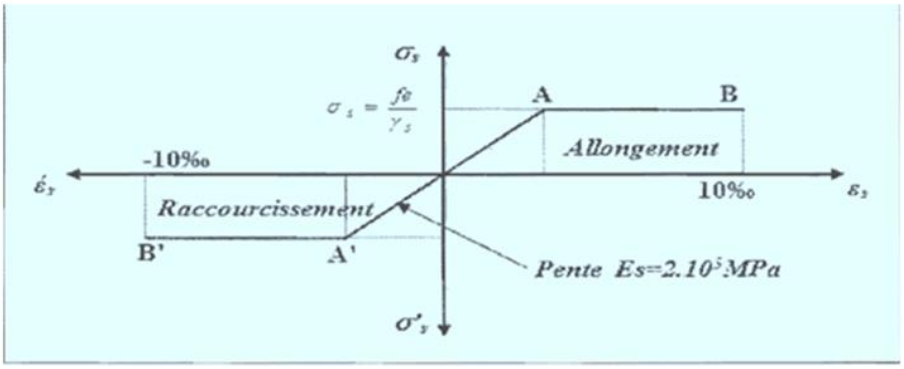


Figure I.4 : Diagramme contraintes- déformations de calcul pour l'acier.

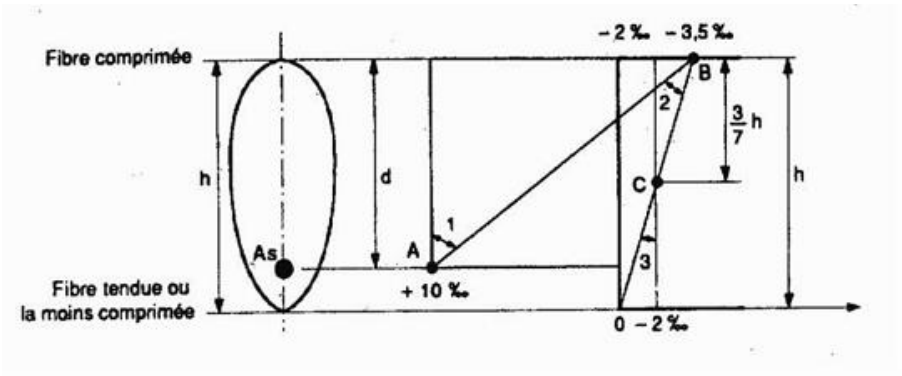


Figure I.5 : Diagramme des déformations limites de la section.

I.5. CONCLUSION

Le choix des matériaux constitutifs et des dispositions parasismiques influence directement la performance de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques. Dans ce projet, nous avons utilisé un béton de classe **C30/37**, confectionné avec un ciment **42,5 N**, présentant une résistance à la compression de **30 MPa**, associé à un acier de type **FeE500** pour les armatures, garantissant ainsi une résistance mécanique élevée. Ces matériaux ont été sélectionnés afin d'assurer une bonne réponse de la structure aux charges sismiques, réduisant ainsi les risques de défaillance. Grâce à cette combinaison, nous garantissons que le bâtiment est conçu et réalisé pour résister efficacement aux forces sismiques, assurant la sécurité et la protection des occupants.

CHAPITRE II :
PREDIMENSIONNEMET DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre porte sur le prédimensionnement des éléments structuraux conformément aux normes RPA 2024, CBA 93 ou BAEL 91. Il permet d'estimer les dimensions initiales des coffrages afin d'assurer la stabilité, la résistance et la durabilité de la structure face aux charges verticales (poids propre, surcharges) et horizontales (séisme, vent).

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

II.2.1. Prédimensionnement des planchers

Pour l'ensemble des planchers de la structure, nous avons choisi des dalles pleines en raison de leur rigidité qui réduit les vibrations, de leur stabilité garantissant la précision des équipements médicaux, de leur capacité à assurer une bonne isolation acoustique, améliorant ainsi le confort des patients et du personnel, ainsi que de leur résistance aux charges lourdes et leur durabilité.

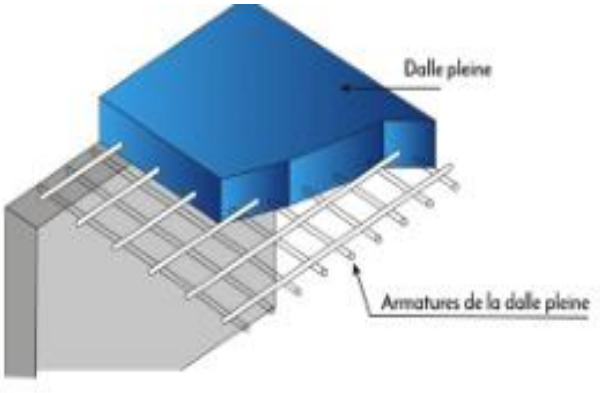


Figure II.1 : plancher dalle pleine.

II.2.1.1. Détermination de l'épaisseur des planchers

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée à partir de la condition de résistance à la flexion **(CBA, 1993).**

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : $L_{x,max} = 630\ cm$ et $L_{y,max} = 655cm$

D'où : $0.4 \leq \rho = 0{,}96 < 1 \rightarrow$ la dalle est portée sur deux sens

Donc : $e = \frac{L_x}{40} \rightarrow e = 15.75\ cm$ on prend : $\boldsymbol{e = 16\ cm}$

II.2.1.2. Vérification de l'épaisseur des planchers

Conditions de coupe-feu (EC 2)

- e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.
- e = 15 cm pour trois heures de coupe-feu.
- e = 17 cm pour quatre heures de coupe-feu.

Isolation phonique :

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à $\mathbf{13cm}$ pour obtenir une bonne isolation acoustique **(CBA, 1993).**

Vérification de la flèche admissible :

La flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \text{ (CBA, 1993)}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384\ E\ I}$$

E : module d'élasticité linéaire.

I: inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle. -

L: Petite portée.

$q = G + Q$ $\begin{cases} G = 25 \times e \times 1ml \\ Q = 4KN/m^2 \times 1ml \end{cases}$

$f_{adm} = \frac{l_{max}}{500}$ si $L_{max} \leq 5m$

$f_{adm} = \frac{l_{max}}{1000} + 0.05$ si $L_{max} > 5m$

Tableau II.1: verification de la flèche admissible par CBA 93.

Paramètre	Valeur
$L_{max}(m)$	6.3
$E(MPa)$	34179.55
$I(m^4)$	0.000486
$q(KN/m)$	$4 + 25\ e$
$f_{adm}(mm)$	11.3

Donc : $e \geq 16.81\ cm$ on opte : $e = 18\ cm$

Et : $f_{cal} = 10.49\ mm \leq f_{adm} = 11.3\ mm$ (condition vérifiée)

L'épaisseur à choisir est :

$$e = Max\{Résistance\ à\ la\ flexion, Condition\ acoustique, Résistance\ au\ feu\}$$

Donc on prend : $\boldsymbol{e = 18\ cm}$

II.2.1.3. Descente de charges sur les planchers

Le but de la descente de charge est de déterminer la charge et la surcharge revenant à chaque élément porteur de la structure**. (DTR B.C. 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation, 1988).**

1. Pour les planchers terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : Descente de charges sur les planchers terrasse inaccessible.

N°	Elément	ep (cm)	Masse volumique (kN/m^3)	G(KN/m^2)
01	Protection lourd	05	17	0.85
02	Etanchéité multi couches	02	6	0.12
03	Forme de pente	10	22	2.2
04	Liège	04	4	0.16
05	Plancher dalle pleine	18	25	4.5
06	Enduit plâtre	02	10	0.2
			G	8.03
			Q	1

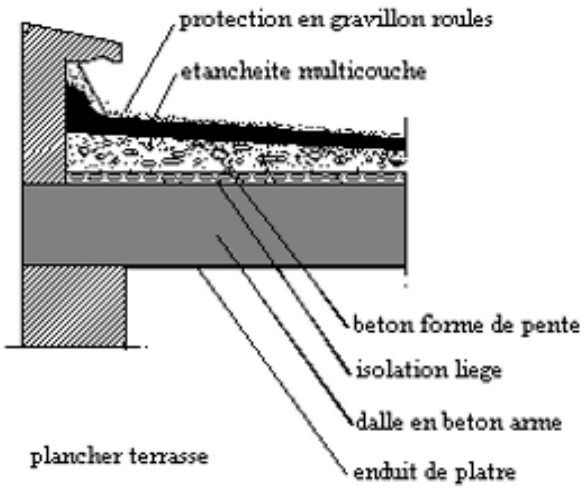


Figure II.2 : Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

2. Pour les planchers étage courant :

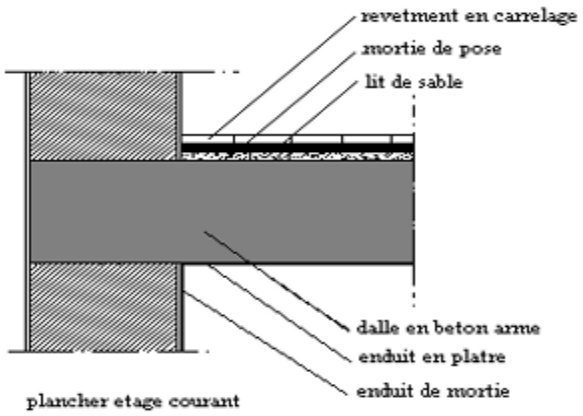


Figure II.3 : Schéma en coupe d'un plancher étage courant.

Tableau II.3 : Descente de charges sur les planchers étage courant.

N°	Elément	ep (cm)	Masse volumique (kN/m^3)	G (KN/m^2)
01	Marbre	02	28	0.56
02	Chape de ciment	02	20	0.40
03	Lit de sable	03	17	0.51
04	Mur cloisons			1
05	Plancher dalle pleine	18	25	4.5
06	Enduit plâtre	3	10	0.3
Charges permanentes			G_{TOT}	7.27
Charge d'exploitation Q			Halls	4
			Circulation générale	4
			Bureaux	2.5
			Poste de soin	2.5
			Salle de réunion	2.5
			Sanitaire	1.5
			Salle de travail	3.5
			Chambres	1.5

II.2.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur prédimensionnement s'effectue par des formules données par **CBA 93** et vérifie les dimensions exigées par le **RPA 2024.** On distingue les poutres principales et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

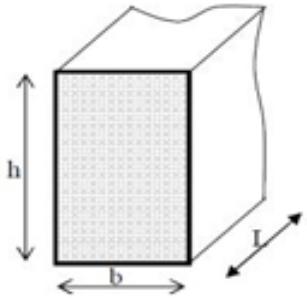


Figure II.4 : section de la poutre.

La section de la poutre est déterminée par les formules proposées par **Jean Perchat** suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Poutres principales : $L_{max} = 6.55\ m$

Poutres secondaires : $L_{max} = 6.30\ m$

Dans notre cas les longueurs de travée des poutres secondaires et les poutres principales sont proches, donc on peut opter pour une seule section ($\boldsymbol{40cm \times 60cm}$).

II.2.2.1. Justification des dimensions

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après **(RPA, 2024):**

Tableau II.4 : vérification de la section de la poutre par RPA 2024.

	Condition	Observation
01	$b \geq 25cm$ (zone sismique VI)	Vérifiée
02	$h \geq 30\ cm$	Vérifiée
03	$\frac{h}{b} \leq 4$	Vérifiée

II.2.2.2. Justification de la flèche admissible

On a :

$$q = 1.35(25 \times 0.4 \times 0.6 + 2.77 \times 0.4) + 1.5(4 \times 0.4) \quad \rightarrow \quad q = 11.99KN/ml$$

Tableau II.5 : vérification de la flèche admissible par CBA 93.

Paramètre	Poutre principale	Poutre secondaire
$L_{max}(m)$	6.55	6.3
$E(MPa)$	34179.55	
$I(m^4)$	7.2×10^{-3}	7.2×10^{-3}
$q(KN/m)$	11.99	11.99
$f_{cal}(mm)$	1.168	0.999
$f_{adm}(mm)$	11.55	11.3
Vérification	vérifiée	vérifiée

II.2.3. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux essentiels dont le rôle est de reprendre les charges verticales et horizontales, puis de les transmettre aux fondations. Leur conception vise à garantir la stabilité et la résistance de l'ouvrage face aux différentes sollicitations. Le prédimensionnement des poteaux est réalisé en fonction de l'élément le plus sollicité, afin d'assurer une répartition optimale des charges et d'optimiser la sécurité et la durabilité de la structure.

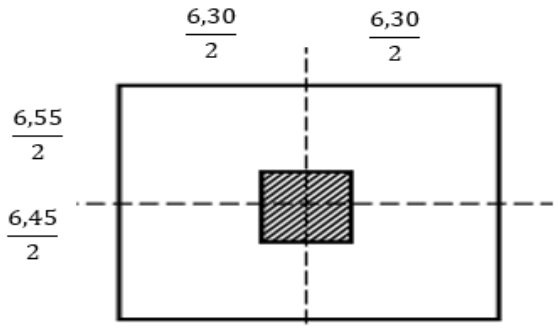


Figure II.5 : Section du poteau le plus sollicité.

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage, est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale :

$$S = (\frac{6,55}{2} + \frac{6,45}{2}) \times (\frac{6,30}{2} + \frac{6,30}{2}) = 40.95m^2$$

On fait une majoration de la section de **1.1** pour prendre en considération le poids propre du poteau donc :

$$S = 45.045m^2$$

l'effort normal ultime Nu agissant dans le poteau. Doit vérifier que :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_r \times fc_{28}}{0.9\gamma_b}\right) + \left(\frac{A_s fe}{Y_s}\right) \textbf{ (CBA,1993)}$$

As : La section d'acier minimale.

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé : $fe = 500MPa$

$$\beta_r \geq \frac{\beta \times N_U}{\frac{fbc}{0,9} + \frac{0,85 \times fe}{100 \times \gamma s}}$$

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

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2 & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85 \times \left(\frac{\lambda^2}{1500}\right) & \text{si: } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

On se fixe sur un élancement mécanique **λ=35** pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : **β = 1.2**

B_r : section réduite obtenue en retirant **1 cm** d'épaisseur du béton sur toute la périphérie du Poteau :

$$B_r = (a-2)(b-2)\ en\ cm^2$$

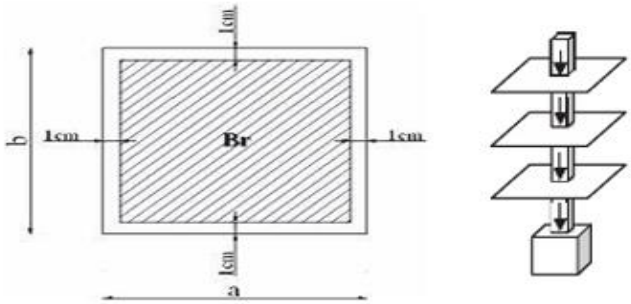


Figure II.6 : section réduite des poteaux.

D'après le (chapitre I) on a :

Situation durable $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \,/\, \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 1 \\ f_{bc} = 17\ MPa \end{cases}$

Donc : $$\boldsymbol{\beta_r \geq 0.0531 N_u}$$

II.2.3.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

Le calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux est détaillé dans l'annexe **B.1**. Et les résultats sont dans le tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau II.6 : descente des charges sur les poteaux.

Niveaux	$N_G(KN)$	$N_Q(KN)$
Terrasse	438.51	45.045
3-3	404.27	112.612
2-2	415.73	66.58
RDC	404.27	153.562
Sous-sol	404.27	112.612

II.2.3.4. Estimation des sections droites

Les dimensions des poteaux et des poutres ne sont pas connues, ce qui est souvent le cas donc on majore le poids de la surface du plancher qui revient à un poteau donné par **10%** pour obtenir le poids approximatif des poteaux et des poutres qui s'inscrivent dans cette surface **(CBA,1993).**

Tableau II.7 : Estimation des sections droites.

Niveau	N_G(KN)	N_Q(KN)	N_{ul}(KN)	B_r (m^2)	a_r(m)	$a \times b$(cm^2)
Terrasse	438.51	45.045	659.556	0.0350	0.207	65×65
3-3	842.78	157.657	1374.238	0.0729	0.290	65×65
2-2	1258.51	224.237	2035.344	0.1080	0.342	65×65
RDC	1662.78	377.781	2811.345	0.1492	0.406	65×65
Sous-sol	2067.05	490.413	3526.137	0.1872	0.452	65×65

1. Vérification des conditions de *RPA* 2024 :

Tableau II.8 : Vérification des conditions (RPA, 2024).

	Condition	Observation
01	$\min(b_1, h_1) \geq 30cm$ (zone IV)	Vérifiée
02	$\min(b_1, h_1) \geq l_{cl}/20$	Vérifiée
03	$0.25 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4$	Vérifiée

2. Vérification du critère de flambement (CBA,1993) :

Il faut vérifier que : $\lambda = {}^{l_f}/_{i} \leq 35$

Avec : $l_f = K_0 \times l_0$ (longueur de flambement).

Et :

- l_0:longueur libre de poteau
- $K_0 = 0.707$ (poteau d'un bâtiment à étage multiple).

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

I : Moment d'inertie $I = {}^{a^4}/_{12}$

Tableau II.9 : Vérification du critère de flambement.

Niveau	S (cm^2)	l_0(m)	l_f(m)	I (m^4)	i(m)	λ	Condition
Local mac	65×65	3.01	2.128	0.0148	0.187	11.37	Vérifiée
3eme étage	65×65	4.42	3.125	0.0148	0.187	16.71	Vérifiée
2eme étage	65×65	4.42	3.125	0.0148	0.187	16.71	Vérifiée
1er étage	65×65	4.42	3.125	0.0148	0.187	16.71	Vérifiée
RDC	65×65	4.42	3.125	0.0148	0.187	16.71	Vérifiée
Sous-sol	65×65	2.81	1.986	0.0148	0.187	10.62	Vérifiée

II.2.4. Prédimensionnement des voiles

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Leurs prédimensionnements se fait conformément au RPA 2024.

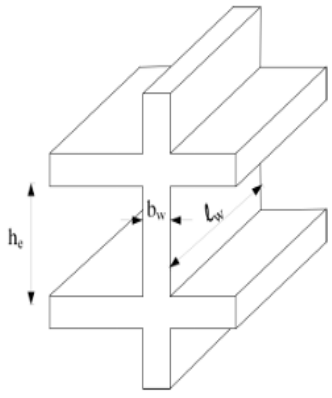


Figure II.7 : Coupe en élévation d'un voile.

Pour l'épaisseur du voile :

$e \geq \max(15\ cm, \frac{h_e}{20})$ **(RPA, 2024)** → $e \geq \max(15\ cm, 19.1cm)$

On prend : $\boldsymbol{e = 20\ cm}$

Pour la longueur de voile :

$l_w = \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\ ml)$ **(RPA, 2024)** → $l_w = \max(1.47\ m, 0.8\ m, 1\ m)$

Donc pour tous les voiles de la structure : $\boldsymbol{l_w \geq 1.5\ m}$

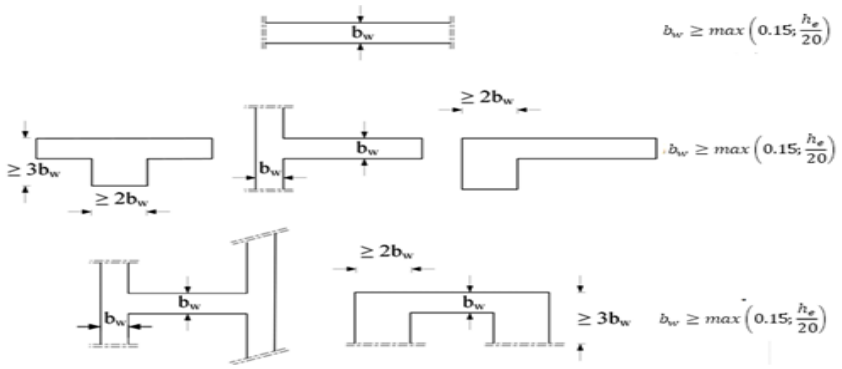


Figure II.8 : Coupes de voiles en plan.

II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON PORTEURS

II.3.1. L'acrotère

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Généralement en béton armé, ce petit muret de faible hauteur, possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie et protège aussi l'étanchéité de la terrasse.

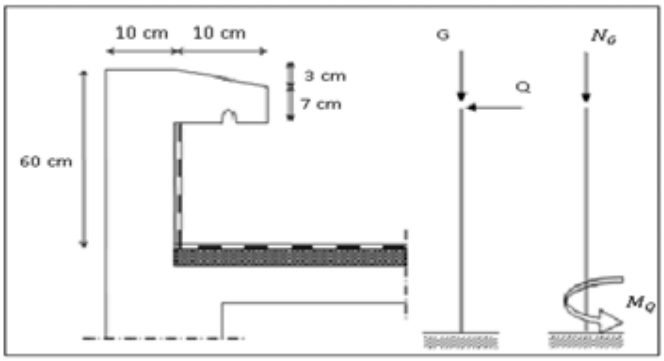


Figure II.9 : Dimensions d'un acrotère Classique en béton armé.

Le poids de cet acrotère P_{acr} en KN/ml est calculé comme suit :

- La surface : $S = \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.6)$ → $\boldsymbol{S = 0.069 m^2}$
- Le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 0.069 \times 25$ → $\boldsymbol{G_1 = 1.725\ KN/ml}$

- Le poids des enduits au ciment ($e_p = 2cm$) :

$G_2 = (0.02 \times (60 + 10) \times 2 \times 10^{-2} \times 14)$ $\rightarrow \boldsymbol{G_2 = 0.392\ KN/ml}$

Donc le poids total de l'acrotère est : $G = G_1 + G_2$ $\rightarrow \boldsymbol{G = 2.12\ KN/ml}$

II.3.2. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie. Ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(7) : L(Emmarchement)

(5) : H_0(Hauteur de la volée)

(6) : Inclinaison de la paillasse

(4) : h (Hauteur de là contre marche)

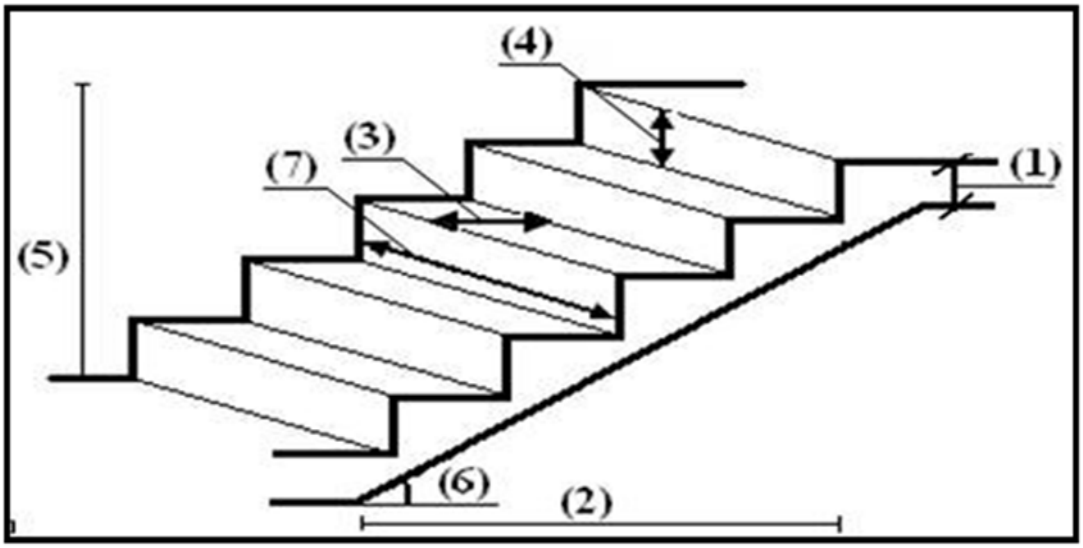


Figure II.10 : Schéma de terminologie d'escalier.

II.3.2.1. Caractéristique technique :

- Hauteur d'étage : $\boldsymbol{H = 4.42\ m}$
- Giron : $\boldsymbol{g = 30\ cm}$
- Hauteur de la marche à partir de la formule de **François BLONDEL** :

On a : $60 < 2h + g < 64\ cm$ $\rightarrow$ on prend : $\boldsymbol{h = 17\ cm}$

- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$ $\rightarrow \boldsymbol{n = 26}$

Dans notre cas l'escalier se compose de trois volés : Deux volées identiques de **8 contre marche** et **une** autre volée intermédiaire de **10 contre marche** avec un totale de **26 contre marche.**

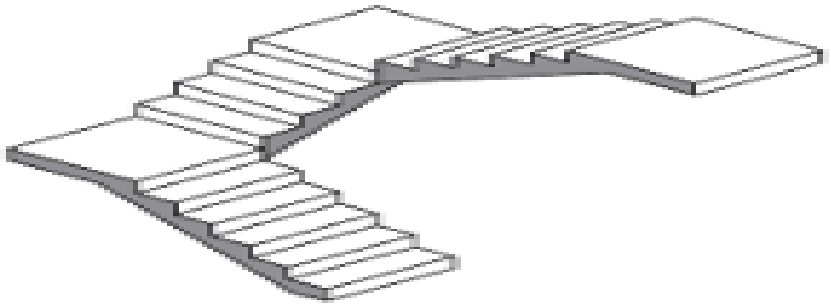


Figure II.11 : escalier à trois volées et à deux paliers intermédiaires.

1. **Nombre des marches dans chaque volée :** $N = n - 1$
   - Pour les deux volés : $\boldsymbol{N = 7\ marches}$
   - Pour la volée intermédiaire : $\boldsymbol{N = 9\ marches}$

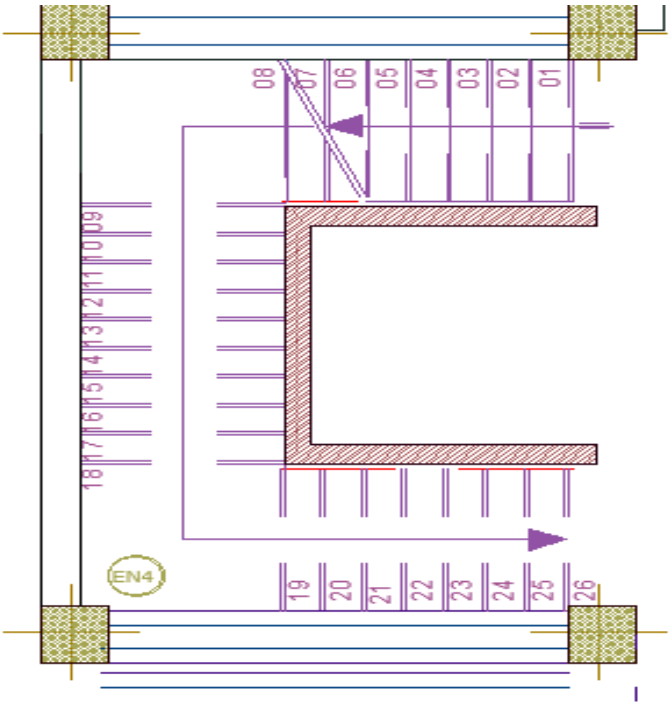


Figure II.12 : vue en plan de l'escalier.

2. **L'inclinaison de la paillasse :**
   - Pour les deux volés :

$H_V = n \times h$ → $H_V = 1.36$ m

$L = (n-1) \times g \quad \rightarrow \quad L = 2.1\ m$

$tang \propto = \frac{H_V}{L} \quad \rightarrow \quad tang \propto = 0.648$

donc : $\propto = \mathbf{32.92}^{\circ}$

- Pour la volée intermédiaire :

$$\begin{cases} H_V = 1.7\ \text{m} \\ L = 2.7\ m \\ \propto = 32.19^{\circ} \end{cases}$$

3. L'épaisseur de paillasse : $^{L}/_{30} \leq e \leq {}^{L}/_{20}$

- Pour les deux volés : $\boldsymbol{e = 10\ cm}$
- Pour la volée intermédiaire : $\boldsymbol{e = 10\ cm}$

II.3.2.2. Descente des charges sur l'escaliers

Tableau II.10 : descente de charges sur le palier.

N°	Elément	e_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	G_i (KN/m^2)
01	Revêtements en marbre	02	28	0.56
02	Chape de mortier	02	20	0.40
03	Lit de sable	02	18	0.36
04	Palier	18	25	4.5
05	Enduit de ciment	02	10	0.20
			G	6.02
			Q	4

Tableau II.11 : descente de charges sur la paillasse.

N°	Elément	e_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	G_i (KN/m^2)
01	Revêtements en marbre	02	28	0.56
02	Mortier horizontale	02	20	0.40
03	Mortier verticale	02	20	0.40
04	Marbre contre marche	02	22	0.44
05	Paillasse en BA	10	(25×0.1/cosα)	2.98
06	Enduit plâtre	02	10	0.20
07	Poids propre du marche	$0.17/2$	22	1.87
08	Lit de sable	02	18	0.36
09	Garde-corps			0.10
			G	7.31
			Q	4

II.3.3. La maçonnerie en briques creuses de terre cuite

II.3.3.1. Murs extérieur (double parois)

Tableau II.12 : charges permanentes du mur extérieur.

N°	Elément	e_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	G_i (KN/m^2)
01	Enduit extérieur	02	20	0.40
02	Brique creuse	15	9	1.3
03	Brique creuse	10	9	0.9
04	Enduit intérieur	02	10	0.20
			G	2.80

Remarque : on a estimé les ouvertures $\mathbf{30\%}$ donc :

$G = 0.7 \times 2.8 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{G = 1.96\ KN/m^2}$

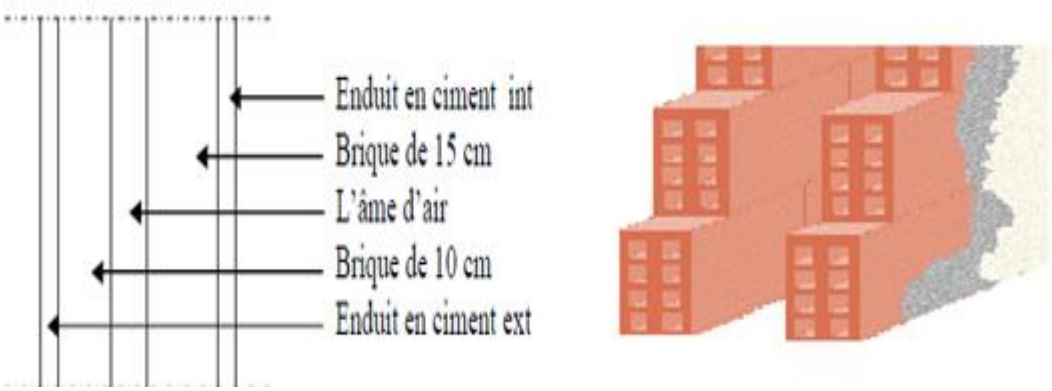


Figure II.13 : coupe transversale du mur extérieur.

II.3.3.2. Murs intérieurs (simple parois)

Tableau II.13 : charges permanentes du mur intérieur.

N°	Elément	e_p (cm)	Masse volumique (KN/m^3)	G_i (KN/m^2)
01	Enduit extérieur	02	10	0.20
02	Brique creuse	10	9	0.9
03	Enduit intérieur	02	10	0.20
			GTOT	1.30

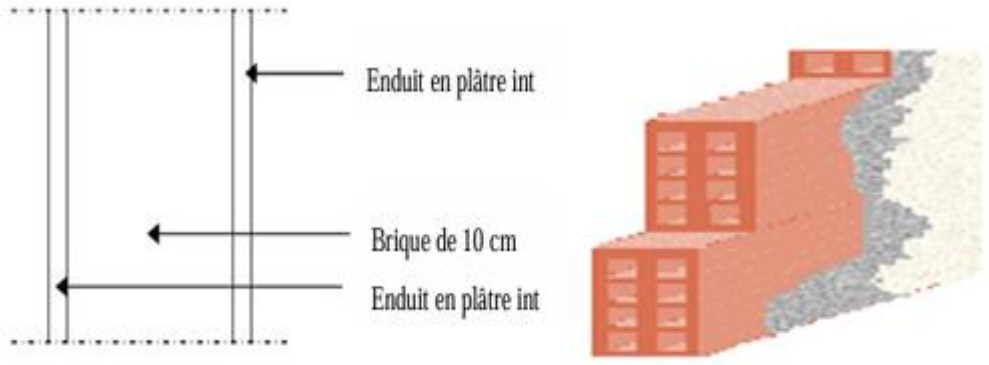


Figure II.14 : coupe transversale du mur intérieur.

II.4. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de déterminer le prédimensionnement des éléments structuraux, qu'ils soient principaux ou secondaires, en conformité avec les normes CBA 93, et RPA 2024. Ce prédimensionnement constitue une étape préalable essentielle qui conditionne la suite de l'étude structurelle, telle que l'analyse dynamique, et le ferraillage des éléments.

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous abordons le calcul du ferraillage des éléments secondaires de la structure. Bien qu'ils ne fassent pas partie du système porteur principal, ces éléments jouent un rôle essentiel dans la stabilité locale, la protection de l'ouvrage et le confort des usagers, contribuant ainsi à la sécurité et à la durabilité de l'ensemble. Ce calcul est réalisé conformément aux normes CBA 93 et RPA 2024, afin de garantir la fiabilité et la résistance des éléments étudiés.

III.2. CALCUL DE L'ACROTERE

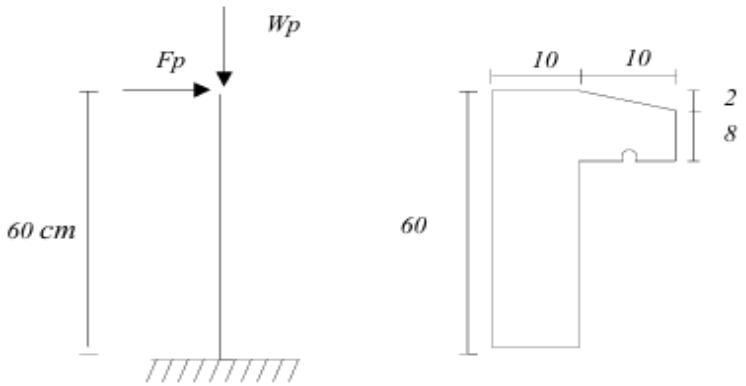


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1. Calcul des sollicitations

On a : $S = 0.0690\ m^2$ et $G = 2.12\ KN/ml$

Il subit une poussée horizontale de main courante de : Q = 1 KN/ml

- **A l'ELU :**

$N_u = 1{,}35 \times N_G \rightarrow N_u = 2.862\ KN/ml$

$M_U = 1{,}5 \times Q \times h \rightarrow M_U = 0.9\ KN.ml$

- **A l'ELS :**

$N_s = N_G \rightarrow N_s = 2.12\ KN/ml$

$M_s = 1{,}5 \times Q \times h \rightarrow M_s = 0.60\ KN.ml$

III.2.2. Vérification de l'effort du au séisme

D'après le **RPA 2024** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$\boldsymbol{F_{PK} = (A.I.S) \times C_P \times (1 + \frac{3h_z}{H}) \times W_P}$$ **(RPA, 2024)**

Avec :

C_P: Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 **(RPA, 2024)**

W_P : Poids de l'élément considéré

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

h_Z : Hauteur du niveau "k", à partir de la base

La force horizontale de calcul $\boldsymbol{F_{PK}}$ s'applique au centre de gravité de l'élément.

Tableau III.1 : Les coefficients caractéristiques de la force horizontale.

A	C_P	$W_P(KN/ml)$	I	φ	S	H (m)
0.3	0.8	2.12	1.4	0.6	1.2	20.69

Tableau III.2 : Evaluation de la charge (poids de l'acrotère).

Niveau	$h_z(m)$	$F_{PK}(KN/ml)$
Local machinerie	20.69	3.419

Tableau III.3 : les sollicitations de l'acrotère.

$N_G(KN)$	$M_G(KN.ml)$	$N_Q(KN)$	$M_Q(KN.ml)$	$V_G(KN)$	$V_Q(KN)$	$M_{FP}(KN.ml$
2.12	0	0	0.6	0	1	1.025

Tableau III.4 : les combinaisons d'actions que subit l'acrotère.

	Combinaisons	Les moments (KN.ml)	Effort Tranchant (KN)
ELU	$1.35G + 1.5Q$	$M_1 = 1.35\ M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 0.9\ KN.ml$	$V_{U1} = 1.35V_G + 1.5V_Q$ $V_{U1} = 1.5\ KN$
ELS	$G + Q$	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = 0.6\ KN.ml$	$V_{U2} = V_G + V_Q$ $V_{U2} = 1\ KN$
ELA	$G + \varphi Q + E$	$M_3 = M_G + \varphi M_Q + M_{FP}$ $M_3 = 1.385\ KN.ml$	$V_{U3} = \varphi V_Q + F_P$ $V_{U3} = 4.019\ KN$
	$G + \varphi Q - E$	$M_4 = M_G + \varphi M_Q - M_{FP}$ $M_4 = -0.665\ KN.ml$	$V_{U4} = \varphi V_Q - F_P$ $V_{U4} = -2.189\ KN$
	$G + \varphi Q + 0.3E$	$M_5 = M_G + \varphi M_Q + 0.3M_{FP}$ $M_5 = 0.667\ KN/ml$	$V_{U5} = \varphi V_Q + 0.3\ F_P$ $V_{U6} = 1.626\ KN$
	$G + \varphi Q - 0.3E$	$M_6 = M_G + \varphi M_Q - 0.3M_{FP}$ $M_6 = 0.0525\ KN/ml$	$V_{U5} = \varphi V_Q - 0.3\ F_P$ $V_{U6} = -0.426\ KN$

III.2.3. Calcul du ferraillage

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire : $h = 10\ cm$ / $B = 100\ cm$ / $d = 9\ cm$ / $c = 3\ cm$

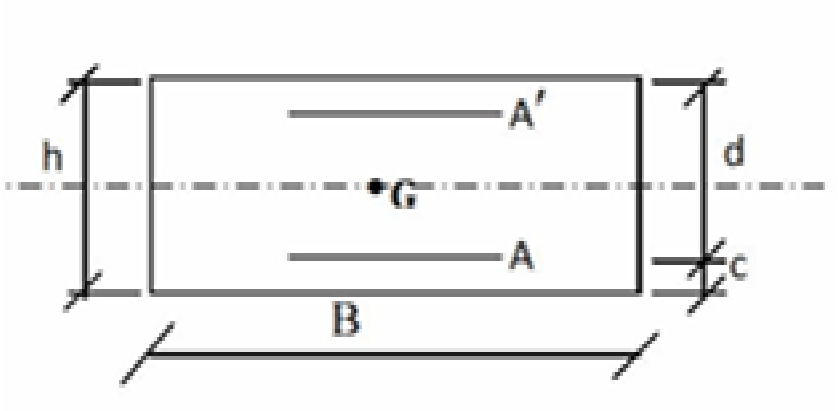


Figure III.2 : section de l'acrotère à calculer.

III.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales

On a : $\begin{cases} f_{c\,28} = 30\ MPa \\ f_{bc} = 17\ MPa \\ f_e = 500\ MPa \end{cases}$

- **Calcul de l'excentricité**

$e_0 = \frac{M_U}{N_U} \rightarrow e_0 = 31.4\ cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$

La section est partiellement comprimée **SPC** : **(Voir organigramme annexe D.7)**

Tableau III.5 :calcul de la section d'acrotère par flexion composée.

$M_{ua}(KN.m)$	μ_a	γ	μ_c	$\propto$	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A'_S(cm^2)$	$A_S(cm^2)$
1.014	0.073	1.5	0.324	0.095	0.086	434.78	0	1.737

Donc on prend : 4 HA 8 ($A_s = 2.01cm^2$)

III.2.3.2. Calcul des armatures transversales

$\boldsymbol{A_r = \frac{A_s}{4}} \rightarrow \boldsymbol{A_r = 0.503\ cm^2}$

Donc on prend : 4 HA 8 ($A_s = 2.01cm^2$)

III.2.3.3. Vérification à l'ELU

- **Condition de non-fragilité (CBA,1993)**

$A_{CNF} = \frac{0{,}23b\,d f_{t28}}{fe}$

$A_s = 2.01cm^2 \geq A_{min} = 0.9936cm^2$ (condition vérifiée).

- **Vérification de la contrainte tangentielle (CBA,1993)**

$\tau_u = \frac{V_U}{bd} \leq \overline{\tau_u} = min(0.15\,{f_{c\,28}}/{\gamma_b}, 4MPa)$

On a : $\tau_u = 0.017\ MPa \leq 3MPa$ donc : la condition est vérifiée

- **Vérification de l'espacement (CBA,1993)**

Armatures longitudinales :

$s_t \leq min(3h, 33\ cm)$ → $\boldsymbol{s_t = 25\ cm}$

Armatures transversales :

$s_t \leq min(4h, 45\ cm)$ → $\boldsymbol{s_t = 35\ cm}$

III.2.3.4. Vérification des contraintes à ELS

- **Pour le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c\,28} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_1}.X \end{cases}$

Et :

X : la position de l'axe neutre

I_1 : inertie de la section homogénéisée

Détermination de la position de l'axe neutre de la section :

$$\frac{bX^2}{2} + n.A'_S.(X - C') - n.A_S(d_{rel} - X) = 0$$

$d_{rel} = 6.7\ cm$ → $50X^2 + 30.15\,X - 202 = 0$ → $\boldsymbol{X = 1.731\ cm}$

Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$I = \frac{bX^3}{3} + n.A'_S.(X - C')^2 + n.A_S(d_{rel} - X)^2$ → $\boldsymbol{I = 917.32 cm^4}$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.132\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18\ MPa$ (condition vérifiée)

- **Pour l'acier :**

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement immergé ou noyée dans l'eau de pluie donc la fissuration est préjudiciable ce qui veut dire :

$$\sigma_{sc} = n.\frac{M_{ser}}{I}(d - X) \leq \overline{\sigma_s} = min(\frac{2}{3}\ fe, 110\sqrt{\eta\ f_{t\,28}})$$

$\sigma_{sc} = 71.32$ MPa $\leq$ min (333.33,215.55) → $\sigma_{sc} = 71.32$ MPa ≤ 215.55 MPa (vérifiée)

Tableau III.6 : résumée de calcul de ferraillage de l'acrotère

Paramètres	Acrotère
$A_{S\,cal}(cm^2/ml)$	1.737
$A_{CNF}\ (cm^2/ml)$	1
Ferraillage choisis	4 HA 8
$S_t(cm)$	25
$A_r\ (cm^2/ml)$	0.503
Ferraillage de répartition	4 HA 8
$S_t(cm)$	35

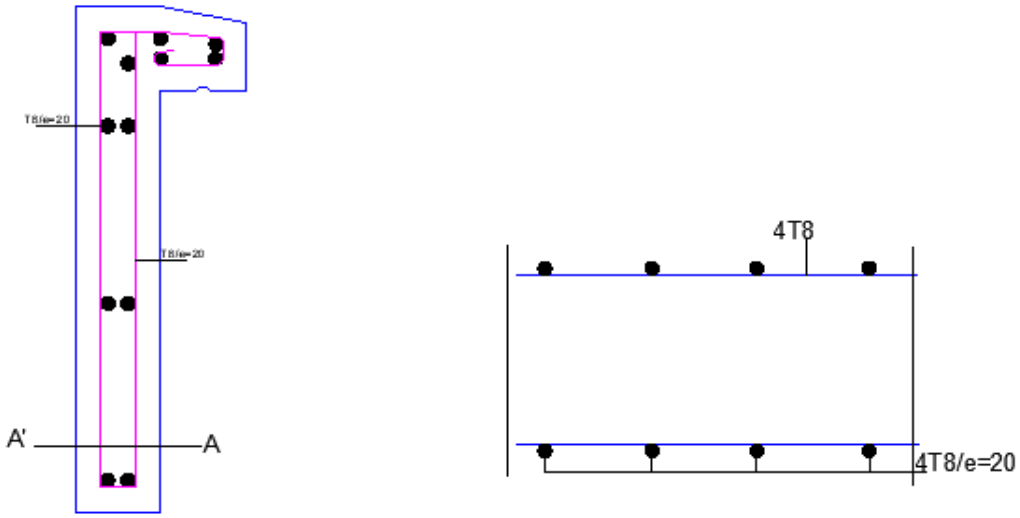


Figure III.3 :schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.3. CALCUL DES ESCALIERS

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de dimension (b×h), Le ferraillage se fera pour une bande de 1m de largeur.

Tel que : $b = 100\ cm$, $h = 18\ cm$, $d = 0.9h = 16.2\ cm$

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, et la section soumise à la flexion simple.

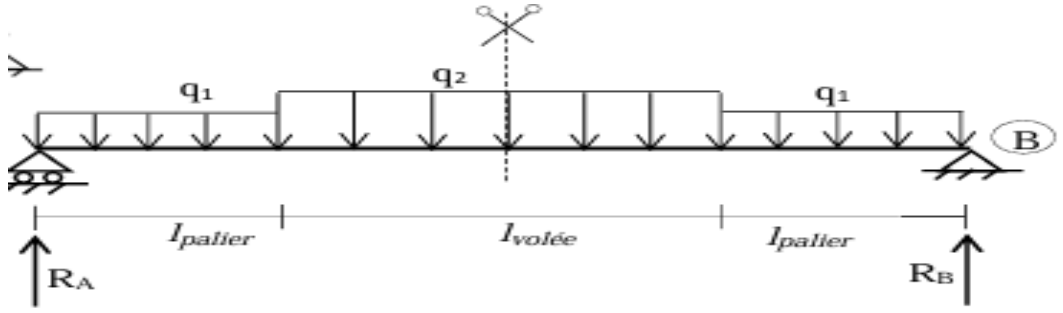


Figure III.4 : Schéma statique et de l'escalier étudié.

- **Pour les deux volées identiques :**

Calcul des sollicitations à ELU :

On a : $G = 6.02\ KN/m^2$ et $Q = 4\ KN/m^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (pour 1 ml) $\begin{cases} pour\ le\ palier : & q_1 = q_3 = 1.35(6.02) + 1.5(4) \\ pour\ la\ volée : & q_2 = 1.35(7.31) + 1.5(4) \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} q_1 = q_3 = 14.12\ KN/ml \\ q_2 = 15.868\ KN/ml \end{cases}$

On a : $L_1 = L_3 = 1.5\ m$ et $L_2 = 2.1\ m$

Donc : $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{L_1 + L_2 + L_3} = 14.844\ KN/ml$ et $L_e = \sum L_i = 5.1\ m$

Et le moment isostatique : $\boldsymbol{M_0} = \frac{q_{eq}\, L^2}{8} = 48.26\ KN.m$

La distribution des moments en appui et en travée se fait par la méthode forfaitaire **(annexe D.1)**

Moment en travée : $\boldsymbol{M_t} = 0.85 \times M_0 = 41.021\ KN.m$

Moment sur appui : $\boldsymbol{M_a} = 0.30 \times M_0 = 14.478\ KN.m$

Calcul des sollicitations à ELS :

$q_{ser} = G + Q$ (pour 1 ml) $\begin{cases} pour\ le\ palier : & q_1 = q_3 = (6.02) + (4) \\ pour\ la\ volée : & q_2 = (7.31) + (4) \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} q_1 = q_3 = 10.02\ KN/ml \\ q_2 = 11.31\ KN/ml \end{cases}$

Donc : $q_e = 10.139\ KN/ml$ et $L_e = 5.1\ m$

Et le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}\, L^2}{8} = 32.964\ KN.m$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 28.019\ KN.m$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \times M_0 = 9.889\ KN.m$

- **Calcul des armatures longitudinales**

En travée :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.46 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\mu_c = 0.324}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau III.7 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée.

Section	$M_t\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Travée	41.021	0.092	0.121	0.154	434.78	6.1

Choix des barres : $\mathbf{5\ HA\ 14} = 7.1\ cm^2$

L'espacement : $S_t \leq \min(3h, 33\ cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

En appui :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\mu_c = 0.280}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau III.8 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui.

Section	$M_a\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Appui	14.283	0.032	0.041	0.159	434.78	2.21

Choix des barres : $\mathbf{5\ HA\ 12} = 5.65\ cm^2$

L'espacement : $S_t \leq \min(3h, 33\ cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée :

$A_{rep} = \frac{A_{adop}}{4} \rightarrow A_{rep} = \frac{7.1}{4} = 1.775\ cm^2$

Choix des barres : $5\ HA\ 8 = 2.51 cm^2$

L'espacement : $S_t = 35cm \leq min\ (4h, 45cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 35\ cm}$

En appui :

$A_{rep} = \frac{A_{adop}}{4} \rightarrow A_{rep} = \frac{5.65}{4} = 1.412\ cm^2$

Choix des barres : $5\ HA\ 8 = 2.51 cm^2$

L'espacement : $S_t = 35cm \leq min\ (4h, 45cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 35\ cm}$

- **Vérification de condition non-fragilité**

$A_{CNF} = \frac{0{,}23 b\ d f_{t28}}{fe}$ **(CBA,1993)**

En appui : $A_s = 2.51\ cm^2 \geq A_{CNF} = 1.788\ cm^2$ (condition vérifiée)

En travée: $A_s = 2.51\ cm^2 \geq A_{CNF} = 1.788\ cm^2$ (condition vérifiée)

- **Vérification du contraint de cisaillement**

$\tau_u = \frac{V_U}{bd} \leq \overline{\tau_u} = min(0.15\ {f_{c\,28}}/{\gamma_b}, 4MPa)$

$V_u = \frac{q_e L_{eq}}{2} = 37.852\ KN$

On a : $\tau_u = 0.247\ MPa \leq 3MPa$ donc : la condition est vérifiée

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

En travée :

Détermination de la position de l'axe neutre de la section :

$$\frac{bX^2}{2} + n.A'_S.(X - C') - n.A_S(d_{rel} - X) = 0$$

$d_{rel} = 12.5\ cm \quad \rightarrow \quad 50X^2 + 106.5\,X - 1331.25 = 0 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{X = 4.203\ cm}$

Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$I = \frac{bX^3}{3} + n.A'_S.(X - C')^2 + n.A_S(d_{rel} - X)^2 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{I = 9806.38 cm^4}$

Donc : $\sigma_{bc} = 12\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18\ MPa$ (condition vérifiée)

En appui :

$d_{rel} = 12.6\ cm \quad \rightarrow \quad 50X^2 + 84.75\,X - 1067.85 = 0 \quad \rightarrow \begin{cases} X = 3.85\ cm \\ \mathrm{I} = 8390.89\ \mathrm{cm}^4 \end{cases}$

Donc : $\sigma_{bc} = 4.656\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18\ MPa$ (condition vérifiée)

Pour le calcul du ferraillage de la volée intermédiaire est détaillée dans l'annexe **D.2.**

Tableau III.9 : résumée de calcul de ferraillage des escaliers

Paramètres	Volées de rive		Volée intermédiaire	
	En appui	En travée	En appui	En travée
$A_{S\,cal}(cm^2/ml)$	2.21	6.1	2.64	7.8
$A_{CNF}\ (cm^2/ml)$	1.788	1.788	1.788	1.788
Ferraillage choisis	5 HA 12	5 HA 14	5 HA 12	5 HA 16
$S_t(cm)$	15	15	15	15
$A_r\ (cm^2/ml)$	1.412	1.775	1.412	2.51
Ferraillage de répartition	5 HA 8	5 HA 8	5 HA 8	5 HA 8
$S_t(cm)$	35	35	35	35

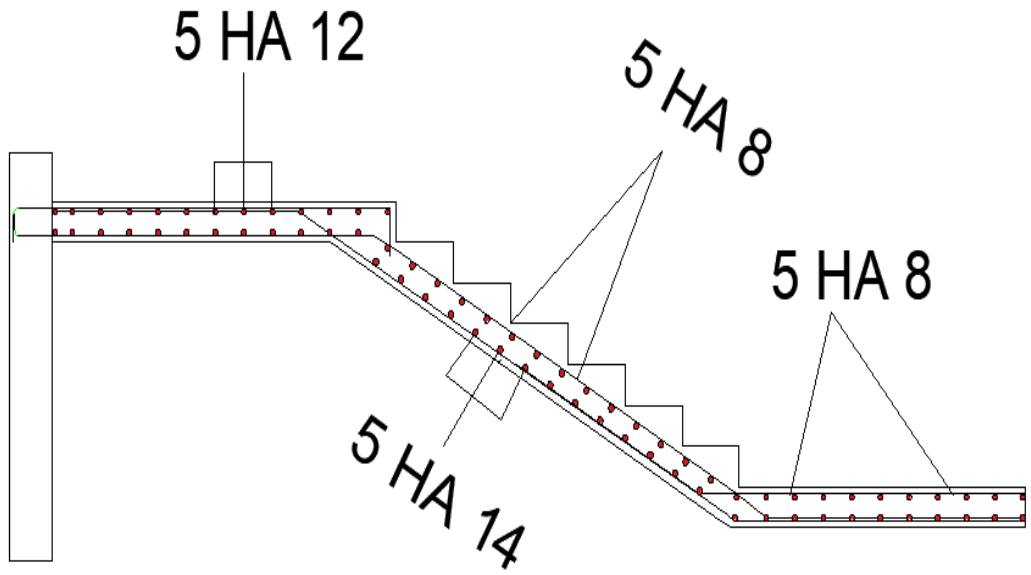


Figure III.5 : Schéma du ferraillage de l'escalier pour les volées de rive .

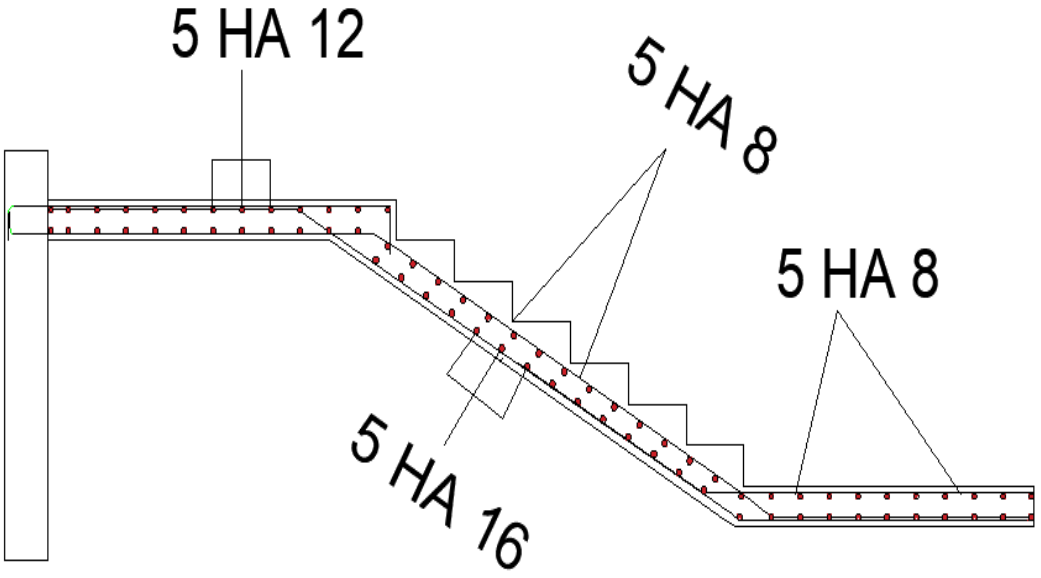


Figure III.6 : Schéma du ferraillage de l'escalier pour la volée intermédiaire .

III.4. CONCLUSION

Ce chapitre a abordé le ferraillage des éléments secondaires. Le calcul de ferraillage a permis de définir les armatures nécessaires pour assurer leur résistance aux sollicitations et leur conformité aux normes. Bien que ces éléments ne soient pas porteurs principaux, ils contribuent à la rigidité locale, à la répartition des charges d'exploitation et à la fonctionnalité de l'ouvrage.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

SELON RPA 2024

IV.1. INTRODUCTION

Les séismes sont des phénomènes naturels imprévisibles pouvant engendrer des dégâts considérables sur les infrastructures et mettre en péril la vie humaine. Dans le domaine de la construction, la prise en compte du risque sismique est essentielle pour garantir la sécurité et la résilience des bâtiments. Une étude sismique et dynamique qui repose sur plusieurs facteurs tel que la nature de sol, la localisation géographique de l'ouvrage. Permet d'analyser le comportement des structures face aux séismes et d'optimiser leur conception pour minimiser les risques d'effondrement. Pour les hôpitaux, et plus particulièrement les hôpitaux anticancer, cette démarche revêt une importance majeure. Ces établissements accueillent des patients très fragiles, dépendants de traitements continus et d'équipements médicaux sensibles. Toute interruption des soins peut entraîner des conséquences graves. Une conception parasismique rigoureuse permet donc d'assurer la sécurité des occupants, la protection des équipements et la continuité des soins après un séisme.

IV.2. DU RPA 99/2003 AU RPA 2024 : UN TOURNANT DANS LA REGLEMENTATION PARASISMIQUE

L'Algérie est un pays à forte activité sismique, exposé à des séismes pouvant causer des dégâts considérables aux infrastructures et mettre en péril la sécurité des populations. Les séismes majeurs, comme celui de **Boumerdès** en **2003**, ont révélé les limites des pratiques constructives et mis en évidence la nécessité d'une réglementation plus rigoureuse pour garantir la sécurité des bâtiments et des habitants.

C'est dans ce contexte que les règles parasismiques algériennes **(RPA)** ont été mises en place et régulièrement mises à jour. La version **RPA 99/2003**, en vigueur depuis plus de deux décennies, a permis d'améliorer la conception des bâtiments en introduisant des exigences strictes en matière de résistance sismique. Toutefois, avec les avancées scientifiques et les nouvelles observations sur le comportement des structures lors de séismes récents, une mise à jour s'imposait.

Le **RPA 2024** marque une évolution significative en intégrant :

- Une nouvelle classification des zones sismiques, passant de quatre à sept zones, pour mieux adapter les exigences selon le niveau de risque.
- Une prise en compte plus détaillée des caractéristiques des sols, avec une classification affinée influençant la réponse des structures.
- Des méthodes de calcul améliorées, incluant des analyses plus précises comme l'analyse dynamique basée sur des accélérogrammes (Time History Analysis).
- Des exigences renforcées en matière de ductilité des structures, notamment pour le béton armé et l'acier.

Ainsi, le passage du **RPA 99/2003** au **RPA 2024** traduit une volonté d'adapter la réglementation aux défis actuels, en tenant compte des retours d'expérience et des avancées technologiques. Son application stricte est essentielle pour garantir un environnement bâti plus sûr et résilient face aux séismes.

IV.3. CONCEPTION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.3.1. Modélisation par ETABS

ETABS dont l'abréviation signifie *(Extended 3D Analysis of Building Systems),* est un logiciel de calcul et d'analyse structurelle utilisé dans l'ingénierie civile. Il permet de créer des modèles 3D de bâtiments et de structures, d'effectuer des analyses statiques et dynamiques pour évaluer leur comportement sous différentes charges, comme les charges sismiques et de vent par exemple. Le logiciel offre des fonctionnalités de dimensionnement des éléments structuraux et de génération de rapports détaillés sur les résultats. Il est compatible avec d'autres logiciels d'ingénierie et permet une personnalisation avancée grâce à des scripts personnalisés. En résumé, ETABS est un outil polyvalent et puissant pour la conception et l'analyse de structures.

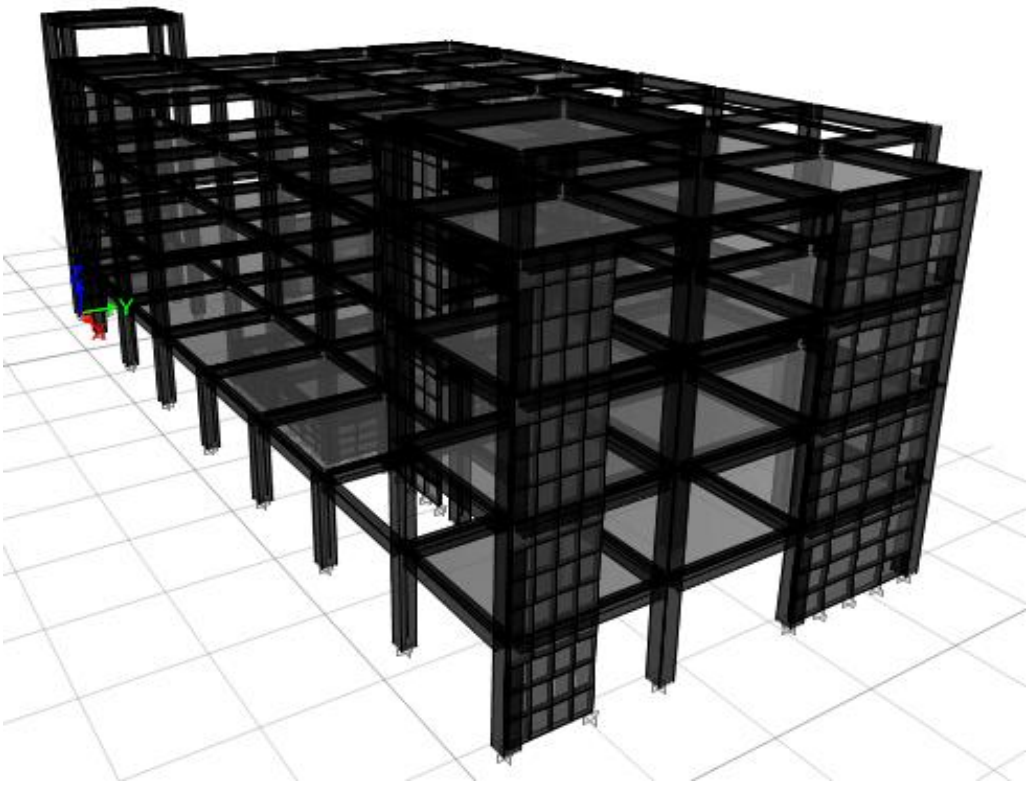


Figure IV.1 : Modélisation de la structure en 3D sur ETABS 21

IV.3.2. Dispositions des voiles

IV.3.2.1. La 1ere variante

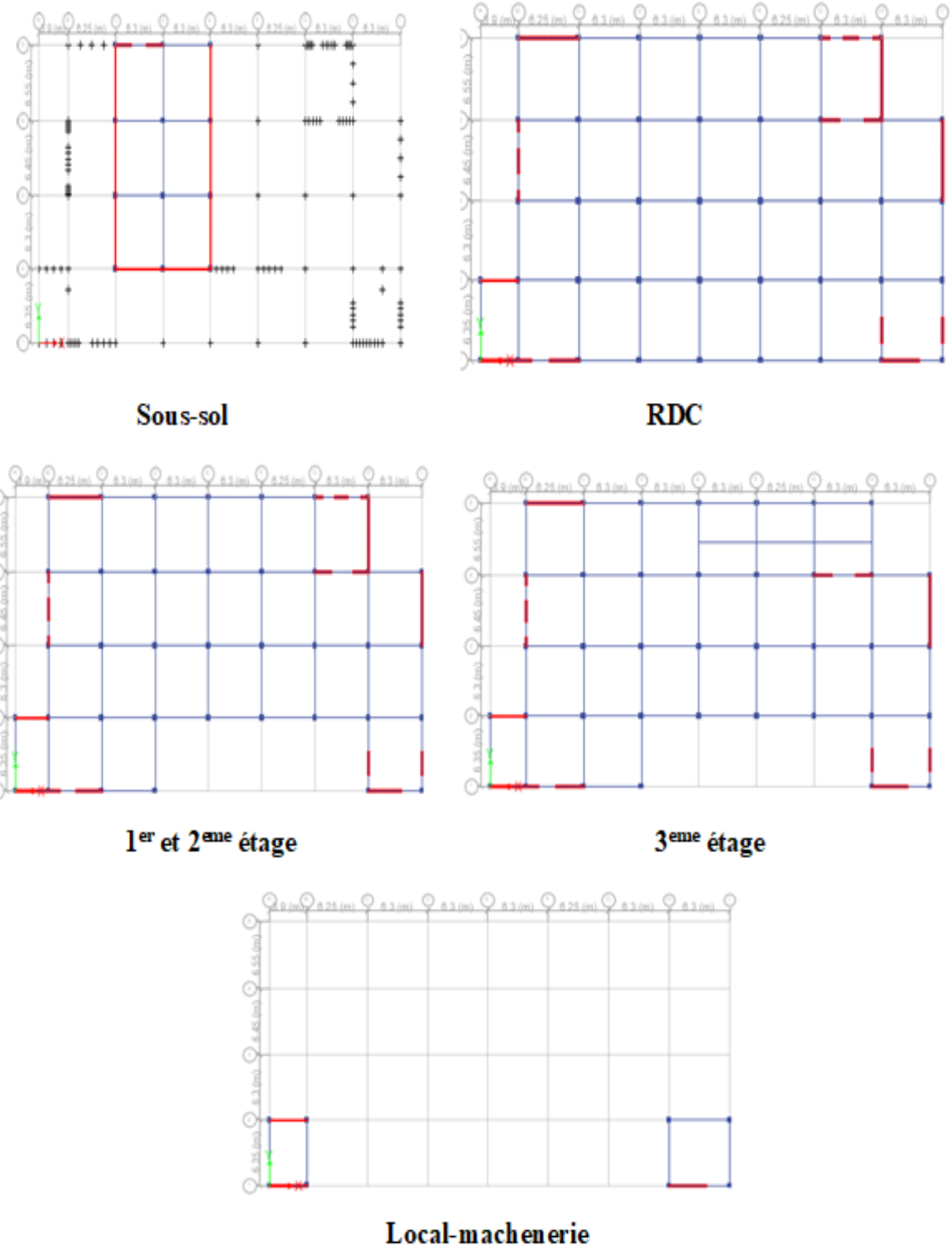


Figure IV.2 : disposition des voiles de la première variante.

Tableau IV.1 : résultats de l'analyse modale du 1ere variante.

	Period(s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.603	0.004	0.5684	0.004	0.5684	0.1918
2	0.416	0.7201	0.0036	0.7241	0.572	0.0001
3	0.285	0.0003	0.1805	0.7243	0.7525	0.5435
4	0.188	0.0002	0.1273	0.7245	0.8798	0.0214
5	0.136	0.0012	0.0009	0.7258	0.8807	0.0331
6	0.113	0.0415	0.0281	0.7672	0.9087	0.0002
7	0.109	0.1575	0.0058	0.9248	0.9146	0.0003
8	0.097	0.0035	0.0084	0.9283	0.923	0.0283
9	0.076	0.0001	0.058	0.9283	0.981	0.0938
10	0.07	0.0000	0.0002	0.9283	0.9812	0.0351
11	0.056	0.0564	0.0001	0.9847	0.9813	0.0006
12	0.041	0.0004	0.0123	0.9851	0.9937	0.0418

IV.3.2.2. La 2eme variante

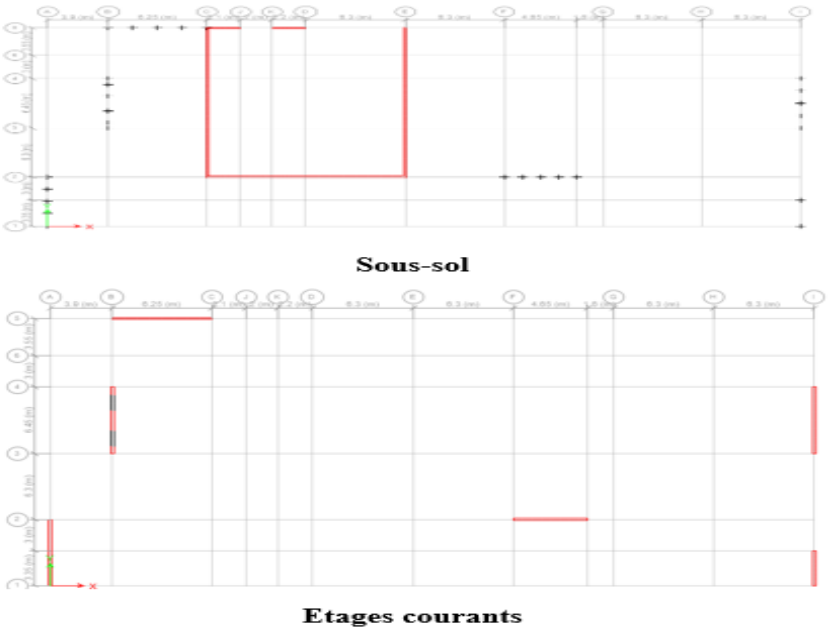


Figure IV.3:disposition des voiles de la deuxième variante.

Tableau IV.2 : résultats de l'analyse modale du 2eme variante.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.428	0.7211	0.0021	0.7211	0.0021	0.0146
2	0.338	0.0047	0.6975	0.7258	0.6996	0.0402
3	0.241	0.0116	0.0338	0.7374	0.7334	0.6778
4	0.123	0.1684	0.0004	0.9058	0.7338	0.0073
5	0.099	0.0013	0.1133	0.9071	0.8471	0.0153
6	0.082	0.0035	0.0623	0.9106	0.9095	0.0012
7	0.081	0.0178	0.0201	0.9284	0.9295	0.0089
8	0.066	0.0073	0.0099	0.9357	0.9395	0.0007
9	0.059	0.028	0.0045	0.9637	0.9439	0.0000
10	0.047	0.0016	0.0299	0.9653	0.9738	0.0041
11	0.036	0.0009	0.0112	0.9662	0.985	0.00001
12	0.021	0.0292	0.0101	0.9954	0.9951	0.0167

IV.3.3. Etude comparative et choix de la variante retenue

Tableau IV.3 : comparaison entre les variantes.

Mode	La première variante				La deuxième variante			
	T(s)	U_X	U_Y	R_Z	T(s)	U_X	U_Y	R_Z
01	0.603	0,004	0,568	0,191	0.428	0.7211	0.0021	0.0146
02	0.416	0,720	0,0036	0,0001	0.338	0.0047	0.6975	0.0402
03	0.285	0,0003	0,1805	0.543	0.241	0.0116	0.0338	0.6778

Interprétation des résultats :

Une conception idéale impose que les deux premiers modes soient purement translatifs **article 4.3.2 (RPA,2024)**.

- **Pour la première variante :**

Le premier mode : présente une translation suivante l'axe Y (56.84%) avec une torsion significative avec un taux de 19,18 % suivant l'axe Z. Cette forte composante en torsion peut induire des déséquilibres dynamiques dans la structure, compromettant ainsi sa stabilité et son bon comportement sous sollicitations.

Le deuxième mode : est principalement une translation suivante l'axe X, avec une contribution également supérieure à 70 %, et des effets de translation selon Y et de rotation selon Z négligeables (< 5 %).

Le troisième mode : est une translation suivante l'axe Y (18%) avec une torsion de (54.35%) selon l'axe Z.

- **Pour la deuxième variante :**

Le premier mode : est essentiellement une translation suivante l'axe X, avec une contribution dominante supérieure à 70 %, tandis que les translations selon Y et la rotation selon Z restent inférieures à 5 %, donc négligeables.

Le deuxième mode : est principalement une translation suivante l'axe Y, avec une contribution également supérieure à 70 %, et des effets de translation selon X et de rotation selon Z négligeables (< 5 %).

Le troisième mode : est une torsion pure avec une contribution de 67.78%, et les translations suivant X et Y sont négligeables (< 5 %).

Ces résultats montrent que la deuxième variante présente une distribution modale plus équilibrée, avec des modes de translation bien définis et une séparation claire entre les effets de translation et de torsion. Ainsi, cette configuration assure un meilleur comportement dynamique et minimise les risques liés aux effets de torsion indésirables.

Par conséquent, nous retenons **la deuxième variante** pour la suite de l'étude de notre structure.

IV.4. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE SELON RPA 2024

IV.4.1. Classification de la structure selon la configuration

- **En plan :**

Pour que ce système de contreventement soit régulier en plan, il faut qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{0x} et e_{0y} doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} eox \leq 0.30\, rx \\ \text{rx} \geq \text{Is} \\ eoy \leq 0.30 ry \\ \text{ry} \geq \text{Is} \end{cases} \qquad \textbf{(RPA,2024)}$$

$\boldsymbol{eox}$ **:** est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

$\boldsymbol{eoy}$ **:** est la distance entre le centre de rigidite et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

$\boldsymbol{rx, ry}$ **:** étant, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.

Is : étant le rayon de giration massique du plancher en plan.

Tableau IV.4 Vérification du comportement de la structure Vis-à-Vis la rigidité à la torsion.

Étage	rx (m)	ry (m)	Ls (m)	Vérification
Étage 3	22.5799	28.4534	16.047	Vérifiée
Étage 2	22.7984	28.8503	16.137	Vérifiée
Étage 1	22.8922	29.3497	16.119	Vérifiée
RDC	23.0059	29.8319	15.776	Vérifiée

Tableau IV.5 : vérification les excentricités structurales.

Etages	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)	0.3rx (m)	0.3ry (m)	Vérification
Etage 3	3.7558	3.4821	6.87	8.80	OK
Etage 2	3.649	3.1478	6.84	8.66	OK
Etage 1	2.5685	3.7557	6.77	8.54	OK
RDC	4.6436	5.8915	6.88	8.11	OK

Une structure est considérée comme **irrégulière** en **plan** si elle ne satisfait pas un des critères $a1$ à $a4$ **(RPA,2024)**. On doit vérifier tout d'abord la forme du bâtiment :

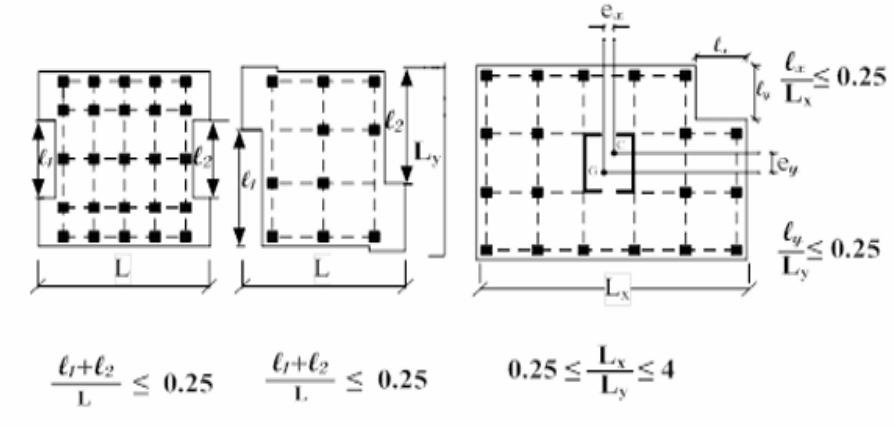


Figure IV.4 : Limites des décrochements en plan.

Dans notre cas **(figure IV .5)** :

$$\frac{l1+l2}{L} = 0{,}539 \geq 0{,}25$$

Donc selon les vérifications précédentes la structure est **irrégulière en plan.**

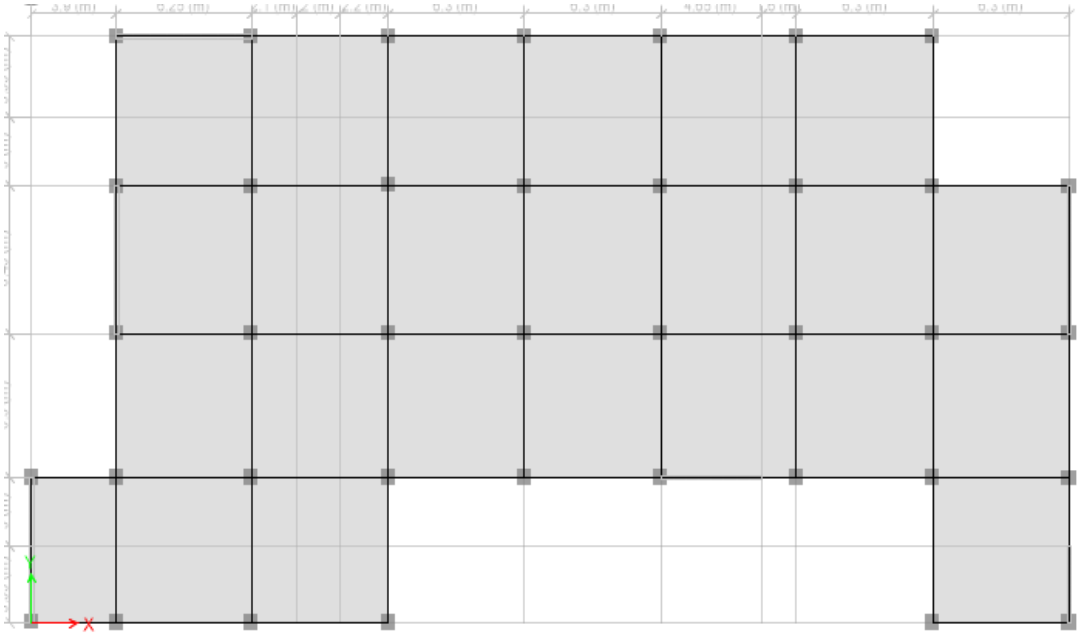


Figure IV.5 : irrégularités en plan du 1^{er} étage

- **En élévation :**

Une structure est considérée comme **irrégulière** en **élévation** si elle ne satisfait pas un des critères $b1$ à $b4$ **(RPA,2024).** On doit vérifier tout d'abord la forme du bâtiment :

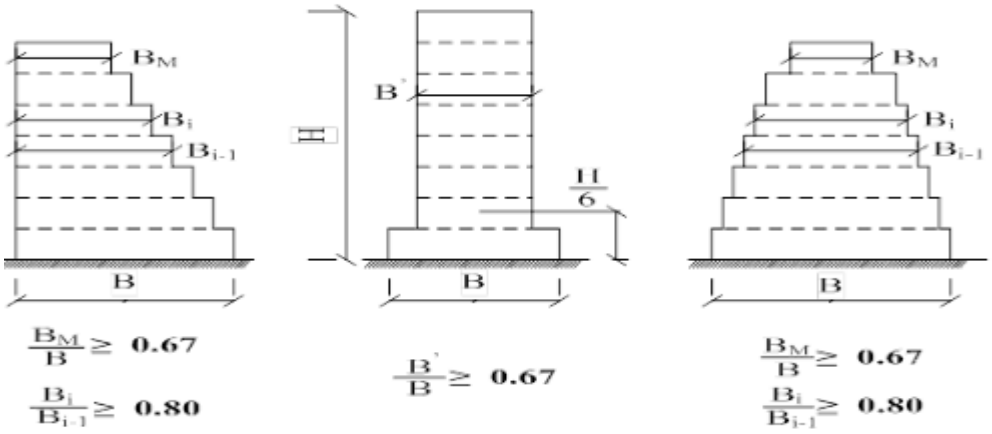


Figure IV.6 : Limites des décrochements en élévation.

$\frac{B_M}{B} = 0.13 \leq 0.67$ (Pour local machinerie).

$\frac{Bi}{B_{i-1}} = 0{,}95 \geq 0{,}80$ (étage courant).

Au dernier niveau, les éléments du bâtiment, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs, etc., pourront ne pas respecter les règles $b3$ et $b4$ et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires **(RPA,2024)**.

- La structure est **irrégulière en plan** et **régulière en élévation** donc elle est classée **irrégulière**

IV.4.2. Coefficient de comportement R de la structure

Le coefficient de comportement d'une structure dépend du système de contreventement adopté. La valeur de R, attribuée aux différents systèmes structuraux, reflète leur capacité de dissipation de l'énergie face à l'action sismique. Dans notre conception, la structure est contreventée par des voiles. Donc nous avons adopté une valeur de $\boldsymbol{R = 4,5}$. **(RPA,2024)**.

Notre structure est contreventée par des voiles (Système 5).Conformément au **RPA 2024**, les systèmes à ossature avec noyau, ou présentant un effet de noyau, qui ne disposent pas d'une rigidité minimale en torsion dans les deux directions orthogonales, il est nécessaire d'évaluer les effets de torsion associés au noyau lorsque la rigidité en torsion est inférieure à une valeur seuil définie.

$$\begin{cases} rx \leq Is \\ ry \leq Is \end{cases} \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

Tableau IV.6 :vérification de l'effet noyau

Étage	rx (m)	ry (m)	Ls (m)	Vérification
Étage 3	22.5799	28.4534	16.047	Non vérifiée
Étage 2	22.7984	28.8503	16.137	Non vérifiée
Étage 1	22.8922	29.3497	16.119	Non vérifiée
RDC	23.0059	29.8319	15.776	Non vérifiée

L'analyse du tableau **(IV.6)** montre que la condition précédente n'est pas vérifiée, ce qui nous permet de conclure à l'absence d'effet noyau dans le comportement structural.

IV.4.3. Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q_F corrige le coefficient de comportement R, tient compte de la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure, et aussi la régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par :

$$\boldsymbol{Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q} \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

Pq : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

D'après le RPA 2024 **(Tableau 3.17) :** la pondération est de catégorie **(b)**

Tableau IV.7 : les pondérations du facteur de qualité.

	Critères q	Pondérations p_q
(b)	Régularité en plan	0.05
	Régularité en élévation	0.20
	Redondance en plan	0.05
	$\sum p_q$	0.3

Donc : $\boldsymbol{Q_F = 1.3}$

Tableau IV.8 : caractéristiques sismiques de la structure selon RPA 2024.

Paramètre	Valeur	Justification
A	0.3	Zone VI (article 3.3/Tableau 3.2)
S	1.2	Spectre **type 1 (zone VI)**, site **S_2** (Tableau 3.3)
T_1(s)	0.1	
T_2 (s)	0.5	
T_3 (s)	2	
I	1.4	Groupe d'importance **1A** (établissement de santé)

IV.5. LES METHODES DE CALCUL SELON RPA 2024

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.6. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas selon les exigences du RPA 2024 :

- Le bloc étudié, présente une configuration irrégulière avec une hauteur supérieure à 8m (supérieure à 2 niveaux dans la zone VI) **(RPA,2024)**
- A cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.
- Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale dans l'étude en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 2024.

IV.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T_{empirique} = C_T . h_N^{3/4}$$

Avec : $C_T = 0.05$ **(RPA 2024, tableau 4.3)**

Et : $h_N = 23.5\ m$ (à partir de niveau de la fondation)

Donc : $T_{empirique} = 0.53\ s$

On a : $T_{calculé} = 0.428\ s$ (d'après ETABS)

Et :1.3. $T_{empirique} = 0.637\ s > T_{calculé} = 0.428\ s$

Donc : $T_0 = T_{calculé} = 0.428\ s$

IV.6.2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales **:**

$$\mathbf{v = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W} \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

$\mathbf{\frac{S_{ad}}{g}(T_0)}$ **:** Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 **:** Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation

λ : Coefficient de correction (λ**=0.85) (RPA,2024).**

$W = W_G + \psi W_Q$

Avec :

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation **(RPA,2024).** Dans notre cas : Ψ=0.6 (Autres locaux non visés dans le tableau).

Tableau IV.9 : coefficients de la force sismique totale d'après logiciel ETABS 21.

Coefficient	$T_0(s)$	S_{ad}/g (T_0)	W (KN)
Valeur	0.428	0.364	68959.7526

Donc : $\boldsymbol{V = 21336.1\ KN}$

IV.7. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul **(annexe C.4)**. Ces effets sont, par la suite, combines pour obtenir la réponse de la structure.

IV.7.1. Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que **(RPA,2024)** :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Donc d'après les résultats montrés au tableau au-dessus **(tableau IV.10)** le nombre de modes à considérer est :

Suivant X : 04 modes

Suivant Y : 06 modes

Tableau IV.10 : les périodes et la participation massique d'après logiciel ETABS 21.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.428	0.7211	0.0021	0.7211	0.0021	0.0146
2	0.338	0.0047	0.6975	0.7258	0.6996	0.0402
3	0.241	0.0116	0.0338	0.7374	0.7334	0.6778
4	0.123	0.1684	0.0004	0.9058	0.7338	0.0073
5	0.099	0.0013	0.1133	0.9071	0.8471	0.0153
6	0.082	0.0035	0.0623	0.9106	0.9095	0.0012
7	0.081	0.0178	0.0201	0.9284	0.9295	0.0089
8	0.066	0.0073	0.0099	0.9357	0.9395	0.0007
9	0.059	0.028	0.0045	0.9637	0.9439	0.0000
10	0.047	0.0016	0.0299	0.9653	0.9738	0.0041
11	0.036	0.0009	0.0112	0.9662	0.985	0.0000
12	0.021	0.0292	0.0101	0.9954	0.9951	0.0167

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant a la base

Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y notées successivement vx et vy obtenues par la méthode numérique sont :

$$Vx = 16149.1261KN$$

$$Vy = 16390.2229KN$$

On a :

$Vx = 16149.1261KN < 0.8V = 17035.04KN$ (condition non vérifiée)

$Vy = 16390.2229KN < 0.8V = 17035.04KN$ (condition non vérifiée)

Donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport 0.8 V/Vt **(RPA,2024).**

Pour cela on doit faire une correction :

$$rx = \frac{0.8V}{vx} = 1.055$$

$$ry = \frac{0.8V}{vy} = 1.04$$

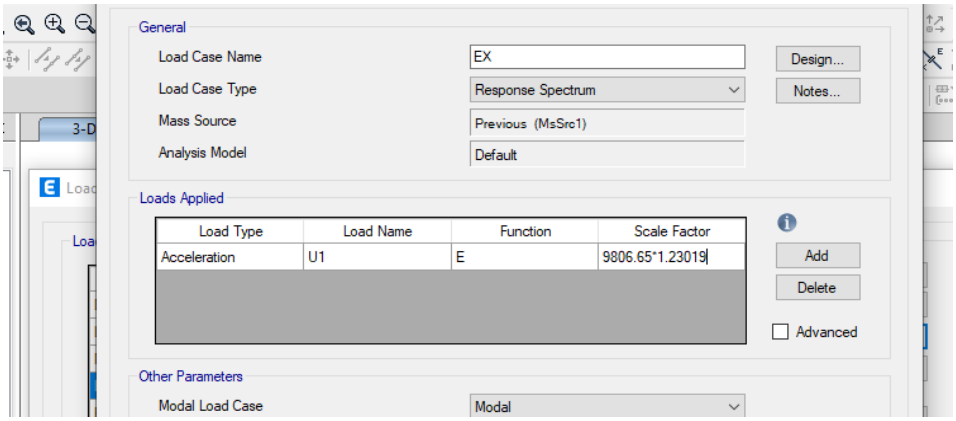


Figure IV.7 :la correction du spectre de réponse.

Après la correction sur ETABS on a obtenu :

$vx = 17513.72\ KN \quad \geq \quad 0.8V = 17035.04KN$ (condition vérifiée)

$vy = 17069.58\ KN \quad \geq \quad 0{,}8V = 17035.04KN$ (condition vérifiée)

IV.7.3. Vérification du coefficient de comportement de la structure

- **Suivant X-X :**

Tableau IV.11: justification du coefficient de comportment (Sens X-X).

	Vx en kN	Vx en %
Structure	18572,567	100
Voile	12290,306	66,17

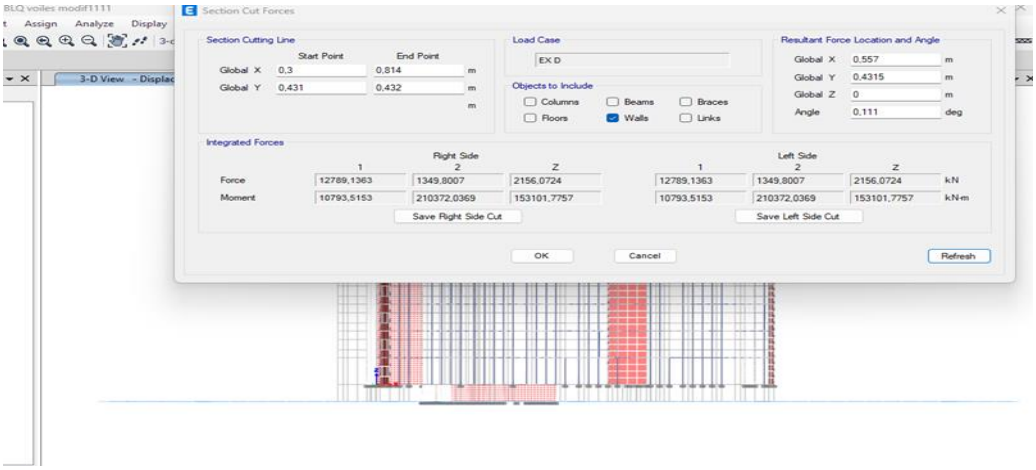


Figure IV.8 : l'effort tranchant supporté par les voiles à la base de la structure suivant X-X.

Suivant Y-Y :

Tableau IV.12: justification du coefficient de comportement (sens Y-Y)

	Vy en kN	Vy en %
Structure	1655,1987	100
Voile	1348,5752	81,48

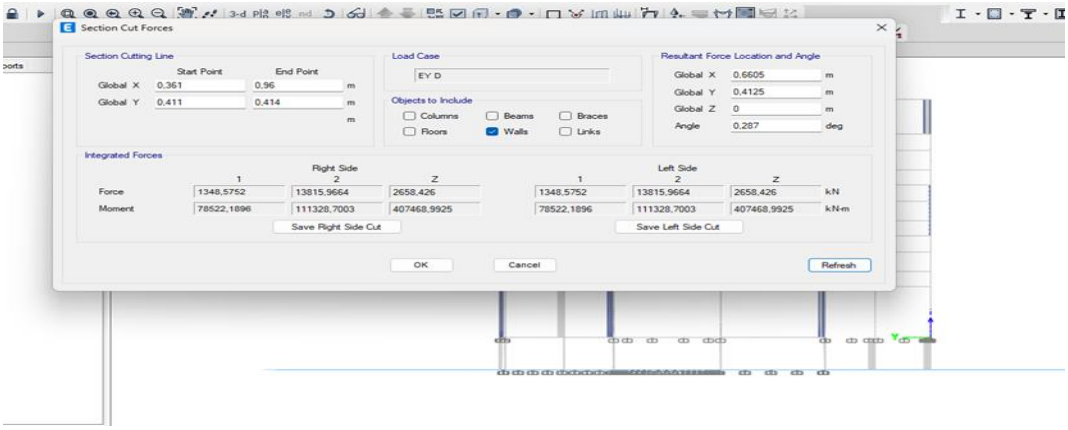


Figure IV.9 : l'effort tranchant supporté par les voiles à la base de la structure suivant Y-Y.

Les résultats obtenus avec le logiciel ETABS indiquent que les voiles prennent en charge plus de **60 %** de l'effort tranchant à la base de la structure dans les directions X et Y. Cela valide notre choix de système de contreventement (système de contreventement constitué par des voiles).

IV.8. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

IV.8.1. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont **(RPA,2024):**

$$\begin{cases} G + \psi . Q + E_1 \\ G + \psi . Q + E_2 \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} E_1 = \mp E_X \pm 0.3 E_Y \\ E_2 = \mp 0.3 E_X \mp E_Y \end{cases}$$

IV.8.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1,3 **(RPA,2024)**.

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens X-X).

Etages	$Vx\ (KN)$	$h\ (m)$	$W\ (KN)$	$Xg\ (m)$	$Mr\ (KN.m)$	$Ms\ (KN.m)$
Sous-sol	1116.69	2,81	68959.8	24,1733	49046,1	1666984.773
RDC	18570.8	7,23			14018,80	
1er étage	16631.8	11,65			41230,14	
2éme étage	13092.8	16,07			89082.65	
3éme étage	7549.35	20,49			135644.80	
				Totale	329022.49	

Vérification : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{16666984.773}{1716883.69} = 5.066 > 1.3$ (condition vérifiée)

Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens Y-Y).

Etages	$Vy\ (KN)$	$h\ (m)$	$W\ (KN)$	$Yg\ (m)$	$Mr\ (KN.m)$	$Ms\ (KN.m)$
Sous-sol	774.416	2,81	68959.8	12,28	47789.8	846825.7546
RDC	17781.5	7,23			12559.5	
1er étage	16044.3	11,65			38909.19	
2éme étage	12704.5	16,07			87010.18	
3éme étage	7290.03	20,49			127978.5	
				Total	314247.17	

Vérification : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{846825.7546}{243204.6} = 2.69 > 1.3$ (condition vérifiée)

IV.8.3. Justification vis-à-vis le déplacement inter-étage

Le déplacement horizontal, à chaque niveau k, de la structure est calculé :

$$\delta k = \frac{R}{Q_F}.\delta ek \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

où :

δek : Déplacement élastique dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

$$\frac{R}{Q_F} = 3.4616$$

Le déplacement relatif, au niveau k par rapport au niveau $k-1$, est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur ν, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$.

$$V_A.\Delta_K \leq \overline{\Delta_k} \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

La valeur limite des déplacements inter-étages est donnée par :

$$\overline{\Delta_k} = 0.0075\, h_k \quad \textbf{(RPA,2024)}$$

h_k : est la hauteur du niveau « k »

Le coefficient réducteur ν_A est pris égal à **0.5** **(RPA,2024)**

Dans le sens X-X :

Tableau IV.15 : justification vis-à-vis le déplacement inter étage (sens X-X).

Étages	$\delta ek\ (mm)$	$\delta k\ (mm)$	$\Delta k\ (mm)$	$v_A\ \Delta k\ (mm)$	Δadm (mm)
3éme étage	25,823	89,4	23,5	11,8	33.2
2éme étage	19,021	65,8	26,4	13,2	33.2
1er étage	11,393	39,4	24,5	12,2	33.2
RDC	4,327	15,0	15,0	7,5	33.2

Donc pour tous les niveaux : $\boldsymbol{vA.\Delta k \leq \overline{\Delta_k}}$

Dans le sens Y-Y :

Tableau IV.16 : justification vis-à-vis le déplacement inter étage (sens X-X).

Étages	$\delta ek\ (mm)$	$\delta k\ (mm)$	$\Delta k\ (mm)$	$v_A\ \Delta k\ (mm)$	Δadm (mm)
3éme étage	20,334	70,4	20,0	10,0	33.2
2éme étage	14,559	50,4	21,0	10,5	33.2
1er étage	8,497	29,4	18,5	9,2	33.2
RDC	3,158	10,9	10,9	5,5	33.2

Donc pour tous les niveaux : $\boldsymbol{\nu A.\Delta k \leq \overline{\Delta_k}}$

IV.8.4. Justification de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}}$$ **(RPA,2024).**

Où :

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

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jours

1. Pour les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.35$$ **(RPA,2024)**

Tableau IV.17 : vérification de l'effort normal réduit sur les poteaux.

$a\ (mm)$	$b(mm)$	$BC\ (mm2)$	$f_{C28}\ (MPa)$	N_d (N)	V
650	650	422500	30	3674707,8	0,29

On a : $\boldsymbol{\nu = 0.29 \leq 0.35}$ donc la condition est vérifiée.

Remarque : lors de la vérification précédente, nous avons vérifié l'effort normal réduit sur le poteau du RDC. Puisque cette vérification a été faite, donc le poteau respecte également les exigences à tous les autres niveaux.

2. Pour les voiles :

Outre les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.4 \textbf{ (RPA,2024)}$$

Tableau IV.18 : vérification de l'effort normal réduit sur les voiles.

Pier	a (mm)	b(m)	Bc (mm2)	Nd (N)	V	Vérification
P1	200	6.35	1270000	2795633	0,073376	OK
P2	200	6.45	1290000	2671143	0,069022	OK
P3	200	6.30	1260000	1686441	0,044615	OK
P4	200	6.45	1290000	1723732	0,044541	OK
P5	200	6.55	1310000	1017537	0,025892	OK
P6	200	6.30	1260000	1491796	0,039466	OK
P7	200	6.45	1290000	1622856	0,041934	OK
P8	200	6.55	1310000	1670575	0,042508	OK
P9	200	3.35	670000	3150361	0,156734	OK
P10	200	6.45	1290000	2459089	0,063542	OK
P11	200	4.65	930000	5922778	0,212286	OK
P12	200	6.25	1250000	2246213	0,059899	OK
P13	200	2.10	420000	130324,2	0,010343	OK
P14	200	2.20	440000	912398,5	0,069121	OK
P15	200	6.30	1260000	1652456	0,043716	OK
P16	200	6.30	1260000	1454332	0,038474	OK

IV.8.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du **2°** ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10 \qquad \textbf{(RPA,2024)}$$

Avec :

Δk : défini comme : $\Delta \boldsymbol{k} = \boldsymbol{\delta_k - \delta_{k-1}}$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

$$\boldsymbol{Pk} = \sum (\boldsymbol{Gi} + \boldsymbol{\psi}.\boldsymbol{Qi})$$

Sens X-X :

Tableau IV.19 :Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens X-X).

Étages	$PK(KN)$	$\Delta K(mm)$	$Vk(KN)$	$hk\ (mm)$	θk	Obs
3éme étage	15263,9042	23,5	7549,3529	4420	0,01	oui
2éme étage	30965,6598	26,4	13092,7663	4420	0,01	oui
1er étage	46705,1389	24,5	16631,8337	4420	0,02	oui
RDC	64388,1351	15,0	18570,8098	4420	0,01	oui

Sens Y-Y :

Tableau IV.20 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens Y-Y)

Étages	$PK(KN)$	$\Delta K(mm)$	$Vk(KN)$	$hk\ (mm)$	θk	Obs
3éme étage	15263,9042	20	7290,0331	4420	0,01	oui
2éme étage	30965,6598	21	12704,48	4420	0,01	oui
1er étage	46705,1389	18,5	16044,329	4420	0,01	oui
RDC	64388,1351	10,9	17781,4663	4420	0,01	oui

IV.9. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude du comportement sismique de la structure conformément au nouveau règlement RPA 2024. Nous avons analysé en détail deux méthodes couramment utilisées : la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, incluant l'analyse modale. Ces approches ont permis d'évaluer avec précision la réponse sismique de la structure étudiée. L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS 21, qui a permis une modélisation détaillée en intégrant les propriétés essentielles de la structure, telles que la masse, la rigidité et l'amortissement, ainsi que les interactions entre les différents éléments structuraux.

En complément de l'analyse numérique, nous avons également effectué des calculs manuels afin de vérifier la cohérence des résultats obtenus. Cette démarche a renforcé notre compréhension des principes fondamentaux de l'analyse sismique et validé la fiabilité des deux méthodes utilisées.

Enfin, la vérification de la conformité aux articles et directives du RPA 2024 s'est avérée essentielle pour garantir la sécurité parasismique de la structure. En respectant ces exigences, nous avons pu évaluer sa capacité à résister aux charges sismiques et mettre en place les mesures nécessaires pour améliorer sa résilience face aux séismes.

CHAPITRE V :
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

La superstructure représente la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est composée des éléments de contreventement, notamment les portiques (poteaux et poutres) ainsi que les voiles en béton armé. Ces éléments jouent un rôle fondamental dans la stabilité et la résistance de la structure, aussi bien en conditions normales qu'en cas de séisme. Pour garantir leur efficacité, ils doivent être soigneusement dimensionnés, correctement armés et judicieusement disposés afin de supporter et transmettre les sollicitations en toute sécurité.

L'évaluation des sollicitations résultant des différentes combinaisons de charges, définies par le **RPA 2024** et **le CBA 93**, a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS. Cet outil permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, facilitant ainsi le calcul précis des efforts internes pour chaque section des éléments structurels en fonction des diverses combinaisons de charges.

V.2. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Le calcul se fera en flexion simple d'après les règlements du **CBA 93**, on se rapportera aussi au **RPA 2024** pour la vérification.

On distingue les types des poutres suivantes

- Poutre principale d'une section **(40x60) cm².**
- Poutre secondaire d'une section **(40x60) cm².**

V.2.1. Les recommandations exigées par le RPA 2024 et CBA 93

Les recommandations exigées par RPA 2024 :

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de $\mathbf{0,5\%}$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de $\mathbf{4\%}$ en zone courantes, et de $\mathbf{6\%}$ en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $(\boldsymbol{60\varphi})$ en zones $\boldsymbol{VI}$.

- **Armatures transversales**

Le diamètre $\boldsymbol{\varphi t}$ des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = (0.003) \times s \times b}$$

Avec :

b : la largeur de la section.

S : espacement des armatures transversales.

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$S = min\,(h/4\,;\,24\varphi_t\,;\,17.5\,cm\,;\,6\varphi_l)$$

Avec :

h: hauteur de la poutre

φ_t : diamètre des armatures de confinement

φ_l: diamètre minimal des barres longitudinale

En dehors de la zone critique :

$$S' \leq h/2$$

Avec :

$S' = min\,(h/4\,;12\varphi l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

φl : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales

Les recommandations exigées par CBA 93 :

La justification d'armature d'âme s'écrite comme suite

$$St \leq \frac{0.9\,fe.At}{\gamma s.b(\tau u - 0.3ftj.k)}$$

$K = 1$ Si le cas de flexion simple, sans reprise de bétonnage

V.2.2. Sollicitations de calcul des poutres

Tableau V.1 : Les sollicitations des calculs des poutres.

	Les moments en appui en (KN.m)		Les moments en travée en (KN.m)	
	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{ELU}	M_{ELS}
Sous-sol	192,2619	138,5363	129,1386	92,6165
RDC,1er et 2^{éme} étage	211,2196	154,6824	140,4339	100,7008
3^{éme} étage et local mach	188,9793	138,632	128,2775	92,5186

V.2.3. Exemple de ferraillage des poutres principales (Sous-sol)

Le ferraillage est obtenu sous l'action des sollicitations les plus défavorables données par le logiciel **ETABS** selon les différentes combinaisons (situation durable et accidentelle).

$$b = 40cm\,;\ h = 60cm\,;\ d = 0.9 \times h = 54cm$$

Condition de non-fragilité : $A_{CNF} = \frac{0{,}23b\,d f_{t28}}{fe} \rightarrow A_{min} = 2.38\ cm^2$

Conditions imposées par RPA 2024 :

En zone courante : $A_{\max RPA} = 4\,\% \times b \times h \rightarrow \boldsymbol{A_{\max RPA} = 96cm^2}$

En zone de recouvrement : $A_{\max RPA} = 6\,\% \times b \times h \rightarrow \boldsymbol{A_{\max RPA} = 144\ cm^2}$

La section minimale : $A_{\min RPA} = 5\,\% \times b \times h \rightarrow \boldsymbol{A_{\max RPA} = 12\ cm^2}$

V.2.3.1. Calcul de ferraillage longitudinale

En Appui :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40 \rightarrow \boldsymbol{\mu_c = 0.280}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau V.2 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui.

Section	$M_t\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Appui	192.26	0.096	0.126	0.513	434.78	8.62

Choix des barres : $6HA14 = 9.23\ cm^2$+ armatures de construction ($3HA14 = 4.62\ cm^2$)

En travée :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40 \rightarrow \boldsymbol{\mu_c = 0.280}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau V.3 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée.

Section	$M_t\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Travée	129.13	0.065	0.084	0.522	434.78	5.69

Choix des barres $4HA14 = 6.16cm^2$ + armatures de construction ($3HA14 = 4.62\ cm^2$)

V.2.3.2. Vérification selon RPA 2024 et CBA 93

Condition de non-fragilité : $A_{sup} + A_{inf} = 14.02cm^2 > A_{s\,min} = 2.38\ cm^2$ (vérifiée)

Conditions imposées par le RPA 2024 :

En zone courante : $A_{sup} + A_{inf} = 14.02cm^2 < A_{max\ RPA} = 96\ cm^2$ (condition vérifiée)

En zone de recouvrement : $A_{sup} + A_{inf} = 14.02cm^2 < A_{max\ RPA} = 144\ cm^2$(vérifiée)

Section minimale : $A_{sup} + A_{inf} = 14.02cm^2 > A_{min\ RPA} = 12\ cm^2$ (condition vérifiée)

V.2.3.3. Vérification de la Contrainte tangentielle maximale (ELU)

$V_{u\,max} = 197{,}6812\ KN$

$\tau_u = \frac{Vu}{b0 \times d} \leq \bar{\tau u} = min\{0.2\frac{fc28}{\gamma b}, 5MPa\}$ **(CBA,1993)**

$\bar{\tau u} = 0.92\ MPa \leq \bar{\tau u} = 4\ MPa$ (Condition vérifiée)

V.2.3.4. Vérification de la bielle comprimée

$Vu \leq 0.267\, b \times a \times f_{c\,28}$ **(CBA,1993)**

Avec : $a = h - 20 - c = 550\, mm$ et $b = 400mm$

Donc : $Vu = 197.6812\, KN \leq 1762{,}2KN$ **(Condition vérifiée)**

V.2.3.5. Vérification d'armature inferieur minimale en appui

$A_S = \frac{Vu \times \gamma s}{fe}$ **(CBA,1993)** → $A_S = 4.54\, cm^2$

$As = 4.54\, \boldsymbol{cm^2} < As_{adop} = 9.23\boldsymbol{cm^2}$ (condition vérifiée)

V.2.3.6. Détermination des Armatures transversales

- **Longueur de recouvrement :** $lr \geq 60\, \phi_l$ $(\emptyset_l = 14mm)$ donc : $\boldsymbol{lr = 84\ cm}$
- **Diamètre des armatures transversales :**

$\emptyset t \leq min\,(\emptyset l\,; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = min\,(14\,; \frac{600}{35}; \frac{400}{10}) = 14\, mm$

Donc on prend : $\emptyset t = 8mm \rightarrow (1\, cadre + 1\, étrier)\ 4HA8$ avec $At = 2.01cm^2$

- **L'espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \frac{0.9\, fe.At}{\gamma s.b(\tau u - 0.3ftj.k)}$$ **(CBA,1993)**

Avec K = 1 dans notre cas (sans reprise de bétonnage)

Donc : $St \leq 98\, cm$

- **L'espacement en zone nodale (RPA 2024)**

$S \leq min\,(h/4\,; 24\varphi t\,; 17.5\, cm\,; 6\varphi l) \rightarrow S \leq 8.4\, cm$

On prend : $\boldsymbol{S = 5\ cm}$

- **L'espacement en zone courante (RPA 2024)**

$S' = min\,(h/4\,; 12\varphi l)$ =15cm et : $S' \leq h/2 = 30cm$

On prend : $\boldsymbol{S' = 15\ cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales en zone courante**

$At \geq (0.003) \times s \times b$

$At = 2.01\, cm^2 \geq 1.8\, cm^2$ (Condition vérifiée)

V.2.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.4 : vérification des contraintes à ELS.

	$A_s(cm^2)$	$d_{rel}(cm)$	$X(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	vérification
En travée	6.16	54.7	13.65	184349.2	6.79	18	Oui
En appui	9.23	54	16.19	254509.7	8.77	18	Oui

V.2.4. Ferraillage des autres poutres

V.2.4.1. Calcul du ferraillage longitudinal

Le ferraillage des poutres aux autres étages donné par **SOCOTEC** est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5 : Récapitulation de ferraillage longitudinal des poutres.

		$Amin\ (cm^2)$		$As\ (cm^2)$	$A_{sadop}\ (cm^2)$	$As_{cons}\ (cm^2)$
		BAEL	***RPA* 2024**			
RDC ,1er et 2éme étage	Appuis	2.38	12	8,99	6 HA 14=9,24	3HA14=4.62
	Travée			4.8	4 HA 14=6.16	3HA14=4.62
3éme étage et local machinerie	Appuis	2.38	12	7,24	6 HA 14=9,24	3HA14=4.62
	Travée			4.24	4 HA 14=6.16	3HA14=4.62

V.2.4.2. Calcul du ferraillage transversal

Tableau V.6 : Récapitulation de ferraillage transversal des poutres

	Les diamètres		Zone nodale		Zone courante		Vérification		
Niveaux	$\Phi l\ (mm)$	$\Phi t\ (mm)$	$Stmax\ (cm)$	$S_{adop}\ (cm)$	$S_{t\,max}$ (cm)	$St\ (cm)$	$(0.003sb)\ (cm2)$	$At\ (cm2)$	OBS
RDC ,1er, 2éme étage	14	8	8.4	8	15	15	1.8	2.01	OK
3éme étage et local	14	8	8.4	8	15	15	1.8	2.01	OK

V.2.4.3. Vérifications à l'ELU

Tableau V.7 : Les vérifications à l'ELU des autres poutres.

Vérification de la Contrainte tangentielle maximale			
Niveaux	$\boldsymbol{\tau_u(MPa)}$	$\boldsymbol{\overline{\tau_u}(MPa)}$	Observation
RDC,1er et 2eme étages	0.93	4	Condition Vérifiée
3eme etage, local	0.89		Condition Vérifiée
Vérification de la bielle comprimée			
Niveaux	$\boldsymbol{V_u(KN)}$	$\boldsymbol{0.267\ b.a.f_{c\,28}}$	Observation
RDC,1er et 2eme étages	202.1052	1762.2	Condition Vérifiée
3eme etage, local	193.5647		Condition Vérifiée
Vérification de L'armature inferieur minimale en appui			
Niveaux	$\boldsymbol{A_s(cm^2)}$	$\boldsymbol{A_{s\,adop}\ (cm2)}$	Observation
RDC,1er et 2eme étages	4.04	28.15	Condition Vérifiée
3eme etage, local	3.87	20.10	Condition Vérifiée

V.2.4.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.8 : Vérification à l'ELS des poutres des autres étages.

Niveaux		$M_{ser}\ (KN.m)$	$As(cm^2)$	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sous-sol	Appui	138,6466	9.24	9.44	18	OK
	Travée	92,6437	6.16	5.93	18	OK
RDC ,1er et 2éme étages	Appui	152,0011	9,24	10.4	18	OK
	Travée	100,8162	6.16	6.45	18	OK
3éme étage et local machinerie	Appui	141,6989	9,24	9.65	18	OK
	Travée	93,3536	6.16	5.97	18	OK

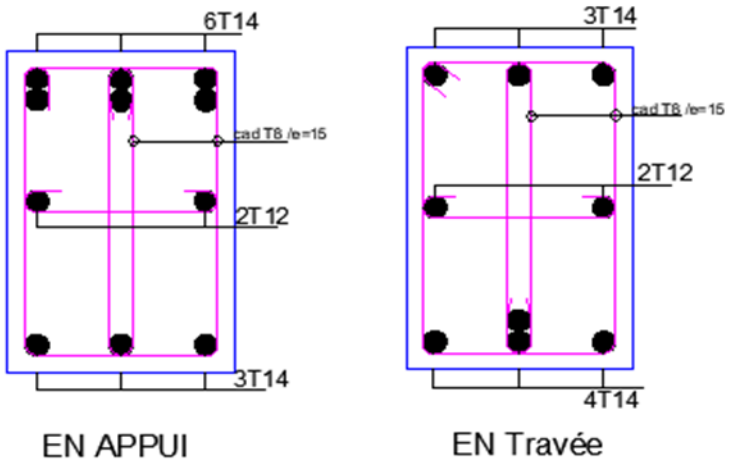


Figure V.1 :schéma de ferraillage des poutres.

V.3. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composé, Pour le calcul, nous avons déterminé des sections de ferraillage identiques à celles du poteau le plus sollicité.

V.3.1. Les recommandations exigées par RPA 2024

V.3.1.1. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $Amin = 1.0\%$ de la section totale ; en zone VI.
- $Amin = 4\%$ de la section totale ; en zone courante.
- $Amax = 8\%$ de la section totale ; en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de : $\emptyset min = 12\ mm$.

- La longueur de recouvrement est : 60φ en zones VI.
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 15\ cm$ en zones VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre :

$$L' = 1.5h,\ lcr = max\ (1.5hc\ ;\ \frac{lcl}{6};\ 60\ cm)$$

V.3.1.2. Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la forme :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho Vu}{h1.fe}$$

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

Vu : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant, il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule précédente, Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **En zone nodale** (zone critique) : $t \leq min(b0/3{,}10cm, 6\varphi l)$ (en zones **VI)**
- **En zone courante :** $t' \leq min\,(b1/2\,;\, h1/2\,;\, 10\varphi l)$ (en zones **VI)**
- La quantité d'armatures transversales minimale $(\frac{\mathrm{At}}{\mathrm{t.b1}})$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\%\ si: \lambda g \geq 5 \\ 0.8\%\ si: \lambda g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

Où : $\lambda g = (\frac{lf}{a}\ ou \frac{lf}{b})$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à $135\ ^\circ$, ayant une longueur droite de (10 φt) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (φ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2. Vérification spécifique selon RPA 2024

V.3.2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones s'étendant sur une distance, lcr, à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques :

$$lcr = max\,(1.5hc\,;\, \frac{lcl}{6};\, 60\ cm) \rightarrow lcr = max\,(97.5\ cm; 73.66;\, 60\ cm)$$

Donc on prend : $lcr = 97.5\ cm$

V.3.2.2. Sollicitations normales (effort normal réduit)

Outre les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{\mathrm{Nd}}{\mathrm{Bc.fc28}} \leq 0.35$$

La vérification est déjà faite dans le (chapitre IV)

V.3.2.3. Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu}, sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho . d . f_{c\,28}$$

Où : ρ_d est égal à 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 ; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

$$\overline{\tau_{bu}} \geq \tau bu$$

Tableau V.9 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteau (65×65)	V (KN)	τbu (MPa)	λg	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	10,924	0.028	3.056	0.04	1.2	Vérifiée
RDC,1er,2^{éme} et 3^{éme} étage	82,113	0.22	4.808	0.04	1.2	Vérifiée
Local machinerie	148,67	0.39	3.274	0.04	1.2	Vérifiée

V.3.3. Sollicitations de calcul

Pour le calcul on prend en considérations les cas suivants et il se fait par le cas le plus défavorable :

Cas 1 : $N_u^{min} \leftrightarrow M^{corr}$ **Cas 3** : $N_u^{max} \leftrightarrow M^{corr}$

Cas 2 : $M_u^{max} \leftrightarrow N^{corr}$ **Cas 4** : $M_u^{min} \leftrightarrow N^{corr}$

V.3.4. Détermination des sections de ferraillage

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée en tenant compte des sollicitations maximales issues de la comparaison des résultats données par les trois combinaisons de charges (ELU, ELS, ELA).

V.3.4.1. Détermination des armatures longitudinal

Exemple de calcul manuel (poteaux de sous-sol) :

On a : $N = 2638.30\ KN$ **et** $M = 135.3 KN.m$

Tableau V.10 :Ferraillage des poteaux de sous-sol en flexion composée.

e_0(m)	$\frac{h}{6}$(m)	Section	$M_{ua}(MN.m)$	A (m)	B(m)	c (m)	φ	$A_{S\,FC}$(cm^2)
0.051	0.108	SEC	0.818	1.74	0.64	2.64	0.575	-0.05

$A_S = 0$: donc on prend le ferraillage de la section minimale

Tableau V.11 : détermination des sections de ferraillage pour les poteaux par SOCOTEC.

Niveaux	Sollicitations	$As\ (cm^2)$	$A_{s\ tot}$ (cm^2)	$A_{s\ min}$ (cm^2)	Choix	A_{adop} (cm^2)
Sous-sol	$N = -2638{,}3KN$ $M = 135,3KN.m$	0	0	42.25	14 HA 20	43.98
RDC, 1er,2emeet 3emeétages	$N = -1500{,}2KN$ $M = 399,9KN.m$	As_{sup}=1.45 As_{min}=28.5	30.01	42.25	14 HA 20	43.98
Local machinerie	$N = -118{,}96KN$ $M = 233,4KN.m$	As_{sup}=0 As_{min}= 8,8	25.13	42.25	14 HA 20	43.98

V.3.5. Détermination des armatures Transversales

Conformément aux règles du RPA 2024 et au CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales

$\emptyset t \geq \frac{\emptyset l}{3} = 6.66\ cm$ Donc on choisit : **Øt = 10 mm**

La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{At}{t.b1}$) en % est donnée comme suit :

On a : $3 < \boldsymbol{\lambda g} = 3.06 < 5$ (Exemple sous-sol)

Après l'interpolation on trouve un pourcentage de : 0.298%

Donc :

- **Zone nodale :** $At = 0.00298 \times 10 \times 65 = 1{,}937\ cm^2 < At = 3.14\ cm^2$
- **Zone courante :** $At = 0.00298 \times 20 \times 65 = 3{,}874\ cm^2 < At = 6.79\ cm^2$
- **Longueur de recouvrement :** On a : $lr \geq 60\emptyset l$

  Donc : $\begin{cases} \boldsymbol{pour}\ : \emptyset l = 20\ \text{mm},\ \text{On prend:}\ \mathbf{l_r = 120cm} \\ \boldsymbol{pour}\ : \emptyset l = 25\ \text{mm},\ \text{On prend:}\ \mathbf{l_r = 150cm} \end{cases}$

Tableau V.12 : calcul et vérification du ferraillage transversal.

Espacement des armatures transversales							
Zone	Selon RPA 2024		Selon BAEL91	Choix			
Nodale	10 cm		20 cm	10 cm			
Courante	20 cm			20 cm			
Calcul des armatures transversales							
Niveaux	$Vu\ (KN)$	λg	ρ	Zone nodale		Zone courante	
				At $(cm2)$	$A_{sadop}(cm^2)$	At $(cm2)$	$A_{sadop}(cm^2)$
Sous-sol	10.9244	3.06	3.75	0.126	8 HA10=6.28	0.25	8HA10=6.28
RDC au 3eme étage	82.1134	4.81	3.75	0.947	8 HA10=6.28	1.89	8HA10=6.28
Local mach	148.6722	3.27	3.75	1,72	8 HA10=6.28	3.43	12HA10=9.42
Quantité d'armature minimale transversale							
Niveaux	Zone nodale			Zone courante			
	$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification		$A_{tmin}(cm^2)$	Vérification		
Sous-sol	1.94	Vérifiée		3.87	vérifiée		
RDC au 3eme étage	2.13	Vérifiée		4.27	Vérifiée		
Local mach	4.55	Vérifiée		9.1	Vérifiée		

V.3.1. Vérification de la contrainte de compression à l'ELS

Tableau V.13 : vérification de la contrainte de compression à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	As (cm^2)	σ_{bc}(MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	Vérification
Sous-sol	6,0058	43.98	0,13	18	OK
RDC,3eme	126,5186	43.98	1.66	18	OK
Local mach	156,8322	43,98	3.27	18	OK

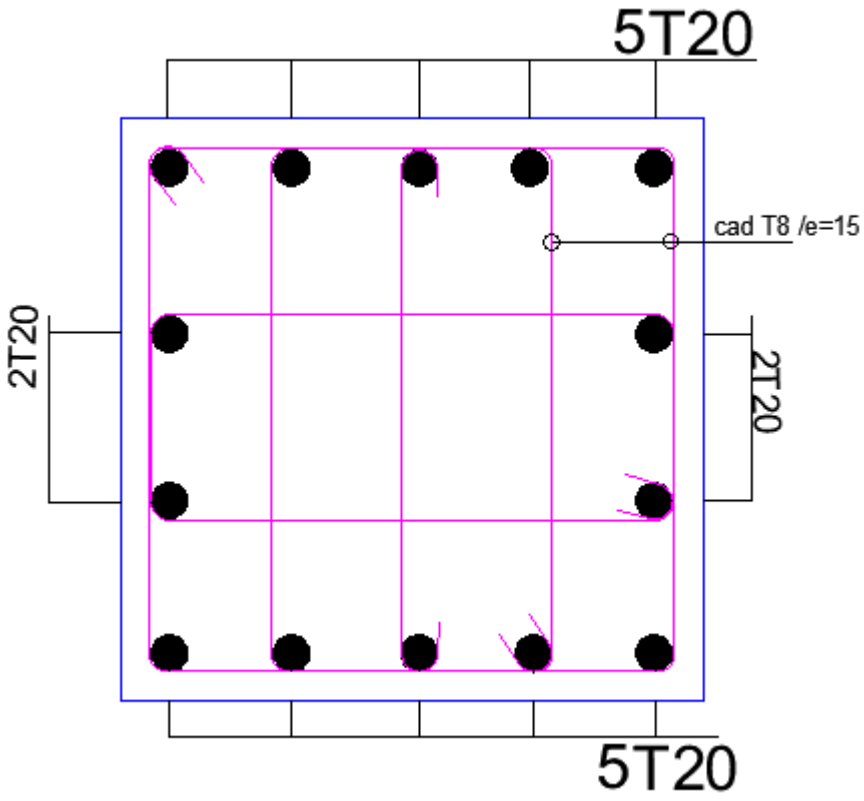


Figure V.2 : Schéma de ferraillage des poteaux (65 cm*65 cm).

V.4. ETUDE DES VOILES

Le ferraillage des voiles consiste à dimensionner les armatures pour assurer leur résistance à la flexion composée sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et sismiques. Il dépend de l'élancement du voile, du taux d'armature et de l'intensité des efforts appliqués. Le calcul se fait selon le BAEL91, avec des vérifications sismiques suivant le RPA2024, afin de garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

V.4.1. Les voiles et les trumeaux (RPA, 2024)

Aciers verticaux :

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur bw de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant.

$$\frac{Ah}{S} \geq \frac{\bar{v}}{Z \times fe}$$

Avec :

V : effort tranchant de calcul, et : $\bar{v} = 1.4V_{u,cal}$

- **Règles communes**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $60\varphi l$ pour les barres situes dans la zones **VI**.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$Avj = 1.1\frac{\bar{v}}{fe}$$

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de L'effort tranchant trouvé à la base du voile

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$$

Où : $\tau b = \frac{\bar{V}}{b0.d}$; $\bar{V} = 1.4Vu, calcul$

Et :

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile avec $d = 0.9h$

h: hauteur totale de la section brute

V.4.2. Les sollicitations de calcul

le calcul se fait en flexion composée en prenons les cas suivants.

Cas 1 : $N_u^{min} \leftrightarrow M^{corr}$ ***Cas 3*** : $N_u^{max} \leftrightarrow M^{corr}$

Cas 2 : $M_u^{max} \leftrightarrow N^{corr}$ ***Cas 4*** : $M_u^{min} \leftrightarrow N^{corr}$

V.4.3. Exemple de calcul du voile V1

On a : $h_w = 17.68$ m / $l_w = 7$ m / $b_0 = 0.2$ m

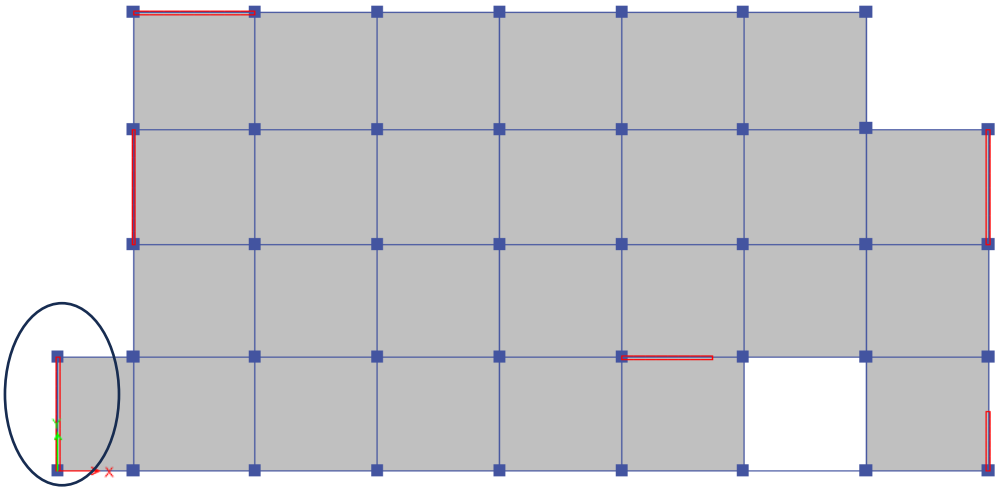


figure V.3 : positionnement du voile V1Y

V.4.3.1. Vérification de la condition d'élancement

Les trumeaux et les voiles seront calcules en flexion composée avec effort tranchant.

$\frac{h_w}{lw} = 2.52 > 2$

Le voile est classé avec les voiles élancés donc le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donnée par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplace verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (hcr) de la zone critique du voile **(RPA, 2024).**

V.4.3.2. Calcul de la hauteur critique

La hauteur (**hcr**) de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$h_{cr} = max(l_w, \frac{hw}{6})$ ➡ $h_{cr} = 7\ m$

Mais : $n = 4\ niveaux$

Et : $h_{cr} \leq \begin{cases} h_e : pour\ n \leq 6\ niveaux \\ 2.h_e : pour\ n > 6\ niveaux \end{cases}$ $2.l_w$

Donc on opte : $\boldsymbol{h_{cr} = 3.82\ m\ (h_e - h_{poutre})}$

V.4.3.3. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

Le tableau donne les valeurs numériques des moments fléchissant pour chaque niveau issu de l'analyse numérique du bâtiment sous les combinaisons de calcul appropriées.

Tableau V.14 : Efforts N, M du voile $V_{1,Y}$ sous la combinaison G+0.6Q+E2.

Z (m)	combinaison		P (KN)	M_3(KN.m)
17.68	G+0.6Q+E1	Top	-160,2703	716,2954
13.26	G+0.6Q+E1	Bottom	-323,9208	1911,3644
13.26	G+0.6Q+E1	Top	-438,3356	905,891
8.84	G+0.6Q+E1	Bottom	-527,1637	6629,4829
8.84	G+0.6Q+E1	Top	-632,1318	5044,7724
4.42	G+0.6Q+E1	Bottom	-718,0573	11933,4381
4.42	G+0.6Q+E1	Top	-829,7603	10213,0564
0.00	G+0.6Q+E1	Bottom	-957,6866	16776,7605

La figure présente les étapes pour l'établissement de l'enveloppe linéaire des moments de calcul pour le voile V1

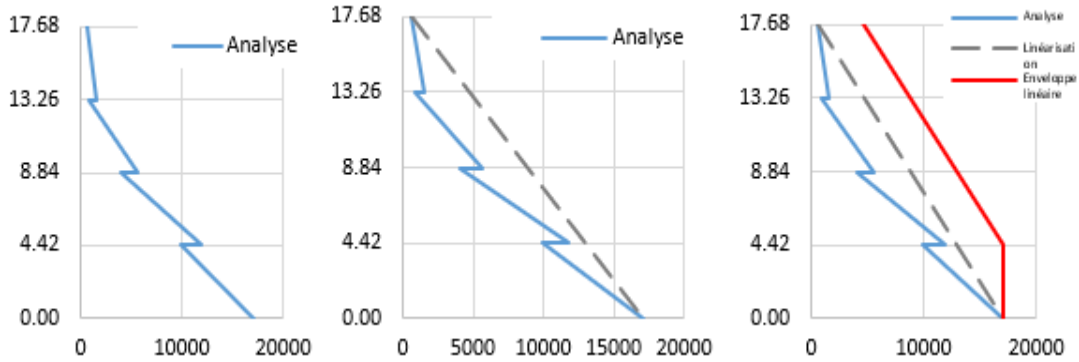


Figure V.4 : Enveloppe de calcul des moments fléchissant.

V.4.4. Exigences de ductilité pour la zone critique

V.4.4.1. Dimensions des éléments de rive confinées

Longueur de l'élément de rive confiné :

$$l_c \geq \max(0{,}15 l_w\,;1{,}5 b_w) = \max(0{,}15 \times 6.35m\,;1{,}5 \times 0{,}20m) = 1.05\ \text{Cm}$$

Etant donné la présence de poteaux 65cmx65cm aux extrémités du voiles, la longueur de confinement est prise égale à la largeur du poteau (soit 65cm)

Largeur de l'élément de rive confiné :

Puisque : $\text{lc} = 65\ \text{cm} \leq \max(2b_w, 0.2l_w) = 127\ cm$

Alors : $b_c \geq \max(20\text{cm}\,;h_e/15) = \max(20cm\,;382cm/15) = 25\ cm$

Et : $\begin{cases} l_c = 65\ cm \\ b_c = 65\ cm \end{cases}$

V.4.4.2. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales ce fait par le calcul de la section du voile en flexion composée sous N et M. Le calcul ci-dessous est donné pour le cas de charge le plus défavorable suivant :

Combinaison : $G + 0.6Q + E_2 (N = -957{,}6866\ kN\ ;\ M = 16776{,}7605\ kN.m)$

Pour simplifier le calcul des armatures, on pourra supposer la section du voile comme une section rectangulaire $(b \times h) = (bc \times lw) = (65cm \times 700cm)$.

Détermination de la nature de la section :

Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués **(Pratique du BAEL 91, n.d.)** la section peut-être :

- Section partiellement comprimée SPC si $\begin{cases} N \leq 0, \\ \mu_{bua} \leq 0{,}48 \end{cases}$
- Section entièrement comprimée SEC si $\begin{cases} N \geq 0 \\ \mu_{bua} > 0{,}48 \end{cases}$

Tableau V.15 :détermination de la nature de section en flexion composée.

e_0(m)	e_a(m)	e_1(m)	e_2(m)	M_u^*(kN.m)	M_{ua}(KN.m)	μ_{ba}	Section
-17.51	0.02	-17.49	8.20	8.89	6.21	0.011	SPC

Donc le calcul se fait par l'organigramme (annexe D) :

On a : $\mu_{ba} \leq \mu_c$ donc la section est sans acier comprimés ($A'_S = 0$)

Tableau V.16 :ferraillage des éléments de rive.

$\propto$	Z (m)	Pivot	σ_S (MPa)	$A_{S\,FS}$ (cm^2)	$A_{S\,FC}$(cm^2)
0.014	6.26	A	500	19.85	39.02

Donc le ferraillage calculé est : $As = 39{,}02\ cm^2$

Choix proposés des armatures : $\mathbf{14\ HA\ 20 = 43{,}98\ cm^2}$

V.4.4.3. Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit rester au moins égale à 0,5% de la surface de la zone confinée.

$As = 43.98\ cm^2 > 0.5\%\ (lc \times bc) = 0.005 \times (65 \times 65) = 21.12\ cm^2$(Condition vérifiée)

V.4.4.4. Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$s_t \leq \min(b_c/3\,, 12.5\text{cm}, 6\varphi\text{l}) = \min(65/3\,; 12.5; 6 \times 2)$

$$S_t = \min(32.5; 12.5; 12) = 12cm$$

On prend : $\boldsymbol{St = 12\ cm}$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$A_t \geq 0{,}09 s_t b_c \frac{f_{c28}}{f_e} = 0{,}09 \times 12 \times 59 \times \frac{30}{500} = 3.823\ cm^2$

$$A_t \geq 0{,}3 s_t b_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_{c28}}{f_e} = 0{,}3 \times 12 \times 59 \times (1{,}21 - 1) \times \frac{30}{500} = 2.676 cm^2$$

Avec $\mathbf{A_g/A_c}$ représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (un enrobage de 3cm est considéré).

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{65 \times 65}{59 \times 59} = 1{,}21$$

Choix des barres : $\boldsymbol{6\ HA\ 10\ = 4.71\ cm^2}$ (deux cadres + un étrier)

V.4.4.5. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit **(RPA, 2024)** :

$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 V_{cal}}{b_0 \times 0.9h} = \frac{1.4 \times 3607.9925 \times 10^{-3}}{0{,}20 \times 0.9 \times 7}$

$\tau_b = 4MPa < 0{,}2 f_{c28} = 6\ MPa$

V.4.5. Ferraillage de l'âme du voile

V.4.5.1. Ferraillage horizontal dans l'âme du voile

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$s_h \leq \min(25\varphi\text{l}, 25cm) = \min(25 \times 2\,; 25) = 25cm$

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\overline{V}}{z.f_e} = \frac{1{,}4 \times 3607.9925 \times 10^{-3}}{6.35 \times 500}$$

Avec :

- $\overline{V}$ effort tranchant de calcul. $\overline{V} = 1{,}4V$
- V effort tranchant issu de l'analyse
- z distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinés ($z = 6.35\ m$)

Donc : $A_h \geq\ 3.18 cm^2$

Donc on opte : $\boldsymbol{6\ HA\ 10\ = 4.71\ cm^2}$

V.4.5.2. Ferraillage vertical dans l'âme du voile

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$s_v \leq \min(1{,}5b_w, 25cm) = \min(1{,}5 \times 20\,;25) = 25cm$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $bw\ /10\ =\ 20mm.$ (RPA, 2024)

V.4.6. ferraillage du voile (V_{1Y}) au-dessus de la zone critique

V.4.6.3. Efforts de calcul

Le tableau ci-après donne les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau. Les valeurs de M et V sont ceux issus des courbes enveloppes.

Tableau V.17 :sollicitations de calcul au-dessus de la zone critique.

Z (m)	N (kN)	V2 (kN)	1.4*V2 (kN)	M_3 (kN.m)
13,26	-323,9208	1141,4809	1598,07	8746,4676
8,84	-527,1637	3175,7858	4446,10	12761,5514

V.4.6.1. Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)

Tableau V.18 : Ferraillage longitudinal aux extrémités.

Z (m)	N (kN)	M_3 (kN.m)	$A_S(Cm^2)$	Choix
13.26	-323,9208	8746,4676	22.03	14 HA 16
8.84	-527,1637	12761,5514	31.73	14 HA 20

V.4.6.2. Ferraillage horizontal dans l'âme du voile

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$s_h \leq \min(1{,}5b_w, 25cm) = \min(1{,}5 \times 20\,;25) = 25cm$

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\overline{V}}{z.f_e} = \frac{1{,}4V}{zf_e}$$

Tableau V.19 : Ferraillage horizontal de l'âme du voile.

Z (m)	V2 (kN)	$\bar{V}$ (kN)	S_h(cm)	A_h (cm^2)	Choix des barres
13.26	1141,4809	1598,07	20	1	3HA10 =2.36 cm^2
8.84	3175,7858	4446,10		2.8	4HA10 = 3.14cm^2

V.4.6.3. Ferraillage vertical dans l'âme du voile

L'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$s_h \leq \min(1{,}5b_w, 25cm) = \min(1{,}5 \times 25\,;25) = 25cm$

Le diamètre maximal, φmax, des armatures d'ame doivent respecter la condition :

$8mm \leq \varphi\, max \leq bw/8 \quad \rightarrow \quad \varphi\, max = 10mm$

Donc on opte : 3 $HA\ 10 = 2.36\ Cm^2$

V.4.6.4. Conditions de ductilité locale

Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises, W_{wd}, dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_{\varphi}.(v_d + \omega_v).\varepsilon_{xy.d}\frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)b_w} = 0.088$

$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{fe}{f_{c28}} \times \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = 20$

v=0,073376

$x_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0} = 124.39\ cm$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd}$$

$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_{nc}}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

$V_{nc} = h_{cr} \times b_0 \times l_c$ = 1695070 cm

V_{st}=L× $(\pi \times \frac{\phi_l^2}{4}) \times N_{br}$

L : La longueur total des armatures transversales

Nbr : nombre des cadres sur la longueur critique (Lcr)

$L = 786\ cm$

$Nbr = \frac{(h_{cr}-6)}{s_t} = \frac{442-6}{10}$ =43.6cadres

V_{st}=107606.544 cm^3

ω_{wd} =1.26

Coefficient d'efficacité du confinement :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n (\frac{{b_i}^2}{6b_0\, h_0} \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) \end{cases}$$

$n = 14\ barres\,;\ b_i = 12cm\,;\ b_0 = 59cm\,;\ h_0 = 59cm, t = 10cm$

α_n =1−14 × $\frac{12^2}{6\times59\times59}$ = 0.9

α_s =$\left(1-\frac{10}{2\times59}\right)\left(1-\frac{10}{2\times59}\right)$ = 0.84

α=α_n × α_s =0.76

$\varepsilon_{cu.c}$= 0.0035 + 0.1$\alpha\omega_{wd}$ = 0,0035 + 0,1 × 0,76 × 1.26 = 0.099

$l_{c,calcul}$= x_u . (1 - $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}$)=124.39 × (1 - $\frac{0,0035}{0.099}$) = 119.99cm

Cette longueur $l_{c,calcul}$ doit être supérieure à max(1.5 b_w ; 0.15 l_w) .

max(0,15 l_w ; 1,5 b_w) = max (105; 97.5) = 105cm Condition vérifiée

μ_φ =2$\left(\frac{R}{Q_F}.\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)-1=2\left(\frac{4.5}{1,3}.\frac{10213,0564}{17\ 704}\right)-1=2.99$

$Mrd = 17\ 704\ KN.m$

0,76 × 1.26 = 30 × 2,99 (0,073 + 0,088) × $\frac{500}{200000}\times\frac{65}{59}$ = 0,039

0,95 ≥ 0,039 (condition vérifiée)

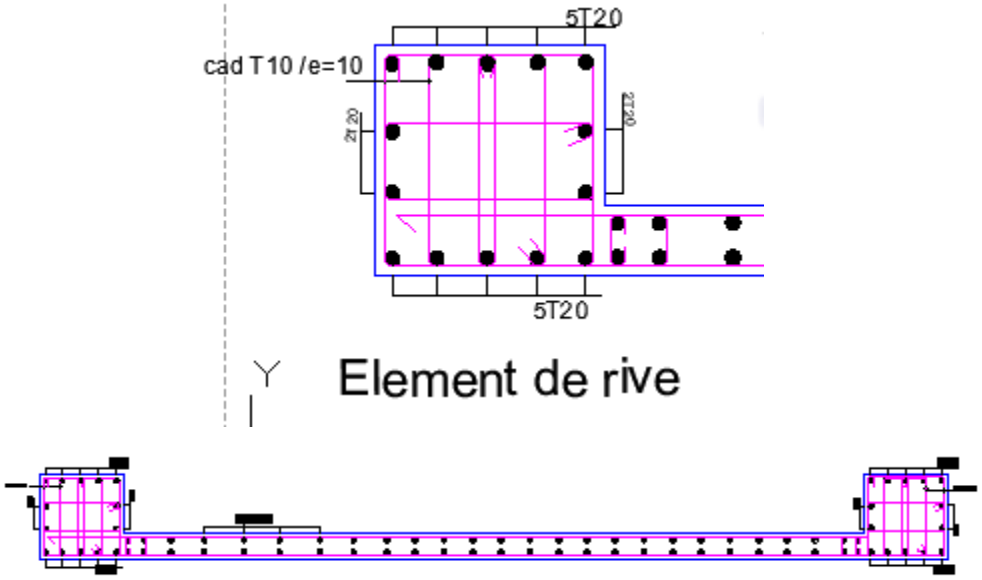


Figure V.5 :Ferraillage du voile V_{1Y} dans RDC,1er et le 2eme étage.

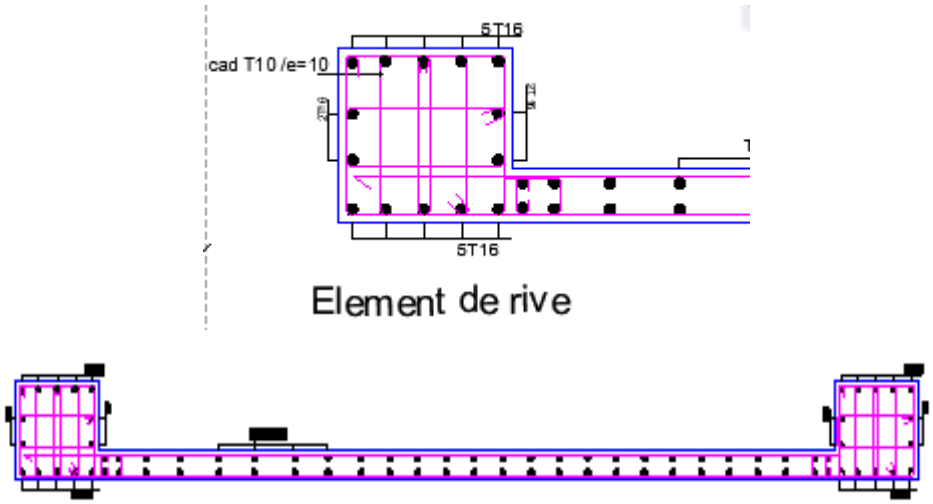


Figure V.6 : Figure V.7 :Ferraillage du voile V_{1Y} dans le 3eme étage.

V.5. ÉTUDE DES DALLES

Les dalles en béton armé sont des éléments structurels plans d'épaisseur réduite qui transmettent les charges verticales aux éléments porteurs (poutres, voiles ou poteaux), fonctionnant soit en unidirectionnel soit en bidirectionnel, avec le cas particulier des dalles diaphragmes en zone sismique. Leur ferraillage, conforme aux normes BAEL 91 et RPA2024, est conçu pour résister aux moments de flexion et efforts tranchants, limiter la fissuration et assurer la ductilité, tout en respectant les règles d'enrobage, d'ancrage et de recouvrement pour garantir la durabilité, particulièrement au niveau des zones critiques comme les appuis et les ouvertures**.**

V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles

Le calcul des dalles se fait en flexion simple Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales agissant sur une dalle, ainsi que le ferraillage correspondant à ces sollicitations.

$\alpha = Lx / Ly = 6.3 / 6.35 = 0{,}99 \ldots\ldots 0{,}4 \leq \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

Lx ; Ly : dimensions du panneau avec $Lx < Ly$.

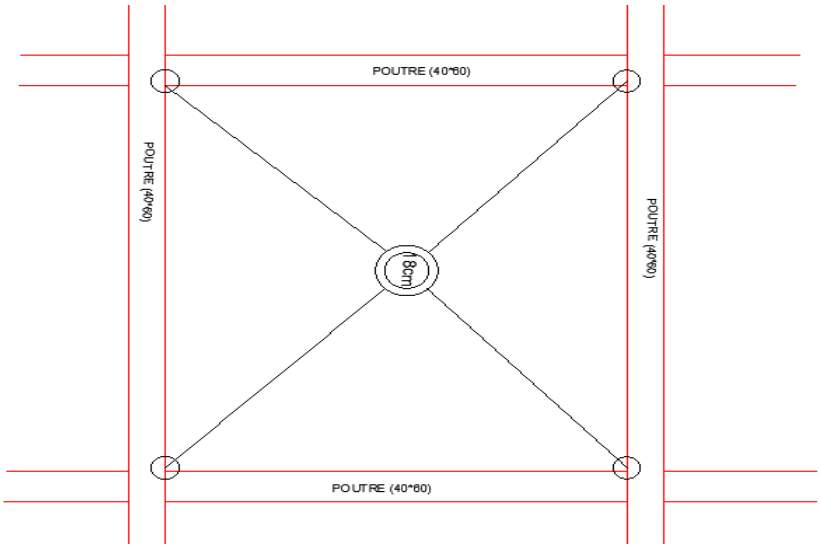


Figure V.7 : dimensions du panneau (5.65*5.7*0.18)

Tableau V.20 :ferraillage des dalles sens X-X

Position	Moment (KN.m/m)	As (cm^2 /m)	A_{smin} (cm^2/m) (BAEL)	A_{smin} (cm^2/m) (CNF)	Choix	A_{sadop} (cm^2 /m)
Travée	23.76	3.77	1.45	1.78	8 HA 12	9.05
Appuis	-36.52	5.91	1.45	1.78	8 HA 12	9.05

Tableau V.21 : ferraillage des dalles sens Y-Y.

Position	Moment (KN.m/m)	As (cm^2 /m)	A_{smin} (cm^2/m) (BAEL)	A_{smin} (cm^2/m) (CNF)	Choix	A_{sadop} (cm^2 /m)
Travée	26.56	4.23	1.44	1.78	8 HA 12	9.05
Appuis	-49.32	8.14	1.44	1.78	8 HA 12	9.05

V.5.1. Espacement maximale (CBA, 1993)

$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min(3h_0; 33cm) = 33cm\ ; \quad S_{tx} = 30cm; \quad Armatures\ \ dans\ \ le\ sens\ l_x \\ S_{ty} \leq \min(4h_o; 45cm) = 45cm\ ; S_{ty} = 30cm; \quad Armatures\ \ dans\ \ le\ sens\ \ l_y \end{cases}$$

V.5.2. Justification des armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est remplie :

$$\tau u\ (\mathbf{MPa}) = \frac{vu}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{fc28}{\gamma b} = 1.4 \quad \mathbf{(CBA, 1993)}$$

$$\begin{cases} V_{xmax} = 31.33\ KN \\ V_{ymax} = 28.62\ KN \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \tau u = 0.193\ MPa \leq 1.4 \\ \tau u = 0.176\ MPa \leq 1.4 \end{cases}$$ (condition vérifiée)

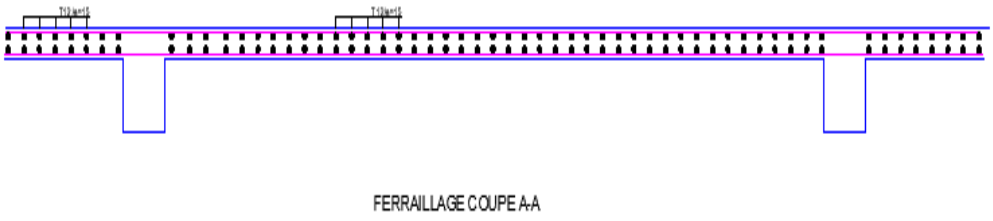


Figure V.8 :ferraillage des dalles sens X-X.



Figure V.8 :ferraillage des dalles sens Y-Y.

V.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les sections de ferraillage des éléments structuraux (poteau, poutre, voile, dalle) selon les combinaisons de charges appropriées, en appliquant les exigences des règlements RPA 2024 et BAEL 91. Ces calculs visent à assurer la stabilité de l'ouvrage face aux actions permanentes, accidentelles, notamment les séismes et les charges élevées. Le respect de ces normes permet de garantir la sécurité et la fiabilité de la structure.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure constitue l'ensemble des éléments structurels situés en dessous du niveau du sol fini, assurant la liaison entre la superstructure et le terrain naturel. Son rôle est fondamental dans le transfert des charges verticales et horizontales vers le sol, tout en garantissant la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Elle comprend non seulement les fondations, mais également d'autres éléments tels que les voiles périphériques, qui participent à la reprise des efforts horizontaux et à l'ancrage de la structure dans le sol. L'étude de l'infrastructure repose principalement sur l'exploitation des données géotechniques du site et l'analyse des sollicitations issues de la superstructure. Elle permet de définir, justifier et dimensionner les éléments nécessaires à une interaction sol-structure satisfaisante. Dans ce cadre, les calculs nécessaires seront effectués afin de vérifier la capacité portante du sol, d'évaluer les tassements admissibles, et de dimensionner les éléments d'infrastructure conformément aux normes et aux règles de calcul en vigueur, notamment le **RPA 2024** et le **CBA 93** ou le **BAEL91/99.**

VI.2. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Le voile périphérique est un élément structural vertical conçu pour résister aux poussées latérales, en particulier celles exercées par les masses de terre. Dans le cadre de ce projet, ce type de mur est mis en œuvre pour assurer le confinement et la stabilité des zones sensibles du bloc de radiothérapie.

Le bloc étudié est encadré par trois autres blocs, désignés A, C et D. Par conséquent, l'analyse structurelle portera principalement sur le voile périphérique situé sur la façade gauche du bloc, étant donné que les autres façades sont en contact direct avec les blocs adjacents et ne sont donc pas exposées aux mêmes sollicitations.

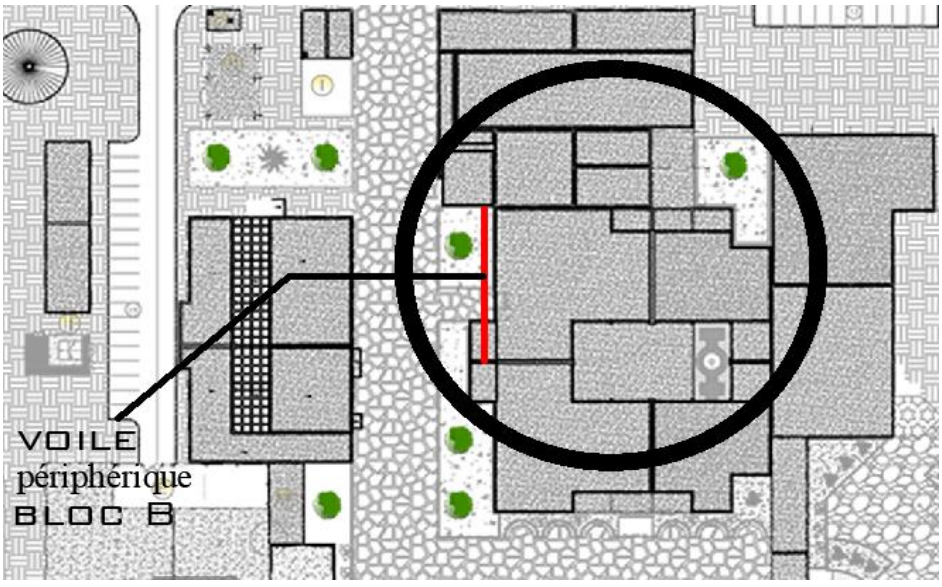


Figure VI.1:emplacement du voile périphérique étudié

VI.2.1. Dimensionnement du voile périphérique

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous **(RPA, 2024)**:

- Épaisseur ≥15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10%** dans Les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte une épaisseur **e = 20 cm.**

La hauteur de voile périphérique : 2.81 m.

VI.2.2. Ferraillage du voile périphérique

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Les forces de poussée des terres s'annulent, car le voile périphérique est sollicité de manière symétrique : d'un côté par le poids propre des terres naturelles en périphérie du bloc, et de l'autre par les sols remblayés dans le sous-sol non utilisable, Ces deux types de sol présentent des caractéristiques géotechniques similaires, ce qui permet de considérer un équilibre des efforts horizontaux. Il est donc suffisant dans ce cas, de prévoir uniquement le ferraillage minimal requis par la réglementation.

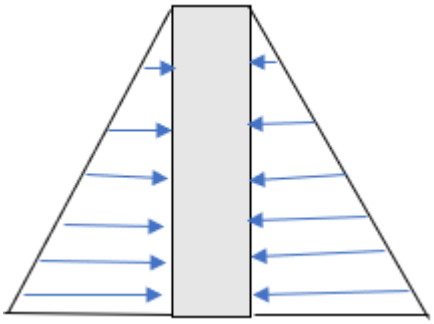


Figure VI.2 : schéma des forces de poussées appliqués au voile périphérique.

Le calcul a été généralisée à partir du panneau le plus défavorable, situé dans la direction Y, avec une portée de **6,55 m**

As_{min} (C.N.F) =1.98 cm^2 **(BAEL,1991/1999)**

$A_{min}(RPA) = \frac{0.1}{100} \times 1 \times 0.2 \quad \rightarrow \quad A_{min}(RPA) = 2cm^2$

Donc on opte : $4\ HA\ 10 = 3.14\ cm^2/ml$ dans les deux sens

VI.2.2.1. Vérification de l'espacement

On a une fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$St \leq min\{2a\ ;33\ cm\} = min\{40\ cm\ ;33\ cm\} \Rightarrow St \leq 33\ cm$ **(BAEL,1991/1999)**

$St \leq min\{25cm\ ;25\varphi_L\} = min\{25\ cm\ ;25\ cm\} \Rightarrow St \leq 25\ cm$ **(RPA, 2024)**

On prend $\boldsymbol{St = 20\ cm}$

VI.3. ETUDE DE FONDATION

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage en contact avec le sol, chargé de transmettre les efforts de la superstructure. Elles constituent un élément essentiel de la stabilité du bâtiment, et leur bonne conception ainsi que leur exécution soignée assurent la solidité de l'ensemble. Pour bien dimensionner les fondations, il est important de connaître, d'une part, le poids total de l'ouvrage une fois achevé, d'autre part, la capacité du sol à supporter ces charges.

VI.3.1. Choix de type de fondation

Le choix des fondations dépend principalement de la qualité du sol d'assise, ainsi que de la nature, de la taille et de la configuration du bâtiment projeté. Il est fortement recommandé que le sol présente une bonne portance et soit faiblement compressible afin de limiter les tassements différentiels susceptibles d'affecter la stabilité de la structure. L'étude géotechnique réalisée sur le site révèle une portance moyenne, avec une contrainte admissible estimée à 2,5 bars. Elle recommande également une profondeur d'ancrage des fondations de l'ordre de 2,5 m. **(voir Annexe A : Données géotechniques du site)**.

VI.3.1.1. Conception de la fondation

Selon la hauteur d'encastrement (D), c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base (B), on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si le rapport (encastrement/largeur de la base) : $D/B < 4$
- Profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) : $D/B \geq 10$
- Semi-profondes si le rapport (encastrement/largeur de la base) : $4 \leq D/B < 10$

Dans notre cas :

$\frac{D}{B} = 0.097 \leq 4$ Donc : fondation superficielle (semelle isolée, semelle filante, Radier).

En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.

1. Radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

Le radier est utilisé :

- Quand la contrainte admissible du sol d'assise est faible, la surface de semelles obtenue est supérieure à la moitié de la surface au sol du bâtiment.
- Quand le sol n'est pas homogène et risque de provoquer des tassements différentiels.
- Il devient obligatoire lorsque le dernier niveau du sous-sol se situe en dessous du niveau des plus hautes nappes aquifères.

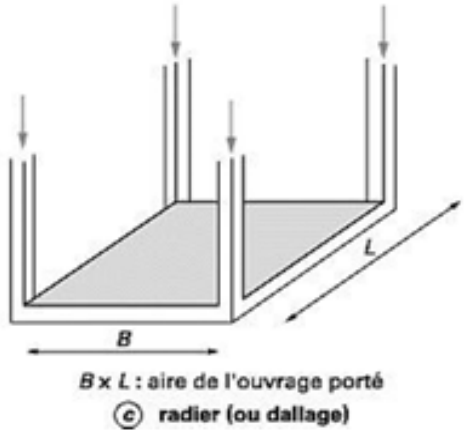


Figure VI.3 : Schéma du Radier.

Il existe quatre types de radiers :

Le radier dalle (peu utilisé) : Il est approprié aux constructions d'emprise faible. Les porteurs verticaux prennent appui directement sur la dalle.

Le radier nervuré (le plus courant) : Ce type de radier est préconisé lorsque la dalle plate n'est pas suffisamment rigide en raison de son épaisseur pour supporter des charges conséquentes.

Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé) : il se compose de poteaux et de chapiteaux. Les charges sont réparties des poteaux jusqu'aux chapiteaux puis transmises à la dalle. Ce type de radier permet une meilleure répartition. En revanche, les radiers champignons sont imposants.

Le radier voûte (rarement utilisé) : les radiers voûtés se constituent de plusieurs voûtes, de poteaux et de tirants en acier. Les voûtes sont placées perpendiculairement au radier ainsi que les tirants positionnés perpendiculairement à l'axe des voûtes. Les voûtes subissent un effort de compression mais aucun moment de flexion. Les radiers voûtés sont peu encombrants car minces (de 12 cm à 20 cm) et de ce fait nécessitent moins de matériaux pour leur réalisation.

2. Semelles filantes et semelles isolées :

Les fondations de type semelles sont des fondations superficielles conçues pour transmettre les charges de la superstructure au sol sur une surface suffisamment grande afin de maintenir les contraintes admissibles du terrain en dessous des limites de sécurité. Elles sont généralement utilisées lorsque le sol de fondation présente une capacité portante suffisante à faible profondeur.

Il faut s'assurer qu'il n'y a ni encombrement, ni chevauchement entre les semelles. Pour cela on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Batiment}} < 50\%$$

Avec :

$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ → $S_{semelle} = \frac{67100.973}{250}$

$S_{semelle} = 268.4038\ m^2$

$S_{batiment} = 1112.1 m^2$

$\frac{S_{semelle}}{S_{Batiment}} = 24.13\% < 50\%$ (Condition vérifiée)

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voile.

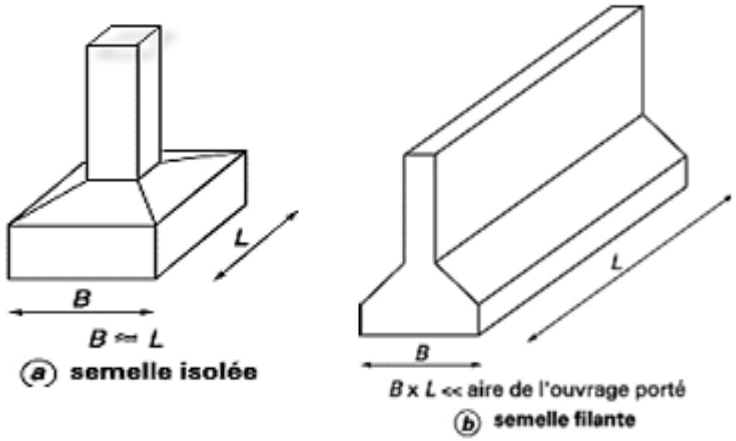


Figure VI.4 : semelle filante et semelle isolée.

VI.3.1.2. Description de système de fondation

Le système de fondation choisi pour ce projet repose sur des semelles filantes croisées, disposées de manière à assurer la reprise des charges linéaires dans les deux directions principales. Le niveau du sous-sol est partiellement exploité : une zone est aménagée en cave utilisable, tandis que l'autre est remblayée et non accessible, servant de volume technique ou de compensation de niveau.

La figure suivante présente la disposition des semelles filantes croisées à la base de la structure :

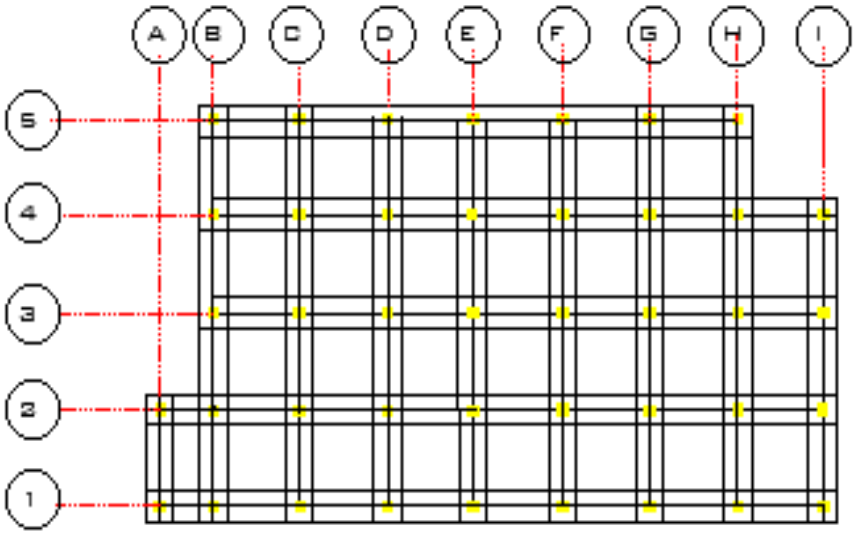


Figure VI.5 : la disposition des semelles filantes croisées à la base de la structure.

VI.3.2. Combinaisons d'actions à considérer

Les calculs de fondations sont effectués :

- La détermination des dimensions géométriques de la semelle : à ELS
- Pour le calcul du ferraillage et vérification : ELU + ELA

Avec les combinaisons exigées par le **RPA 2024** sont :

$$\begin{cases} G + \varphi Q + 1.4\, E_1 \\ G + \varphi Q + 1.4 E_2 \end{cases}$$ **(RPA, 2024)**

VI.3.3. Calcul des semelles filantes croisées

Pour ce type de semelles il faut tout d'abord déterminer les coefficients de répartition des charges en (%) afin de calculer les charges revenantes à chaque semelle filante de la structure. Les charges sont distribuées selon le type de poteau (rive, central, d'angle) comme montre les figures ci-dessous :

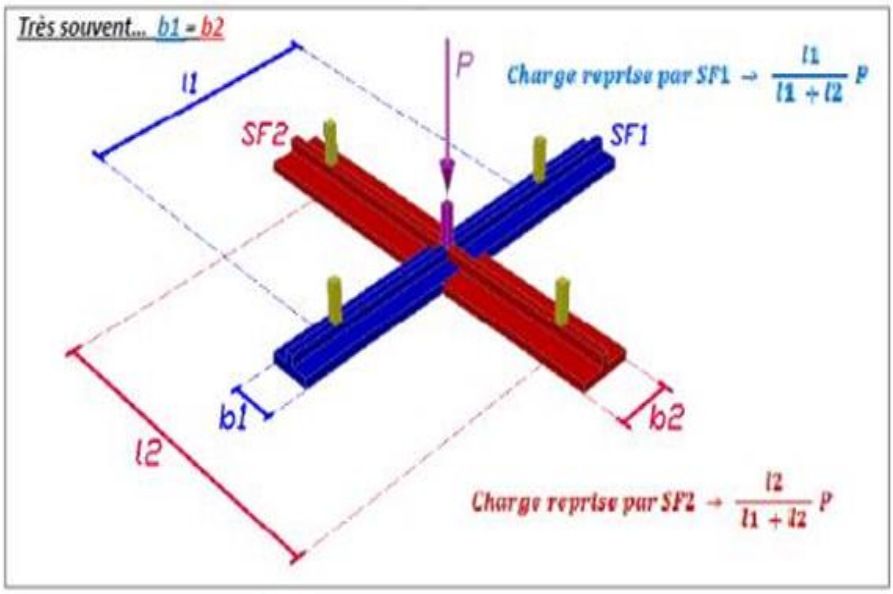


Figure VI.6 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

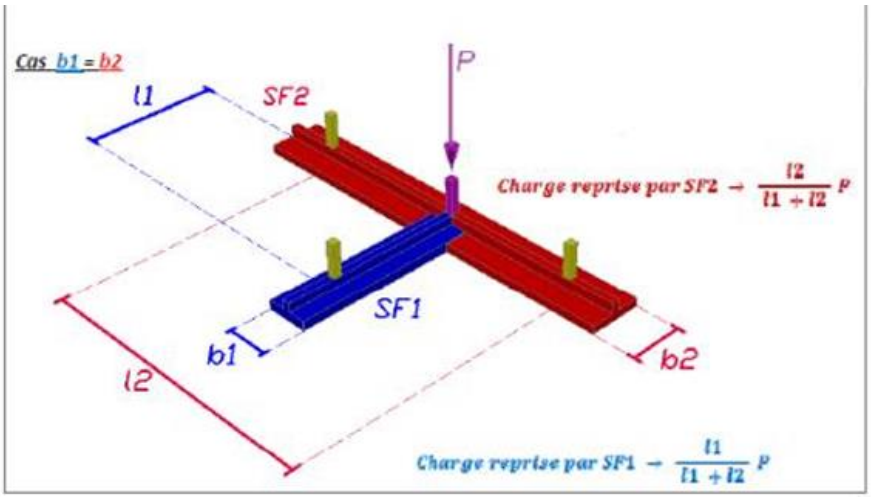


Figure VI.7 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

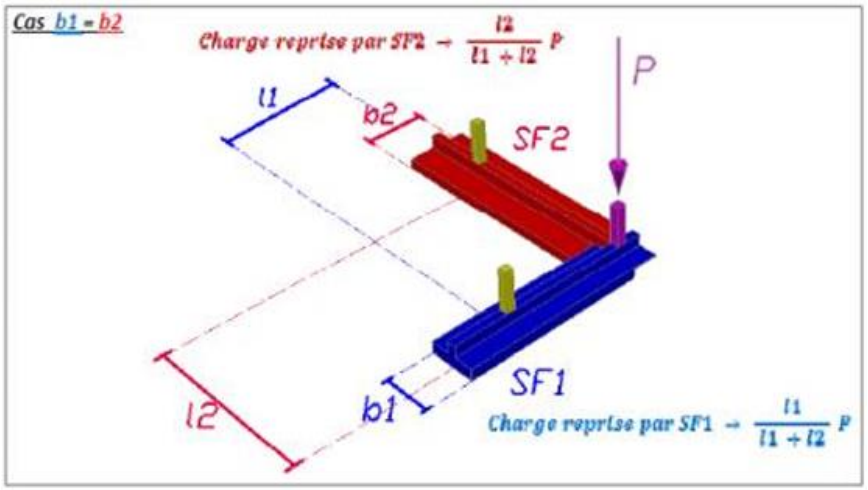


Figure VI.8 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle

Tableau VI.1 : calcul de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

Poteaux	x-x (%)	y-y (%)	1.1G (KN)	Q(KN)	Nser(KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
C7(D-4)	49.219	50.781	2377.949	547.162	3162.906	1556.74	1606.16
C6(D-3)	49.704	50.296	2311.085	590.101	3132.295	1556.88	1575.41
C26(H-3)	49.704	50.296	1911.294	374.776	2477.200	1231.27	1245.92
C22(G-3)	49.704	50.296	1889.184	366.767	2444.869	1215.20	1229.66
C18 (F-3)	49.605	50.395	1885.335	386.668	2460.536	1220.54	1239.99
C19 (F-4)	49.119	50.881	1793.872	237.345	2210.605	1085.83	1124.76
C23(G-4)	49.119	50.881	1790.584	193.633	2163.276	1062.58	1100.68
C25(H-2)	49.802	50.198	1775.047	469.336	2421.888	1206.13	1215.74
C27(H-4)	49.119	50.881	1530.037	149.081	1832.123	899.927	932.195
C13 (B-2)	44.518	55.482	1413.013	297.369	1851.684	824.324	1027.36
C21 (G-2)	49.802	50.198	853.6928	161.338	1100.400	548.016	552.383
C3 (C-4)	49.219	50.781	841.9992	169.048	1095.247	539.067	556.180
C10 (E-3)	49.704	50.296	841.2998	175.581	1101.011	547.248	553.763
C2 (C-3)	49.605	50.395	834.3735	174.791	1092.602	541.982	550.620
C11 (E-4)	49.219	50.781	833.1838	127.336	1043.838	513.764	530.074
C1 (C-2)	49.802	50.198	800.6246	189.613	1070.300	533.026	537.274
C5 (D-2)	49.901	50.099	752.6472	175.930	1003.841	500.927	502.915
C17 (F-2)	49.802	50.198	718.8013	138.486	929.168	462.740	466.427
C9 (E-2)	49.901	50.099	588.11	115.557	762.478	380.484	381.994

- **Remarque :**

Le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte en majorant de 10% la charge permanente G revenante à chaque poteau.

Tableau VI.2 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

Poteaux	x-x (%)	y-y (%)	1.1G (KN)	Q(KN)	Nser(KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
C1 (C-5)	66.402	33.598	1189.643	260.745	1569.353	1042.08	527.269
C20(F-5)	65.707	34.293	1024.675	99.627	1226.770	806.071	420.698
C24 (G-5)	65.707	34.293	1023.831	79.225	1205.438	792.055	413.383
C39 (H-1)	66.491	33.509	1014.802	222.915	1339.197	890.442	448.755
C33 (B-1)	61.515	38.485	963.471	209.592	1269.410	780.879	488.530
C35 (D-1)	66.491	33.509	873.410	142.193	1102.943	733.356	369.588
C8 (D-5)	65.796	34.204	857.712	149.292	1092.775	719.006	373.769
C29 (I-2)	33.158	66.842	825.439	167.032	1075.015	356.452	718.563
C14 (B-3)	32.895	67.105	755.420	73.628	904.590	297.562	607.027
C15 (B-4)	32.468	67.532	749.220	58.917	883.060	286.708	596.352
C12 (E-5)	65.796	34.204	725.527	83.158	881.238	579.822	301.415
C30 (I-3)	33.071	66.929	655.780	94.679	816.037	269.871	546.167
C31 (I-4)	32.642	67.358	393.555	2.772	435.682	142.217	293.464
C4 (C-5)	65.707	34.293	379.431	38.353	455.728	299.444	156.284
C36 (E-1)	66.491	33.509	304.950	26.599	362.044	240.726	121.318
C37 (F-1)	66.402	33.598	301.163	27.059	358.338	237.944	120.394
C38 (G-1)	66.402	33.598	204.876	12.152	237.516	157.716	79.800

Tableau VI.3 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle

Poteaux	x-x (%)	y-y (%)	1.1G (KN)	Q(KN)	Nser(KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
C28(H-5)	49.027	50.973	678.5078	38.498	784.857	384.794	400.063
C40 (I-1)	49.802	50.198	661.2137	133.643	860.978	428.787	432.190
C41(A-2)	38.049	61.951	535.133	82.837	671.483	255.491	415.992
C16(A-5)	48.828	51.172	526.2785	46.985	625.891	305.611	320.280
C32(A-1)	38.049	61.951	514.2621	86.591	652.280	248.184	404.095
C31 (I-4)	49.412	50.588	393.5546	2.772	435.682	215.278	220.404

VI.3.3.1. Dimensionnement des semelles filantes

- La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$A_{SF} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$A_{SF} = B_{SF} \times L_{SF}$ Et : $L_{SF} = L_{file} + B_{SF}$

$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05$

Tableau VI.4 : dimensionnement des semelles sens X-X.

$Semelle$	N_{ser} (KN)	σsol (KPa)	A_{SF} (cm^2)	B_{cal} (m)	B_{SF} (m)	L (m)	L_{SF} (m)	H_{cal} (m)	H_{SF} (m)
1	4998.062	250	19.992	0.408	1.6	48.55	50.15	0.287	0.30
2	9751.702	250	39.006	0.790	1.6	48.55	50.15	0.287	0.30
3	6880.553	250	27.522	0.608	1.6	44.65	46.25	0.287	0.30
4	6302.111	250	25.208	0.646	1.6	38.35	39.95	0.287	0.30
5	3886.803	250	15.547	0.401	1.6	38.35	39.95	0.287	0.30

Tableau VI.5 : dimensionnement des semelles sens Y-Y.

Semell	N_{ser} (KN)	σ_{SOl} (KPa)	A_{SF} (cm^2)	B_{cal} (m)	B_{SF} (m)	L (m)	L_{SF} (m)	H_{cal} (m)	H_{sf} (m)
A	1140.367	250	4.561	0.600	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
B	2719.269	250	10.877	0.407	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
C	2332.627	250	9.330	0.350	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
D	4427.842	250	17.711	0.657	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
E	1888.564	250	7.554	0.284	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
F	2951.571	250	11.806	0.441	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
G	3375.906	250	13.503	0.503	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
H	4242.676	250	16.970	0.630	1.6	26.3	27.9	0.287	0.3
I	2210.788	250	8.843	0.438	1.6	20	21.6	0.287	0.3

VI.3.3.2. Dimensionnement des nervures

Largeur des nervures :

Condition de coffrage : $b \geq \frac{L_{max}}{10}$ → $b \geq \frac{6.55}{10}$

On opte pour : $b_N = 70\ cm$

Hauteur des nervures :

1. **Condition de la flèche :**

La hauteur de nervures se calcul par le critère de résistance : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$0.436 \leq h \leq 0.655$ On prend : $h = 60\ cm$

2. **Condition de la raideur de sol**

Pour étudier d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{BK}}$$

Avec :

I : l'inertie de la semelle

E : module d'élasticité de béton ($E = 34179.557\ MPa$)

K : coefficient de raideur de sol (on peut prendre $K = 40\ MPa/m$ pour un sol densité moyenne)

B : largeur de semelle en contact avec le sol

$L_e \geq 3.756 \quad \rightarrow \quad h \geq 0.887\ m$

$h = \max(h1, h2) \quad \rightarrow \quad h_N = 1\ m$

$L_e = 4.10\ m \quad \rightarrow \quad L_{max} = 6.55\ m \leq \frac{\pi}{2} L_e + a = 7.10m$ (Donc Le calcul se fera avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique)

VI.3.3.3. Vérification de la portance du sol

Tableau VI.6 : vérification de la portance de sol sens X-X.

Semelle	G (KN)	Q (KN)	G_{ner} (KN)	N_{ser} (KN)	σ (KPa)	σ_{sol} (KPa)	Vérification
1	3701.87	688.06	877.625	5267.56	65.647	250	Vérifiée
2	3841.27	747.80	877.625	5466.69	68.129	250	Vérifiée
3	5270.33	1083.19	809.375	7162.90	96.795	250	Vérifiée
4	5073.28	721.51	699.125	6493.92	101.59	250	Vérifiée
5	3226.66	337.48	699.125	4263.26	66.696	250	Vérifiée

Tableau VI.7 : vérification de la portance de sol sens Y-Y.

Semelle	G (KN)	Q (KN)	G_{ner} (KN)	N_{ser} (KN)	σ (KPa)	σ_{sol} (KPa)	Vérification
A	919.42	129.01	107.625	1156.05	117.48	250	Vérifiée
B	2167.65	334.84	488.25	2990.74	66.99	250	Vérifiée
C	1779.77	369.87	488.25	2637.89	59.09	250	Vérifiée
D	3333.04	761.50	488.25	4582.79	102.66	250	Vérifiée
E	1491.22	248.22	488.25	2227.69	49.90	250	Vérifiée
F	2676.26	428.40	488.25	3592.90	80.48	250	Vérifiée
G	2709.72	395.23	488.25	3593.21	80.49	250	Vérifiée
H	3316.75	594.27	488.25	4399.27	98.54	250	Vérifiée
I	1786.75	245.37	378	2410.12	69.73	250	Vérifiée

VI.3.3.1. Ferraillage des semelles filantes croisées

En appliquant la méthode de bielles pour 1ml :

$$A_s = \frac{P_{max}(b_{SF} - b_N)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

Avec : $P_{max} = \frac{N_{max}}{L_{SF}}$

Tableau VI.8 : ferraillage des semelles filantes sens X-X.

Semelle	L_{SF} (m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELA} (KN)	P_{max} (KN)	S_t (cm)	As (cm^2)	Choix (cm^2)	Ar (cm^2)
1	50.15	6029.61	8123.76	161.98	20	1.15	6HA10=4.71	2HA10=1.57
2	50.15	6307.41	11601.81	231.34	20	1.20	6HA10=4.71	2HA10=1.57
3	46.25	8739.73	12274.91	265.40	20	1.81	6HA10=4.71	2HA10=1.57
4	39.95	7931.19	12531.29	313.67	20	1.90	6HA10=4.71	2HA10=1.57
5	39.95	4862.20	15207.76	380.66	20	1.16	6HA10=4.71	2HA10=1.57

Tableau VI.9 : ferraillage des semelles filantes sens Y-Y.

Semelle	L_{SF} (m)	N_{ELU} (KN)	N_{ELA} (KN)	P_{max} (KN)	S_t (cm)	As (cm^2)	Choix (cm^2)	Ar (cm^2)
A	27.9	1434.72	7850.22	281.36	20	0.62	6HA10=4.71	2HA10=1.57
B	27.9	3428.59	15207.7	545.07	20	1.36	6HA10=4.71	2HA10=1.57
C	27.9	2957.49	14981.1	536.95	20	1.34	6HA10=4.71	2HA10=1.57
D	27.9	5641.86	2180.11	202.21	20	1.93	6HA10=4.71	2HA10=1.57
E	27.9	2385.48	2192.28	85.50	20	0.81	6HA10=4.71	2HA10=1.57
F	27.9	4255.54	11602.8	152.52	20	1.46	6HA10=4.71	2HA10=1.57
G	27.9	4250.98	4880.39	152.36	20	1.46	6HA10=4.71	2HA10=1.57
H	27.9	5369.01	2375.41	192.43	20	1.84	6HA10=4.71	2HA10=1.57
I	21.6	2780.16	12531.9	580.18	20	1.45	6HA10=4.71	2HA10=1.57

VI.3.3.2. Ferraillage des nervures

Tableau VI.10 : ferraillage des nervures dans le sens X-X.

Semelle		q_{max} (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M $(KN.m)$	As (cm^2)	As_{min} (cm^2)	Choix	As_{adop} (cm^2)
1	Travée	161.98	803.62	683.07	15.64	6.96	8 HA 16	16.08
	Appui			401.81	9.08	6.96	8 HA 14	12.31
2	Travée	231.34	1147.73	975.57	22.64	6.96	16HA 14	24.63
	Appui			658.35	13.07	6.96	10HA 14	15.39
3	Travée	265.40	1316.71	1119.20	26.15	6.96	18HA 14	27.71
	Appui			778.09	15.05	6.96	10HA 14	15.39
4	Travée	313.67	1556.19	1322.76	31.21	6.96	10HA 20	31.42
	Appui			944.27	17.89	6.96	6 HA 20	18.85
5	Travée	380.66	1888.54	1605.26	38.43	6.96	14HA 20	43.98
	Appui			944.27	21.88	6.96	8 HA 20	25.13

Tableau VI.11 : ferraillage des nervures dans le sens Y-Y.

Semelle		q_{max} (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M $(KN.m)$	As (cm^2)	As_{min} (cm^2)	Choix	As_{adop} (cm^2)
A	Travée	281.36	1330.20	1130.67	26.43	6.96	8 HA 25	39.27
	Appui			665.10	15.21	6.96	8 HA 20	25.13
B	Travée	545.07	2923.10	2484.64	62.51	6.96	14HA25	68.72
	Appui			1461.65	34.73	6.96	8 HA 25	39.27
C	Travée	536.95	2879.56	2447.62	61.44	6.96	14HA25	68.72
	Appui			1439.78	34.18	6.96	8 HA 25	39.27
D	Travée	202.21	1084.41	921.7485	24.53	6.96	10HA20	31.42
	Appui			542.205	14.18	6.96	6 HA 20	18.84
E	Travée	85.5	458.52	389.742	10.13	6.96	10HA14	15.39

	Appui			229.26	5.92	6.96	4 HA 16	8.04
F	Travée	152.52	817.93	695.2405	18.31	6.96	8 HA 20	25.13
	Appui			408.965	10.63	6.96	10HA14	15.39
G	Travée	152.36	817.07	694.5095	18.29	6.96	8 HA 20	25.13
	Appui			408.535	10.62	6.96	10HA14	15.39
H	Travée	192.43	1031.96	877.166	23.30	6.96	10HA20	31.42
	Appui			515.98	13.48	6.96	6HA20	18.84
I	Travée	580.18	3111.39	2644.68	67.21	6.96	14HA25	68.72
	Appui			1555.69	37.15	6.96	8 HA 25	39.27

VI.3.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS sens X-X.

Semelle		q_{ser} (KN/m)	M_{0s} $(KN.m)$	M_{ser} $(KN.m)$	σ_{bc} (KPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (KPa)	σ_s (KPa)	$\overline{\sigma_s}$ (KPa)	OBS
1	Travée	87.54	434.3	369.15	4.93	18	224.6	250	OK
	Appui			217.15	3.41	18	195.4	250	OK
2	Travée	91.51	454	385.9	4.62	18	178.1	250	OK
	Appui			227	3.6	18	164.6	250	OK
3	Travée	137.3	681.5	579.27	6.63	18	238.9	250	OK
	Appui			340.75	4.89	18	247.1	250	OK
4	Travée	145	719.6	611.66	6.69	18	223.8	250	OK
	Appui			359.80	4.77	18	214.7	250	OK
5	Travée	89.21	442.6	376.21	3.66	18	100	250	OK
	Appui			221.30	2.63	18	100.2	250	OK

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS sens Y-Y.

Semelle		q_{ser} (KN/m)	M_{0s} $(KN.m)$	M_{ser} $(KN.m)$	σ_{bc} (KPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (KPa)	σ_s (KPa)	$\overline{\sigma_s}$ (KPa)	OBS
A	Travée	170.48	859.2	730.36	7.38	18	216.1	250	OK
	Appui			429.62	5.11	18	194.6	250	OK
B	Travée	89.70	481.0	408.86	3.41	18	71.3	250	OK
	Appui			240.51	2.43	18	71.2	250	OK
C	Travée	77.05	413.2	351.21	2.95	18	61.3	250	OK
	Appui			206.60	2.09	18	61.1	250	OK
D	Travée	146.76	787.0	668.98	7.32	18	244.8	250	OK
	Appui			393.52	5.22	18	234.9	250	OK
E	Travée	62.35	334.3	284.20	4.08	18	206.1	250	OK
	Appui			167.17	3.14	18	227.4	250	OK
F	Travée	111.28	596.8	507.25	6.02	18	229.7	250	OK
	Appui			298.38	4.28	18	216.4	250	OK
G	Travée	111.29	596.8	507.30	6.02	18	229.7	250	OK
	Appui			298.41	4.28	18	216.4	250	OK
H	Travée	140.18	751.8	638.99	6.99	18	233.8	250	OK
	Appui			375.88	4.98	18	224.4	250	OK
I	Travée	94.08	489.2	415.86	3.5	18	72.5	250	OK
	Appui			244.62	2.47	18	72.4	250	OK

VI.3.3.4. Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm^2 $/ml$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$AP = 3 \times 1 = 3\ cm^2/ml$

$h = 100\ cm$

On opte : $\boldsymbol{4HA12 = 4.52\ cm^2}$

VI.3.3.5. Vérification de la contrainte tangentielle

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.045 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $\tau_u = \frac{Vu,max}{b \times d}$

$$\begin{cases} Sens\ X-X : \tau_u = \frac{625.36 \times 10^{-3}}{0.7 \times (0.9 \times 1)} \\ Sens\ Y-Y : \tau_u = \frac{541.274 \times 10^{-3}}{0.7 \times (0.9 \times 1)} \end{cases}$$

Donc :

Sens X-X : $\tau_u = 0.99$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1$MPa (condition vérifiée)

Sens Y-Y : $\tau_u = 0.859$ MPa $\leq \overline{\tau_u} = 1$MPa (condition vérifiée).

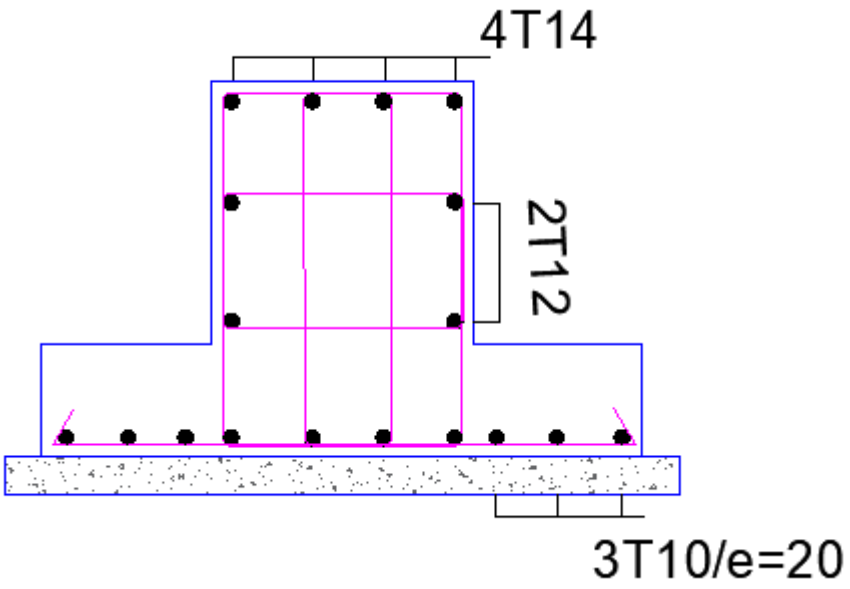


Figure VI.9 :ferraillage de la semelle

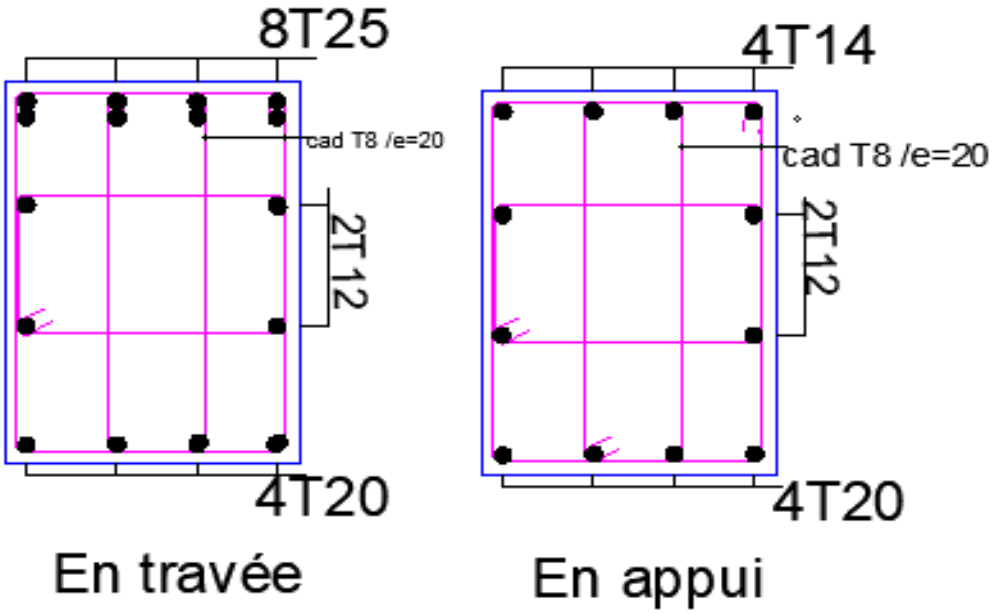


Figure VI.10 :ferraillage de nervure (A) en travée et en appui (1m*0.7m)

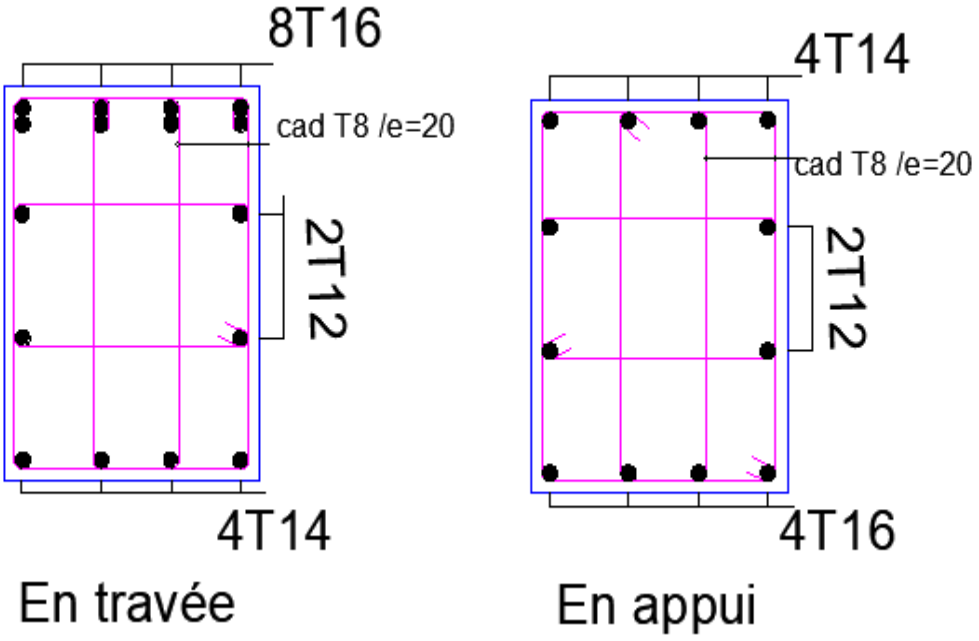


Figure VI.11 : ferraillage de nervure (1) en travée et en appui (1m*0.7m)

VI.4. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure a permis de définir des solutions techniques optimisées, prenant en compte les contraintes géotechniques du site, tout en respectant les prescriptions des normes BAEL 91 ou CBA 93 et de la RPA 2024. Cette approche a assuré la résistance, la stabilité et la durabilité des ouvrages, garantissant leur conformité aux exigences réglementaires et leur adaptation aux conditions spécifiques du terrain.

VOLET 02.

ÉVALUATION ENVIRONNEMENTALE ET CONCEPTION DURABLE DU BLOC HOSPITALIER PAR ANALYSE DE CYCLE DE VIE

Introduction à l'éco-conception

Face aux défis environnementaux croissants tels que le changement climatique, l'épuisement des ressources naturelles et la perte de biodiversité, l'éco-conception s'impose comme une approche indispensable dans le domaine de la construction et des infrastructures. Cette démarche vise à intégrer les considérations environnementales dès les premières étapes de la conception, en prenant en compte les impacts potentiels tout au long du cycle de vie de l'ouvrage, de l'extraction des matières premières à la fabrication, la mise en œuvre, l'exploitation, la maintenance, jusqu'à la déconstruction ou la réutilisation. L'éco-conception repose sur une vision globale qui dépasse la simple conformité aux normes. Elle implique une transformation profonde des pratiques de conception et de réalisation, fondée sur des choix techniques et stratégiques qui tiennent compte des dimensions économiques, fonctionnelles, mais aussi des conséquences écologiques à court et long terme.

Dans un contexte de transition écologique, cette approche n'est plus un choix volontaire, mais bien une nécessité. Elle permet de réduire considérablement l'empreinte environnementale des bâtiments, d'anticiper les évolutions réglementaires et de répondre aux attentes croissantes en matière de durabilité. Par là même, l'éco-conception redéfinit les critères de performance dans le secteur, en conciliant innovation, responsabilité et qualité environnementale.

Plusieurs méthodes sont aujourd'hui utilisées pour évaluer les impacts environnementaux des projets de construction, parmi lesquelles le bilan carbone, l'étude d'impact environnemental **(EIE)** et l'analyse du cycle de vie **(ACV)**. Chacune de ces approches répond à des objectifs spécifiques, qu'il s'agisse de quantifier les émissions de gaz à effet de serre, d'analyser les effets sur les milieux naturels, ou d'appréhender de manière globale les flux de matière et d'énergie associés à un ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, axé sur la conception durable d'un bloc hospitalier, l'ACV a été retenue pour sa capacité à fournir une évaluation multicritère et normalisée couvrant l'ensemble du cycle de vie de la structure. Elle constitue ainsi un outil pertinent pour identifier les postes à fort impact environnemental et orienter les choix de conception vers des solutions plus durables.

CHAPITRE I :

FONDEMENTS METHODOLOGIQUES DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE

I.1. INTRODUCTION

Toute activité humaine génère des impacts sur l'environnement. Depuis le Sommet de la Terre à Rio en 1992, la préoccupation pour un cadre de vie plus sain s'est intensifiée, influençant progressivement le secteur du bâtiment. Pour évaluer ces impacts de manière rigoureuse, l'ACV s'impose comme une méthode de référence. Elle permet d'estimer les effets environnementaux, économiques et sociaux d'un projet, de l'extraction des ressources à la fin de vie de l'ouvrage, une approche dite (du berceau au tombeau).

I.2. DEFINITION DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

L'analyse de cycle de vie est une méthode d'évaluation environnementale multi étape et multicritère permettant de quantifier les impacts d'un produit, d'un service, d'un procédé ou d'un ouvrage sur l'ensemble de son cycle de vie (de l'extraction des matières premières à son traitement en fin de vie). C'est la méthode la plus aboutie en termes d'évaluation globale et multicritère.

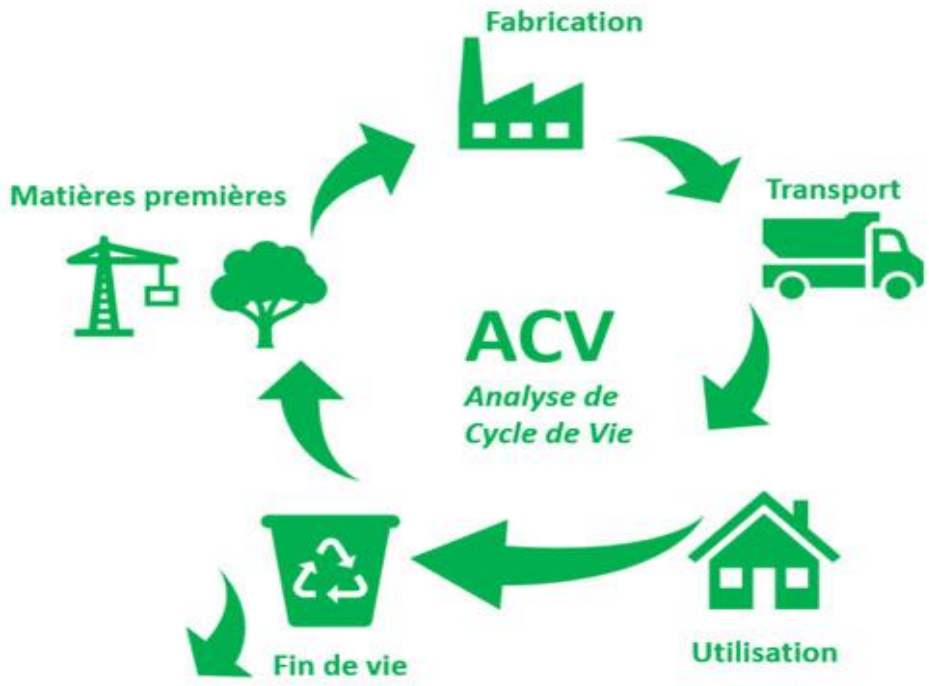


Figure I.1 : étapes d'analyse de cycle de vie d'un bâtiment.

I.3. LES DOCUMENTS REGLEMENTAIRES RELATIVES A L'ACV

L'analyse du cycle de vie est encadrée par plusieurs normes et réglementations qui garantissent une évaluation claire et précise de son impact sur l'environnement. Le tableau ci-dessous **(tableau I.1)** présente les principaux textes et référentiels qui définissent ces règles, aussi bien au niveau international que pour des secteurs ou régions spécifiques.

I.4. L'OBJECTIF DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

- Identifier les opportunités d'optimisation de l'impact environnemental des produits tout au long de leur cycle de vie.
- Fournir aux décideurs industriels et aux organismes publics et privés des données clés pour orienter la planification stratégique, la définition des priorités et l'amélioration des produits et procédés.
- Sélectionner des indicateurs pertinents pour évaluer la performance environnementale et définir les méthodes de mesure adaptées.
- Appuyer les initiatives marketing, notamment à travers l'étiquetage écologique, la communication d'engagements environnementaux et l'élaboration de déclarations environnementales sur les produits.

I.5. AVANTAGES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

Comprendre l'impact environnemental :

L'ACV permet de mieux comprendre l'impact environnemental global d'un produit ou d'un service, en identifiant les sources d'émissions, de consommation d'énergie, et d'utilisation de ressources naturelles. Cette compréhension approfondie aide les entreprises et les décideurs politiques à prendre des décisions éclairées pour réduire ces impacts.

Optimiser les ressources :

En évaluant l'efficacité des processus et la consommation de ressources tout au long du cycle de vie, l'ACV aide à identifier les opportunités d'amélioration et d'optimisation. Cela peut conduire à une réduction des coûts et à une utilisation plus efficace des ressources, tout en minimisant les impacts environnementaux.

Tableau I.1 : Les documents règlementaires relatives à l'ACV [25].

Normes	Applications	Année de publication
ISO 14040	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Principes et cadre	1996 2006
ISO 14041	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Définition de l'objectif et du champ d'étude et analyse de l'inventaire	1998
ISO 14042	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Évaluation de l'impact du cycle de vie	2000
ISO 14043	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Interprétation du cycle de vie	2000
ISO 14044	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exigences et lignes directrices	2006
ISO 14047	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exemples illustrant l'application de l'ISO 14044 à des situations d'évaluation de l'impact du cycle de vie (Rapport technique)	2003 2012
ISO 14048	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Format de documentation de données (Rapport technique)	2002
ISO 14049	Management environnemental - Analyse du cycle de vie - Exemples illustrant l'application de l'ISO 14044 à la définition de l'objectif et du champ d'étude et à l'analyse de l'inventaire (Rapport technique)	2000 2012
EN 15804+A1	Règles de base pour les déclarations environnementales des produits et services de construction.	2012 2013
EN 15978	Evaluation performance environnementale du bâtiment	2011

I.6. LES PHASES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

La RE 2020 distingue cinq étapes du cycle de vie du bâtiment :

- **Phase de production :** acquisition des matières premières et transformation en produit manufacturé (+transport).

- **Phase de construction :** processus de construction et d'installation des matériaux et produits finis, chantier de construction(+transport).
- **Phase d'exploitation :** utilisation, maintenance, réparation, remplacement des matériaux et produits finis, consommation d'énergie et d'eau pendant l'utilisation du bâtiment.
- **Fin de vie :** traitement et élimination des matériaux et produits finis (+transport).
- **Bénéfices et charges au-delà du cycle de vie :** potentiel de réutilisation, récupération et recyclage.



Figure I.2 : les phases de l'analyse de cycle de vie [5].

I.7. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

La description de la méthode d'ACV est détaillée dans les deux séries des normes **ISO 14040** et **ISO 14044**. Selon la définition des normes ISO l'analyse du cycle de vie s'effectue en quatre phases.

I.7.1. La définition des objectifs et du champ de l'étude

Cette étape consiste à décrire le contexte de l'étude permettant de poser le problème, de définir le cadre d'application. Elle décrit la fonction étudiée et l'unité fonctionnelle qui représente cette fonction. Elle présente le champ d'étude et les limites les frontières du système étudié. La norme **ISO 14044** donne les différents critères à renseigner pour définir au mieux le système évalué.

I.7.1.1. Objectif de l'étude

Comme l'explique la norme **ISO 14040 (ISO, 2006)**: La définition des objectifs d'une ACV doit indiquer sans ambiguïté les éléments suivants :

- L'application envisagée.
- Les raisons conduisant à réaliser l'étude.
- Le public concerné, c'est-à-dire les personnes auxquelles il est envisagé de communiquer les résultats de l'étude.
- S'il est prévu que les résultats seront utilisés dans des affirmations comparatives destinées à être divulguées au public.

Une revue critique est nécessaire en cas d'une ACV comparative si l'étude est destinée au grand public.

I.7.1.2. Champ de l'étude

La définition du champ de l'étude d'une ACV doit prendre en compte les éléments décrits dans la norme **ISO 14040 (ISO, 2006)** :

- Le système de produits à étudier.
- Les fonctions du système de produits ou des systèmes dans le cas d'études comparatives.
- L'unité fonctionnelle.
- La frontière du système de produits.
- Les règles d'affectation.
- Les catégories d'impact sélectionnées et la méthodologie de l'évaluation de l'impact, et l'interprétation ultérieure à utiliser.
- Les exigences relatives aux données.
- Les hypothèses et limitations.
- Les exigences initiales de qualité des données.
- Le type de revue critique, le cas échéant.
- Le type et le format du rapport spécifié pour l'étude.

A cette étape, il est nécessaire que l'ensemble des éléments soient suffisamment complets pour que les résultats de l'ACV répondent aux objectifs de l'étude. Si l'obtention de plus d'information est possible, il est souhaitable d'élargir les objectifs de l'étude. L'ensemble des flux élémentaires du système doit être pris en compte pour élaborer un bilan environnemental réel du cycle de vie étudié.

I.7.2. L'unité fonctionnelle

L'unité fonctionnelle **(UF)** quantifie la fonction du système étudié (Cooper, 2003). L'unité fonctionnelle joue un rôle indispensable dans le cas d'une étude de comparaison entre deux ou plusieurs produits, ou l'étude en vue d'améliorer les performances environnementales d'un produit ou d'un processus. Les données qui seront recueillies lors de la phase d'inventaire seront associées à l'unité fonctionnelle. Une des raisons pour laquelle l'unité fonctionnelle doit être déterminée est de fournir une référence (physique) à laquelle les données d'entrée et de sortie du système seront attribuées. La comparaison entre les systèmes doit être effectuée sur la base de la même fonction, mesurée par la même unité fonctionnelle et sous forme des flux de références équivalents **(Cooper, 2003 ; ISO 14040, 2004b).**

I.7.3. Frontière du système

Les frontières du système permettent de définir le cycle de vie du produit, ainsi que les différents flux à chaque étape.

Les flux élémentaires :

Matière ou énergie intrant dans le système étudié, qui a été puisée dans l'environnement sans transformation humaine préalable, ou matière ou énergie sortant du système étudié, qui est rejetée dans l'environnement sans transformation humaine ultérieure **(ISO14040/ 2006)**.

Les flux intermédiaires :

Flux de produit, matière ou d'énergie intervenant entre des processus élémentaires du système de produits étudiés **(ISO14040/2006)**.

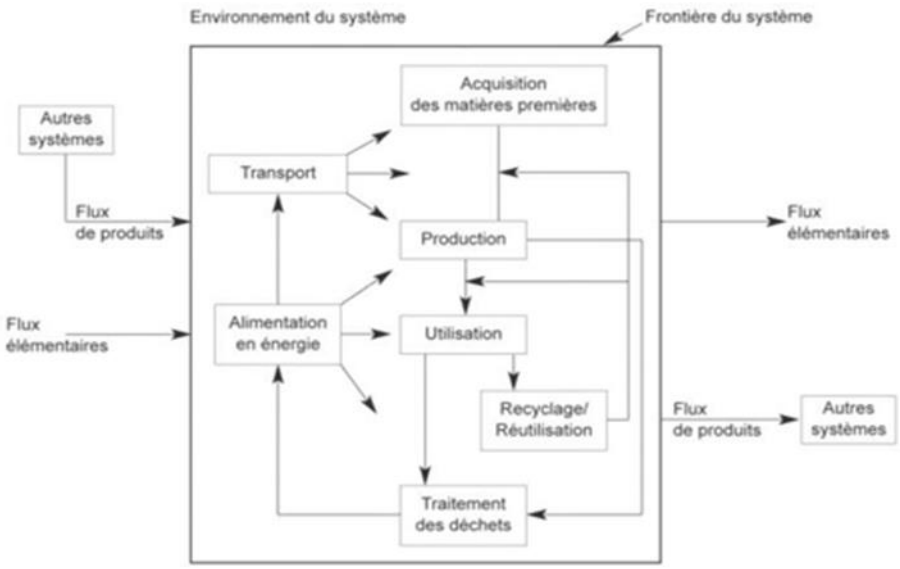


Figure I.3 : Exemple de frontière d'un système

I.7.4. Inventaire de cycle de vie

La phase de l'**ICV** comprend la collecte et le traitement des données nécessaires pour la réalisation de l'ACV. La réalisation de l'ICV consiste à quantifier les différents flux entrants et sortant dans le système, les flux de matières premières, d'énergies et des polluants émissent, l'ensemble de ces flux est identifié et caractérisé par sa nature, par la qualité des données collectées pour le bilan et leur mode d'acquisition ou leur degré de représentativité. Ce bilan (énergie-matière) est normalisé par rapport à l'unité fonctionnelle définie au préalable.

Collectes des données :

Les données collectées concernent l'ensemble des flux identifiés à l'intérieur des frontières du système. On y retrouve les catégories suivantes **(ISO14044,2006)** :

- Intrants énergétiques, intrants de matières premières, intrants auxiliaires, autres intrants physiques.
- Produits, coproduits et déchets.
- Émissions dans l'air, l'eau et le sol.
- Autres aspects environnementaux.

Calcul des données :

Le calcul des flux des données doit être précisé selon la norme **(ISO 14040/2006)**

- La validation des données collectées,
- La relation des données avec les processus élémentaires,
- La relation des données avec le flux de référence de l'unité fonctionnelle.

I.8. LES METHODES D'EVALUATION D'IMPACT DANS L'ACV

I.8.1. Méthode CML

Une méthode d'ACV orientée problèmes est développée par l'institut des sciences environnementales de l'université de Leiden (CML). Elle se concentre sur une série de catégories d'impact environnemental exprimé en termes d'émissions dans l'environnement ou l'utilisation des ressources. Elle permet d'établir une valeur monétaire artificielle (prix fictif) pour chaque unité d'impact environnemental et de comparer les résultats pour les différentes catégories d'impact environnemental avec l'autre. Les catégories d'impacts utilisées dans CML sont : la diminution des ressources abiotiques, les impacts de l'utilisation des sols, le changement climatique, la destruction d'ozone stratosphérique, la toxicité humaine, l'écotoxicité (écotoxicité aquatique d'eau douce, marine, écotoxicité terrestre), la formation des photo oxydants, l'acidification et l'eutrophisation.

Domaine d'application :

- Secteur du bâtiment et de la construction (Analyse du cycle de vie des matériaux de construction, Études sur l'empreinte carbone des bâtiments)
- Industrie manufacturière et production de biens (Comparaison de différents matériaux ou processus de fabrication)
- Transports et logistique (Évaluation des émissions de GES des différents modes de transport).

I.8.2. Méthode IMPACT 2002+

La méthode Impact 2002+ est développée par l'Institut Fédéral suisse de Technologie de Lausanne (EPFL). Cette méthode propose une mise en œuvre possible d'une approche problème/dommage combinée. Le schéma global de la méthode lie tous les types de résultats de l'ACV via 14 catégories de problèmes (toxicité humaine, effets respiratoires, rayonnements ionisants, déplétion de la couche d'ozone, oxydation photochimique, écotoxicité aquatique, écotoxicité terrestre, acidification terrestre/nitrification, acidification aquatique, eutrophisation aquatique, occupation des sols, réchauffement global, énergie non renouvelable, l'extraction minière), à quatre catégories de dommages : santé humaine, qualité de l'écosystème, changements climatiques et ressources) **(Impact 2002+, 2014).**

Domaine d'application :

- Industrie manufacturière (Optimisation des procédés et conception de produits durables).
- Énergies et ressources naturelles **(**Analyse des effets de l'extraction et de l'utilisation des ressources fossiles, minérales et renouvelables).
- Construction et bâtiment **(**Évaluation de l'empreinte carbone et énergétique des matériaux et infrastructures).
- Politiques environnementales (Aide à la prise de décision pour des stratégies de développement durable et la réglementation écologique).

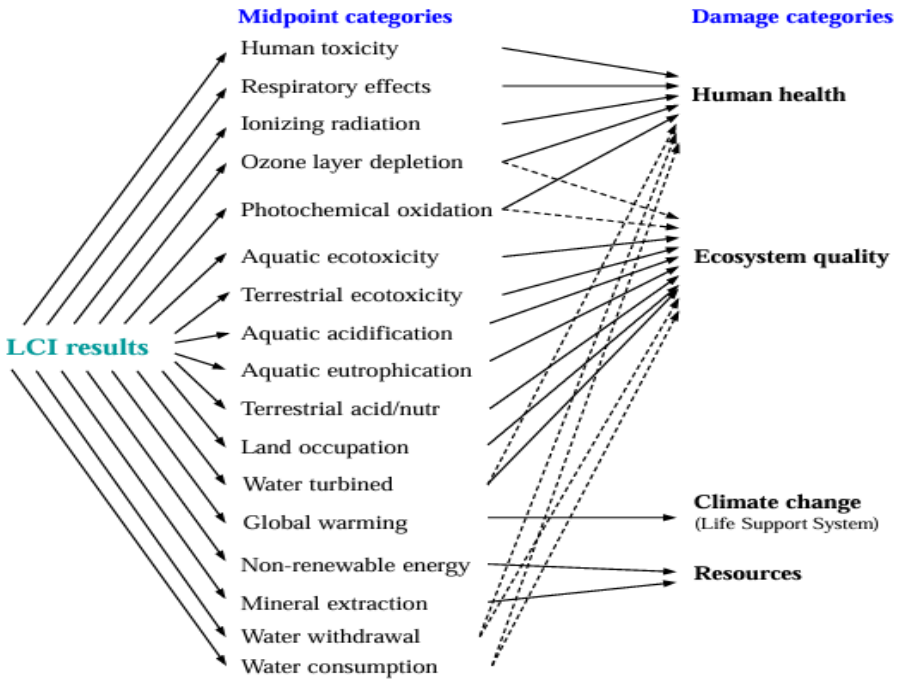


Figure I.4 : Liste des catégories intermédiaires et catégories finales.

I.8.3. Méthode Eco-indicateur 95 et 99

Eco-Indicator 99 est une méthode d'évaluation des impacts de cycle de vie orientée dommage, elle se concentre sur trois catégories : dommages sur la santé humaine ; la qualité des écosystèmes ; et ressources naturelles. Les résultats de ces trois catégories peuvent être combinés en une seule partition en utilisant des facteurs de pondération par défaut, sinon, les résultats peuvent être présentés sous forme graphique en utilisant l'outil triangle (Eco Indicator 99, 2000). Les données d'impact dans Eco-indicateur sont pondérées selon un processus d'évaluation sociale. Par exemple, la méthode Eco-Indicator 95 définit qu'une mort sur 1 000 000 d'habitants équivaut à 5 % de perte de surface dans un écosystème intact. Cette pondération permet de comparer différents types d'effets environnementaux. Les résultats peuvent ensuite être présentés sous la forme d'un score unique, le score Eco-Indicator. Les facteurs d'impact pour l'Eco-Indicator 99 sont collectés et publiés dans un tableau par l'Institut des sciences environnementales, Université de Leiden, Pays-Bas, et sont fournis par Pré Consultants, éditeur du logiciel SIMA PRO (SolidWorks, 2014).

Domaine d'application :

- Conception de produits et éco-design.
- Comparaison d'alternatives environnementales simples.
- Aide à la décision pour les entreprises et institutions.

I.8.4. La méthode EDIP

La méthode danoise pour la conception environnementale pour les produits industriels (EDIP) a été élaborée entre 1991-1996 par une équipe comprenant : cinq grandes entreprises danoises dans l'industrie électromécanique, la confédération des industries danoises, l'institut

de développement de produits (chef de projet), et l'agence de protection de l'environnement danoise (sponsor). Cette collaboration entre les trois acteurs, l'industrie, l'université et les autorités a fourni, l'équilibre entre les besoins de l'opérationnalité et la profondeur scientifique des méthodes tout au long de projet. La méthode est en conformité avec les exigences de la norme ISO 14040 et les normes qu'elles l'ont suivis. **(EDIP, 1999).**

Domaine d'application :

- Industrie électromécanique (Développement de produits plus écologiques dans l'électronique et l'électromécanique).
- Éco-conception des produits (Aide les designers à intégrer des critères environnementaux dès la conception).
- Industrie manufacturière, optimisation des processus de production pour limiter les déchets et les émissions.

I.8.5. Méthode RECiPE 2016

RECIPE est une méthode d'évaluation des impacts du cycle de vie (LCIA). Elle a été développée pour la première fois en 2008 grâce à une coopération entre le RIVM, l'université Radboud de Nimègue, l'université de Leyde et pré Sustainability.

L'objectif principal de la méthode **RECIPE** est de transformer la longue liste de résultats d'inventaire du cycle de vie en un nombre limité de scores d'indicateurs. Ces scores d'indicateurs expriment la gravité relative d'une catégorie d'impact environnemental.

Dans la méthode **RECIPE**, les indicateurs sont déterminés à deux niveaux :

- 18 indicateurs de niveau (Midpoint).
- 3 indicateurs de niveau (Endpoint).

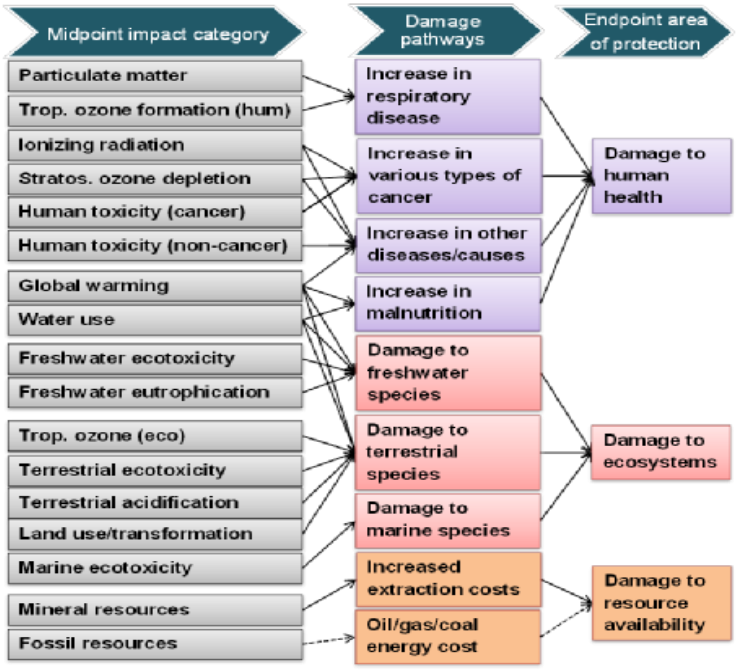


Figure I.5 : Aperçu de la structure de RECIPE [22].

Domaine d'application :

- Idéale pour les études ACV détaillées dans les secteurs industriels, énergétiques et de la construction (évaluation de l'impact des matériaux et des processus de construction).
- Permet d'identifier les points critiques pour réduire l'empreinte écologique d'un produit ou d'un service.
- Utilisée pour élaborer des stratégies environnementales et comparer différentes solutions.
- Très utilisée dans les études académiques et le développement de nouvelles technologies durables.

I.8.6. Méthode PEF

Les méthodes d'empreinte Environnementale (EF), comprenant l'empreinte environnementale des produits (PEF) et l'empreinte environnementale des organisations (OEF), fournissent des règles harmonisées pour réaliser une évaluation fiable et transparente des impacts environnementaux des produits et des organisations tout au long de leur cycle de vie, depuis l'extraction des matières premières jusqu'à la fin de vie des produits.

Développées par la commission en 2013 et mises à jour en 2021, les méthodes d'empreinte environnementale offrent aux entreprises un cadre fiable pour quantifier leur performance environnementale. Cela favorise la transparence, donne accès à des informations environnementales crédibles et soutient une prise de décision éclairée par les entreprises et les consommateurs, contribuant ainsi à la transition vers la durabilité.

Domaine d'application :

- Industrie et entreprises, analyse de l'impact environnemental des produits pour l'éco-conception et la stratégie de durabilité.
- Consommateurs et communication, fourniture d'informations fiables pour des décisions d'achat responsables et la transparence des entreprises.
- Politiques environnementales, soutien aux réglementations européennes pour l'étiquetage environnemental et les marchés publics écologiques.

I.8.7. Méthode ILCD

La méthode **ILCD** *(International reference life cycle data system)* a été développée par la Commission Européenne pour fournir un cadre harmonisé d'évaluation des impacts environnementaux dans l'ACV. Elle vise à normaliser les calculs des impacts pour assurer une comparaison fiable entre les produits et services.

Elle repose sur une approche midpoint et Endpoint, ce qui signifie qu'elle évalue les impacts environnementaux à différents niveaux d'analyse.

Domaine d'application :

La méthode ILCD est utilisée pour évaluer l'impact environnemental des produits et services, notamment dans l'industrie, la construction, l'énergie et l'agroalimentaire. Elle sert aussi de référence pour les politiques environnementales européennes, l'éco-conception,

l'étiquetage écologique et l'optimisation des processus industriels. Son application s'étend aux entreprises, aux chercheurs et aux gouvernements pour favoriser des décisions durables.

I.8.8. La méthode EPS

La méthode EPS (Environmental priority strategies) a été développée par Volvo et l'Université de Chalmers (Suède) pour évaluer l'impact environnemental des produits en leur attribuant une valeur monétaire. Elle exprime les dommages environnementaux en coût économique, facilitant ainsi la prise de décision en entreprise.

Domaine d'application :

- Industrie et entreprises (Utilisée pour l'éco-conception, la gestion des ressources et la stratégie de durabilité).
- Comparaison de produits et matériaux (Évaluation monétaire des impacts pour choisir les alternatives les plus durables).
- Politiques environnementales (Soutien aux décisions basées sur une analyse économique des impacts).

I.9. LES BASES DE DONNEES

I.9.1. BUWAL 250

BUWAL 250 est une base de données spécialisée dans l'analyse des matériaux d'emballage, tels que le plastique, le carton, le verre, l'acier et l'aluminium, ainsi que les processus qui leur sont associés, notamment la consommation d'énergie, le transport et le traitement des déchets. Développé par le Bureau fédéral Suisse pour l'environnement, cet inventaire détaille les émissions générées tout au long du cycle de vie des matériaux, depuis la production des matières premières et de l'énergie jusqu'à la fabrication des coproduits et des matériaux auxiliaires, en passant par les procédés industriels et la logistique. Grâce à cette approche exhaustive, BUWAL 250 constitue une ressource précieuse pour l'évaluation des impacts environnementaux liés aux emballages (BUWAL 250 Library, 2014).

I.9.2. ECOINVENT

Ecoinvent est une base de données d'inventaire du cycle de vie (ICV) développée par le centre Suisse pour l'inventaire du cycle de vie (SCLCI). Référence incontournable pour les études d'ACV, l'écoconception et l'évaluation environnementale, elle regroupe plusieurs milliers de jeux de données couvrant des secteurs variés : agriculture, énergie, transport, biocarburants et biomatériaux, produits chimiques, matériaux de construction et d'emballage, métaux de base et précieux, transformation des métaux, électronique et technologies de l'information, ainsi que le traitement des déchets. Ecoinvent est reconnue comme la base de données ACV la plus complète à l'échelle internationale (ESU-Service, 2014). En mai 2013, la sortie de Ecoinvent V3 a marqué une avancée majeure en proposant non seulement des données de haute qualité, mais aussi des modèles améliorés et de nouveaux ensembles de données, le tout dans une approche cohérente et transparente (Ecoinvent, 2014).

I.9.3. US LCI

US LCI est une base de données d'ICV créée par le National Renewable Energy Laboratory (NREL) et ses partenaires pour aider les experts en analyse du cycle de vie à évaluer les impacts environnementaux des produits et processus. Elle offre une comptabilité détaillée des flux d'énergie et de matériaux, de la phase de production jusqu'à la fin de vie des matériaux, composants et assemblages. Accessible en ligne, cette base sert de référentiel centralisé regroupant des données sur les matériaux couramment utilisés, les procédés industriels et les produits, permettant ainsi une analyse environnementale complète et transparente (US LCI, 2014).

I.9.4. GABI DATABASE

GABI Database est une base de données d'ICV développée par Sphera (anciennement Thinkstep), reconnue pour sa couverture sectorielle étendue et la haute qualité de ses données. Intégrée au logiciel GABI, elle permet d'analyser l'impact environnemental des produits et processus industriels dans divers domaines tels que l'énergie, les transports, la chimie, l'agriculture, l'électronique et la construction. Conforme aux normes ISO 14040 et ISO 14044, elle est régulièrement mise à jour pour garantir des données précises et fiables.

I.10. LES LOGICIELS D'ANALYSE CYCLE DE VIE

I.10.1. OPENLCA

OPENLCA est une solution de bureau éprouvée, bien établie et continuellement maintenue pour l'ACV. Pour les bases de données de référence sur les matériaux standards, le plus grand référentiel de données LCI au monde, OPENLCA Nexus, est disponible. Les bases de données correspondantes peuvent être obtenues et intégrées en quelques minutes depuis cette plateforme. OnlineLCA propose un système de gestion des utilisateurs pouvant être connecté à un système existant de gestion des droits d'accès. Les utilisateurs peuvent lire, manipuler, publier et écraser toutes sortes de jeux de données ACV, tels que les processus, les flux d'entrée/sortie, les méthodes, les paramètres ou les projets.

Le LCA collaboration server agit comme un référentiel de données et offre des fonctionnalités de versionnage et de suivi, similaires pour le développement logiciel. Grâce aux nombreuses solutions d'intégration et d'échange de ces logiciels, des interfaces et connexions respectives peuvent être mises en œuvre avec d'autres systèmes informatiques (tels que ERP, MES, Azure, système de surveillance de l'énergie, etc.). Pour cela, le serveur IPC ou les outils de développement correspondants sont disponibles.

I.10.2. GEMIS

Le logiciel libre GEMIS 4.7 (2010) permet d'évaluer les impacts environnementaux des produits en s'appuyant sur une méthodologie rigoureuse et une base de données intégrant matériaux, procédés de fabrication, modes de transport et sources d'énergie. Cette base, fondée sur les références suisses BUWAL et ETH ainsi qu'allemandes GTZ, propose des listes préétablies de produits, processus et scénarios, tout en permettant l'ajout de données personnalisées. Dans une ACV, l'évaluation des impacts suit deux étapes : l'affectation des flux issus de l'ICV aux catégories d'impact environnemental, puis leur pondération à travers une méthode de caractérisation (GEMIS 4.7, 2011). Grâce à cette approche, GEMIS 4.7 constitue un outil essentiel pour l'éco-conception et l'aide à la décision en matière de développement durable.

I.10.3. SIMA PRO

SIMA PRO est développé par la société Hollandaise « Pré Consulting » en 2000, il contient 7000 modules dans sa base de données. L'avantage de ce logiciel, c'est qu'il contient plusieurs bases de données environnementales, dont la plus riche et la plus complète « ECOINVENT » (SIMA PRO 7, 2012). Plusieurs méthodes d'évaluation d'impact sont disponibles dans Sima Pro, des méthodes monocritère, multicritères, des méthodes d'indicateurs de flux, ou d'indicateurs d'impacts, des méthodes destinées à vulgariser les résultats pour les rendre compréhensibles et accessibles au grand public, d'autres plus complexes destinées à un public d'experts. Plus de son évaluation d'impact selon la méthode « Impact 2002+ », Sima Pro utilise différentes méthodes de calculs tels que « CML1992 » et « ECO-INDICATEUR 99 » (Jolliet O, 2003).

I.10.4. TEAM TM

TEAM TM est un outil performant développé par la société française EcoBilan, conçu pour l'analyse du cycle de vie. Il offre une interface intuitive facilitant la sélection et la définition des flux d'entrée et de sortie via une barre d'outils ergonomique. Une de ses fonctionnalités uniques réside dans l'utilisation de formules pour spécifier les méthodes d'allocation à chaque unité de traitement, ainsi que dans sa flexibilité à calculer l'inventaire ACV à n'importe quel point du système. Le modèle intègre dix grandes catégories couvrant 216 fichiers de données sur les matériaux, l'énergie et les transports, incluant notamment les tissus mous et le papier, la pétrochimie et les plastiques, les produits chimiques inorganiques, l'acier, l'aluminium, les autres métaux, le verre, la conversion d'énergie, le transport et la gestion des déchets. Grâce à un système dynamique basé sur des formules et variables, TEAM TM permet une analyse approfondie de la sensibilité des résultats. Les sorties d'inventaire sont présentées sous forme de tableaux via le modèle "Eco-view", offrant ainsi une visualisation claire et détaillée des impacts environnementaux (TEAM 5.2, 2014).

I.10.5. CMLCA

CMLCA est un logiciel développé par l'institute of environmental sciences de l'université de Leiden, conçu pour des analyses avancées du cycle de vie. Il est utilisé dans divers domaines, notamment l'ACV, l'analyse du cycle de vie sociale (ACVS) et l'analyse de la durabilité du

cycle de vie (ADCA). Il prend également en charge l'analyse d'entrée-sortie (AES), l'analyse des entrées-sorties de l'environnement (AESE), le coût du cycle de vie (CCV) et l'analyse d'éco-efficacité (AEE). L'une de ses forces réside dans sa capacité à combiner l'ACV avec l'AESE pour une approche hybride plus complète. CMLCA se distingue aussi par sa gestion avancée des boucles dans les processus et sa flexibilité dans l'application de règles d'imputation complexes, offrant ainsi une précision accrue dans l'évaluation des impacts environnementaux (CMLCA, 2014).

I.10.6. ECOPRO

Eco Pro est un logiciel allemand développé par **l'institut de conception et d'ingénierie** logistique, conçu pour fonctionner sous windows et destiné aux architectes et ingénieurs. Il facilite la prise de décisions en matière de solutions fonctionnelles et constructives ainsi que dans le choix des matériaux. Utilisant les mêmes données que celles employées pour la planification des coûts, EcoPro modélise les éléments sous forme de plusieurs couches, chacune caractérisée par des propriétés matérielles spécifiques, notamment la conductivité thermique, la masse, la durée de vie, les catégories de déchets, l'impact environnemental et les critères de coûts. Ces informations sont ensuite agrégées à l'échelle de chaque élément et sur trois phases du cycle de vie : construction, rénovation et élimination. Grâce à sa base de données riche de plus de 1 000 modules, EcoPro permet une analyse détaillée des impacts environnementaux et économiques, optimisant ainsi la durabilité des projets architecturaux et d'ingénierie (Eco Pro, 2014).

I.11. CONCLUSION

Ce chapitre a permis d'identifier les principes fondamentaux de l'ACV, en mettant en lumière ses étapes clés ainsi que ses objectifs. Il a également présenté les principales méthodes d'évaluation disponibles, ainsi que les bases de données nécessaires à la réalisation d'une étude ACV rigoureuse et fiable. Ces éléments constituent les fondations essentielles pour garantir la pertinence et la qualité des analyses environnementales menées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE II : PASSAGE DU BIM A L'ACV

II.1. INTRODUCTION

Le cycle de vie des bâtiments se divise en trois phases principales : la construction, l'exploitation et la fin de vie. Chacune de ces phases contribue de manière significative aux émissions de gaz à effet de serre générées par le secteur du bâtiment, qui représente près de **40%** des émissions mondiales**[28]**.

Ce chapitre introduit notre démarche d'étude pour une construction durable, nous allons nous concentrer sur les émissions de gaz à effet de serre générées pendant la phase de construction. Bien que souvent négligée, cette étape joue un rôle clé dans l'empreinte carbone globale d'un bâtiment. Nous examinerons les principales sources d'émissions, telles que l'utilisation des matériaux, le transport des équipements et l'énergie consommée pendant les travaux. L'objectif est d'estimer de manière approximative la quantité de ces émissions pour mieux comprendre leur impact. Même si cette estimation ne sera pas précise, elle nous aidera à identifier les principales sources d'émissions et à cibler les domaines où des actions de réduction pourraient être les plus efficaces.

II.2. CHOIX DU CIMENT COMME PARAMETRE D'EVALUATION

L'empreinte carbone, également appelée impact carbone, correspond à la quantité de gaz à effet de serre (GES) émise au cours du cycle de vie d'un objet, d'un matériau ou d'un système donné. Elle est mesurée en kilogramme équivalent de dioxyde de carbone (kg éq CO_2) et constitue un indicateur essentiel pour évaluer l'impact environnemental des matériaux de construction. Dans ce contexte, l'empreinte carbone du béton est déterminée selon la norme **NF EN 15804+A2 / CN**, qui encadre l'évaluation environnementale des produits de construction. Le béton est l'un des matériaux les plus utilisés dans le secteur du bâtiment en raison de ses performances mécaniques et de sa durabilité. Toutefois, son impact environnemental est principalement lié au ciment, son composant essentiel, qui est responsable de **98 %** des émissions de GES générées par le béton, alors qu'il ne représente que **11,7 %** de sa masse totale. Cette forte contribution aux émissions de **CO_2** s'explique par le processus de fabrication du ciment, notamment la production du clinker, qui implique la calcination du calcaire et une cuisson à très haute température (environ 1450°C). Ces étapes entraînent à la fois des émissions directes de dioxyde de carbone et une consommation énergétique élevée, souvent issue de combustibles fossiles. En revanche, les autres constituants du béton, tels que l'eau, le sable et le gravier, ont une empreinte carbone relativement faible, car leur extraction et leur transformation nécessitent peu d'énergie.

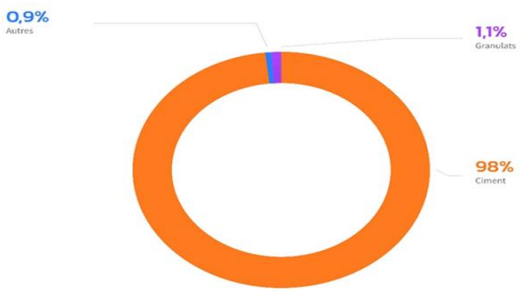


Figure II.1 : répartition carbone des matériaux de béton [23]

II.3. L'INTEGRATION DE LOGICIEL REVIT DANS L'ACV DU BATIMENT

II.3.1. Présentation de REVIT

REVIT est un logiciel BIM développé par Autodesk, utilisé dans les domaines de l'architecture, de l'ingénierie et de la construction pour concevoir des modèles 3D détaillés. Il intègre les informations sur la géométrie, les matériaux et les systèmes techniques d'un bâtiment, tout en permettant une collaboration fluide entre les intervenants grâce à un modèle centralisé. REVIT simplifie la création de plans, de nomenclatures et d'analyses, tout en évitant la duplication des données. En outre, pour réaliser une analyse du cycle de vie , il permet de calculer avec précision les quantités des matériaux nécessaires et d'exporter les informations vers des logiciels spécialisés, afin d'évaluer l'impact environnemental du projet tout au long de son cycle de vie.

II.3.2. Exportation du modèle ETABS vers REVIT pour la modélisation BIM

Pour cette étude, nous utilisons REVIT 18 et avons exporté le modèle depuis ETABS vers Revit. Cette exportation permet de transférer les éléments structurels du modèle ETABS, tels que les poutres, les colonnes et les planchers, dans la maquette REVIT. Ce processus facilite la coordination entre les différentes parties prenantes et permet de visualiser et d'analyser les données structurelles dans un environnement BIM.

- **Préparation du modèle dans ETABS :**

Le modèle structurel, déjà utilisé et validé lors de l'étude dynamique précédente, a été vérifié pour assurer sa cohérence. Avant son exportation vers REVIT, une préparation a été réalisée dans ETABS afin de s'assurer que l'ensemble des éléments porteurs (poteaux, poutres, dalles pleines et voiles) sont correctement modélisés, avec des propriétés physiques précises et une classification appropriée. Cette étape est essentielle pour garantir la fiabilité du transfert et éviter toute erreur dans le calcul des quantités de béton.

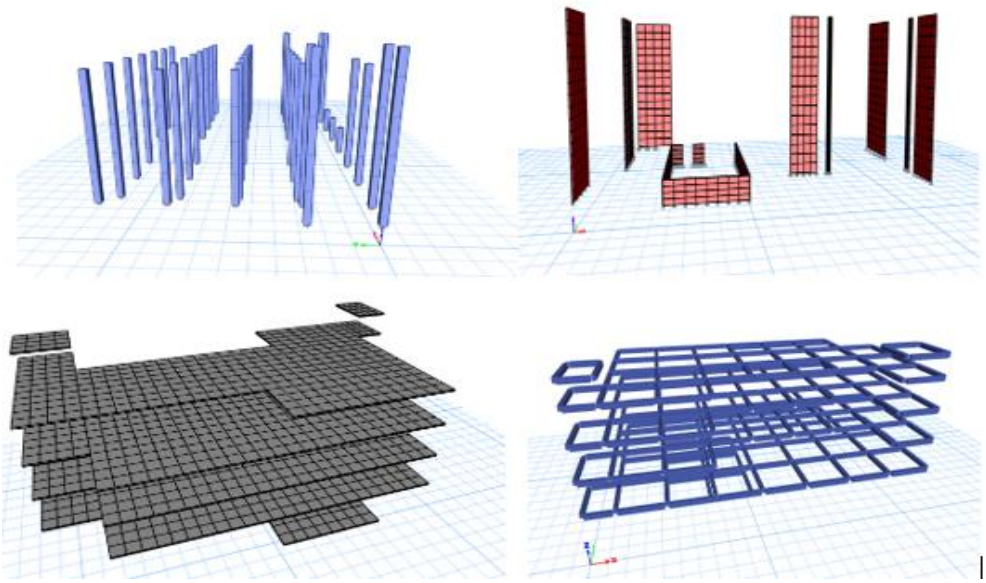


Figure II.2 : vérification des éléments porteurs dans ETABS.

- **Choix du format d'exportation (IFC) :**

Dans le cadre de cette étude, le format IFC (Industry foundation classes) a été sélectionné pour l'exportation du modèle structurel d'ETABS vers REVIT. Ce format, largement reconnu dans le domaine du BIM, permet un échange fiable des données entre différents logiciels. Son utilisation assure un transfert précis des éléments structurels tels que les poteaux, poutres, dalles et les voiles, en préservant leurs caractéristiques géométriques et matérielles essentielles.

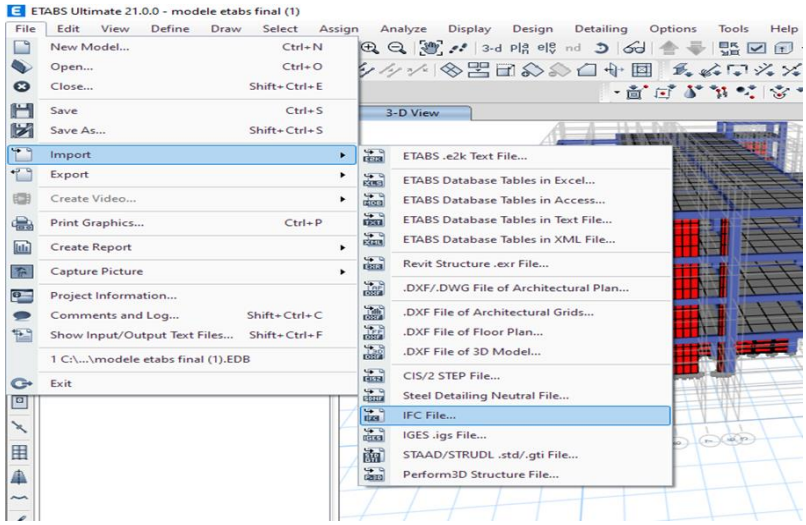


Figure II.3 : Exportation du modèle ETABS vers REVIT

II.3.3. Exploitation du modèle dans REVIT pour l'analyse des quantités

Une fois le modèle importé dans REVIT, toutes ses fonctionnalités peuvent être exploitées pour obtenir des quantités précises de matériaux. REVIT permet de générer des nomenclatures détaillées pour chaque élément structurel (poteaux, poutres, dalles, murs) en prenant en compte des paramètres essentiels tels que le type, la famille, le niveau et surtout le volume. Cette extraction automatisée garantit une estimation précise des quantités de béton utilisées pour ces éléments.

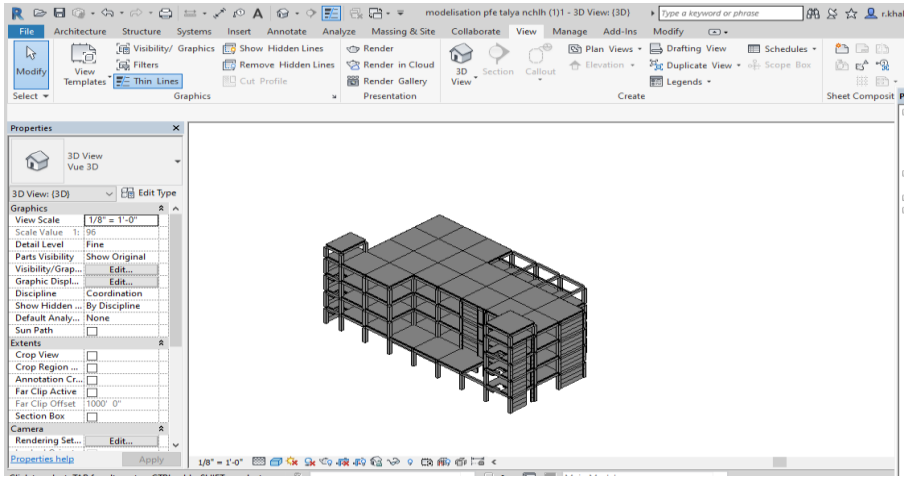


Figure II.4 : présentation du modèle de la structure dans REVIT 18.

II.3.4. Ajustement du modèle ETABS avec REVIT pour l'extraction des quantités

- **Attribution des familles structurelles dans REVIT :**

Avant d'extraire les quantités de matériaux, il est essentiel de bien classer chaque élément structurel dans sa famille correspondante. Voici comment les éléments sont affectés à leurs familles dans REVIT :

- **Poteaux :** Ils sont classés dans la famille **(Poteaux porteurs)** pour garantir qu'ils sont reconnus comme des éléments verticaux supportant les charges.
- **Poutres :** Elles sont classées sous la famille **(Ossature)**, qui regroupe les éléments horizontaux qui assurent la stabilité de la structure.
- **Voiles :** Ces éléments verticaux sont classés dans la famille **(Murs)**, étant donné leurs fonctions similaires à celles des murs porteurs.
- **Dalles :** Elles sont souvent affectées à la famille **(Modèle générique)**.

- **Estimation des quantités de béton par élément structurel :**

Pour extraire les informations depuis REVIT, il convient de suivre plusieurs étapes :

Tout d'abord, sélectionner le modèle, puis filtrer les éléments en fonction des critères nécessaires :

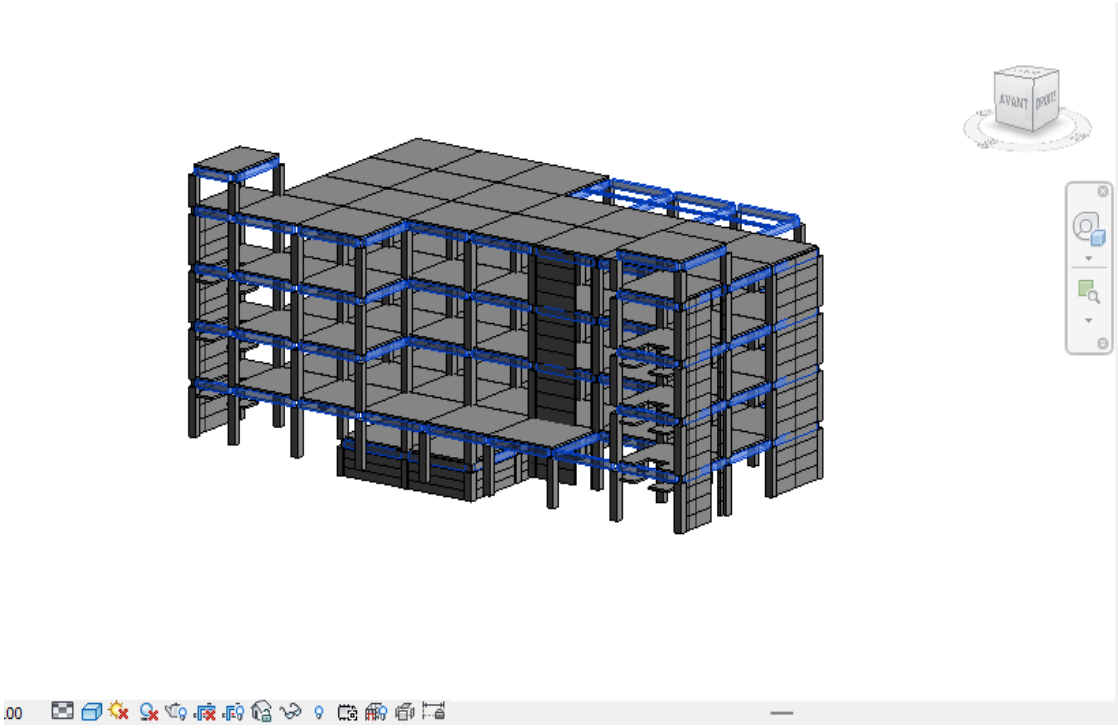


Figure II.5 : sélection des poutres dans le modèle REVIT

Ensuite, choisir l'élément spécifique à analyser et l'isoler pour ne traiter que celui-ci.

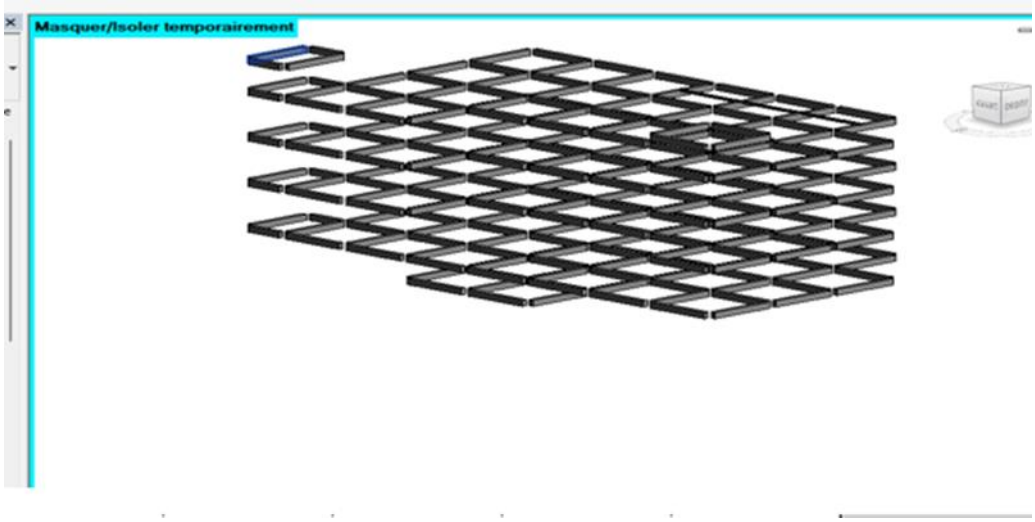


Figure II.6 : isolation de l'élément poutre dans REVIT

Une fois l'élément isolé, la nomenclature peut être configurée en sélectionnant les paramètres essentiels tels que les dimensions, les volumes, les matériaux et les niveaux.

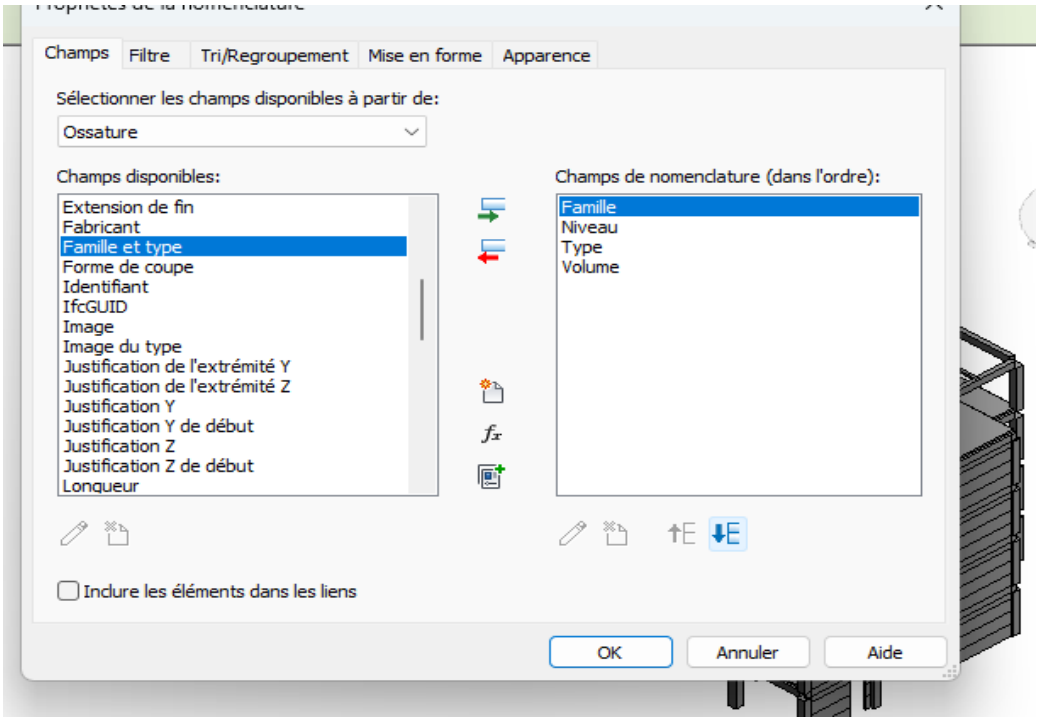


Figure II.7 : paramètres nécessaires pour le calcul de volume de béton dans les éléments

Enfin, REVIT calcule automatiquement le volume de béton utilisés pour chaque élément.

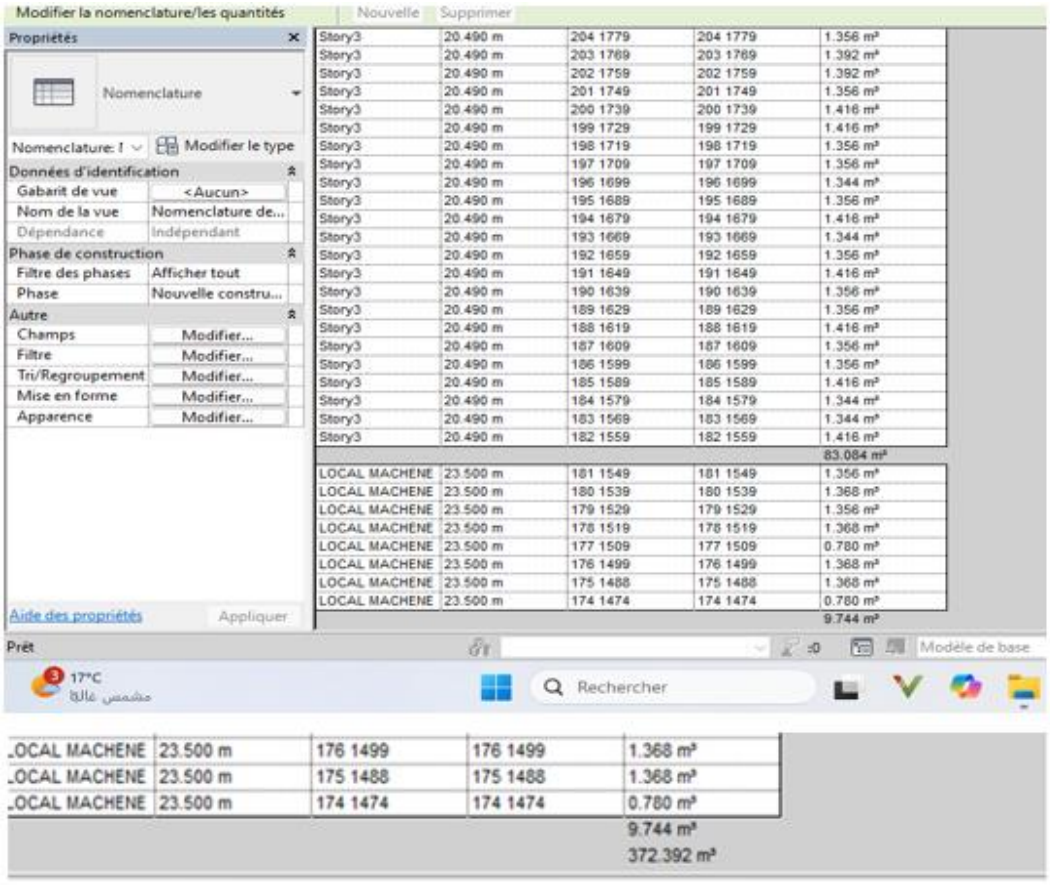
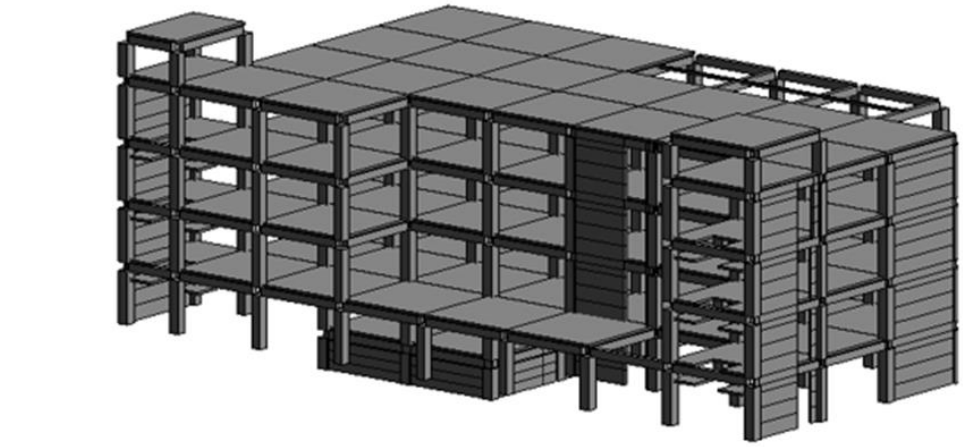


Figure II.8 : Le volume de béton utilisée dans les poutres



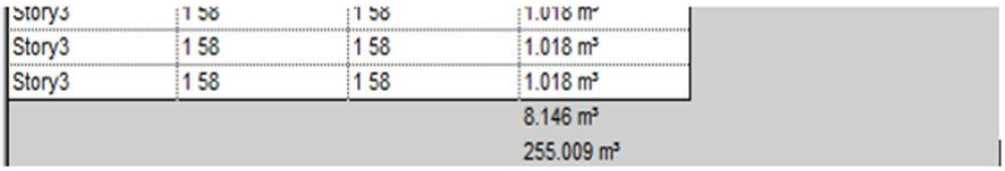
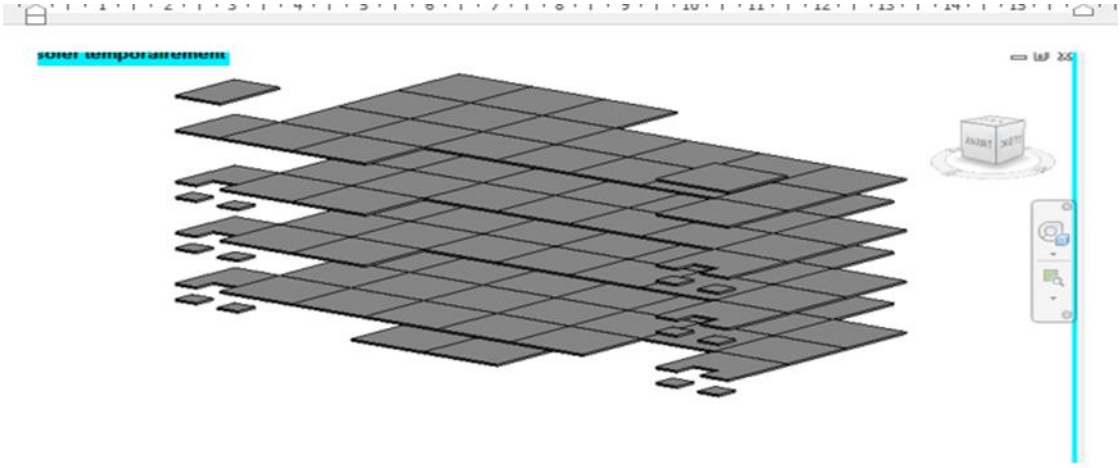
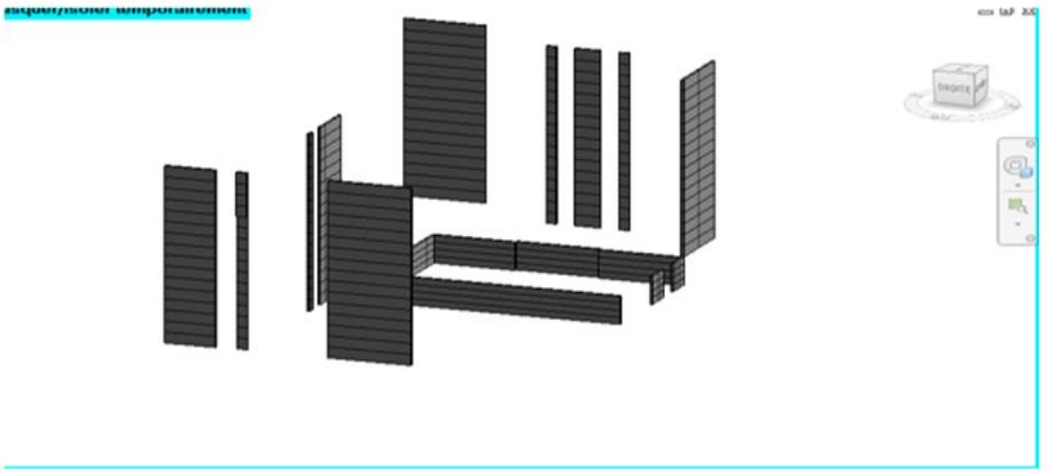


Figure II.9 : Le volume de béton utilisé dans les poteaux



90	s.sol	190	7.144 m³
91	s.sol	191	7.144 m³
92	s.sol	192	7.428 m³
93	s.sol	193	7.428 m³
94	s.sol	194	7.314 m³
95	s.sol	195	7.314 m³
			43.772 m³
			743.484 m³

Figure II.10 : Le volume de béton utilisé dans les dalles



<Relevés de matériaux d'assemblage>

A	B	C
Famille	Type	Matériau: Volume
Assemblage Murs	V1	22.454 m³
Assemblage Murs	V2	12.906 m³
Assemblage Murs	V3	22.100 m³
Assemblage Murs	V4	22.807 m³
Assemblage Murs	V5	16.796 m³
Assemblage Murs	V6	16.442 m³
Assemblage Murs	VP	31.191 m³
		144.697 m³

Figure II.11 : Le volume de béton utilisé dans les voiles

Une fois les volumes de béton déterminés pour chaque élément de la structure, les résultats correspondants sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 : volumes de béton par éléments à partir de REVIT

Elément	Volume de béton (m^3)	Masse de ciment (kg)
Dalles	743.484	260 219.4
Voiles	144.697	506 43.95
Poutres	372.392	130 337.2
Poteaux	255.009	89 253.15
Total	1515.582	530 453.7

Remarque : la masse de ciment utilisée est déterminée en multipliant le volume de béton par le dosage en ciment **(350 kg/m³)**.

II.4. CONCLUSION

En conclusion, ce chapitre a présenté la méthode utilisée pour déterminer les quantités de béton à l'aide de REVIT. Cette démarche constitue une première étape indispensable pour évaluer l'impact environnemental des matériaux utilisés dans le projet. Le recours au modèle BIM, notamment grâce aux outils de nomenclature et d'isolement, a permis d'extraire avec précision les données nécessaires qui serviront ensuite de base à l'analyse du cycle de vie du ciment.

CHAPITRE III :

CONCEPTION BIOCLIMATIQUE

(APPROCHE BIM-ACV)

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous évaluons la durabilité de la structure en quantifiant les impacts environnementaux liés à la phase de construction, à travers une ACV. Cette approche permet de mesurer de manière rigoureuse l'ensemble des effets environnementaux générés. L'accent est mis sur le ciment, l'un des matériaux les plus polluants dans le domaine du bâtiment, afin de déterminer son impact global dans le cadre de notre projet.

III.2. EVALUATION DE L'IMPACT ENVIRONMENTAL DE CIMENT A L'AIDE DE L'ACV

Le ciment est un liant hydraulique qui au contact de l'eau, forme une pâte capable de durcir et d'assurer la cohésion des granulats dans le béton ou le mortier. Sa production repose principalement sur la cuisson du clinker, un procédé nécessitant de très hautes températures et impliquant d'importantes réactions chimiques, tel que la décarbonatation du calcaire. Ce processus est extrêmement énergivore et représente une source majeure d'émissions du GES, notamment de dioxyde de carbone (CO_2). En effet, l'industrie cimentière est responsable d'environ 7 à 8 % des émissions mondiales de CO_2, faisant du ciment l'un des matériaux les plus polluants du secteur de la construction.

La présente étude a été réalisée en respectant les exigences des normes internationales ISO 14040(2006) et ISO 14044(2006) mentionnées dans le **(tableau I.1).**

III.2.1. Objectif et champ d'étude

L'objectif :

L'objectif principal est d'analyser l'impact environnemental des matériaux de construction, en particulier le ciment, qui est l'un des plus utilisés mais aussi l'un des plus polluants en raison de ses fortes émissions de CO_2. L'objectif final est de mieux comprendre les effets de la production du ciment sur l'environnement et d'ouvrir la voie à des solutions plus durables pour le secteur du bâtiment.

Délimitation du champ d'étude :

L'étude est de type **« Cradle to Gate »** ou du berceau à la porte, les frontières du système décrivent les principaux éléments du système physique. Les processus et flux élémentaires couvrent les principales étapes de fabrication, qui sont l'extraction de la matière première, le concassage, le broyage a cru, la cuisson, le broyage de ciment et l'ensachage du produit final.

III.2.2. Frontières du système

Afin de minimiser l'empreinte environnementale liée à l'utilisation du ciment dans la construction de notre structure, on a fait une étude comparative des effets environnementaux liés à la production de deux types de ciments qui ont les mêmes caractéristiques mécaniques mais un processus de fabrication déférents .

III.2.3. L'unité fonctionnelle

Production d'un sac de **50 Kg** de ciment.

III.2.4. Modélisation du système de produit

Conformément à l'objectif et au champ d'étude définis précédemment, le système de produit a été modélisé. La représentation détaillée de cette modélisation est représentée dans la figure ci-dessous :

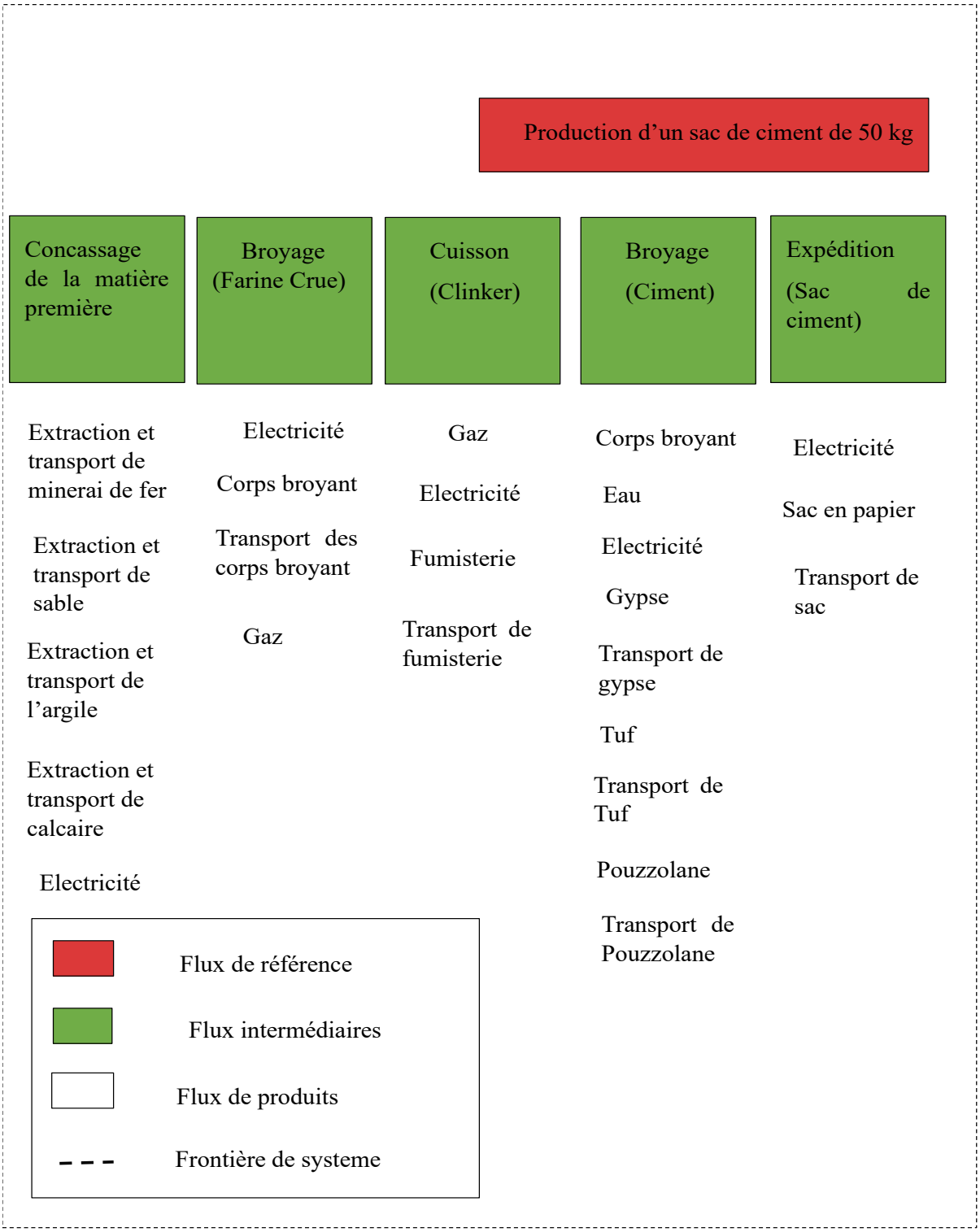


Figure III.1 :modélisation du système produit.

III.2.5. Données d'inventaire du cycle de vie (ICV)

- Les données utilisées dans cette étude sont issues de mesures réelles des processus opérationnels.
- Les données manquantes, incomplètes ou non validées ont été complétées à l'aide d'hypothèses et de sources issues de bases de données d'ACV internationales, en particulier la base européenne Ecoinvent.

Les données collecté et rapporté à l'unité fonctionnelle sont données dans le schéma suivante :

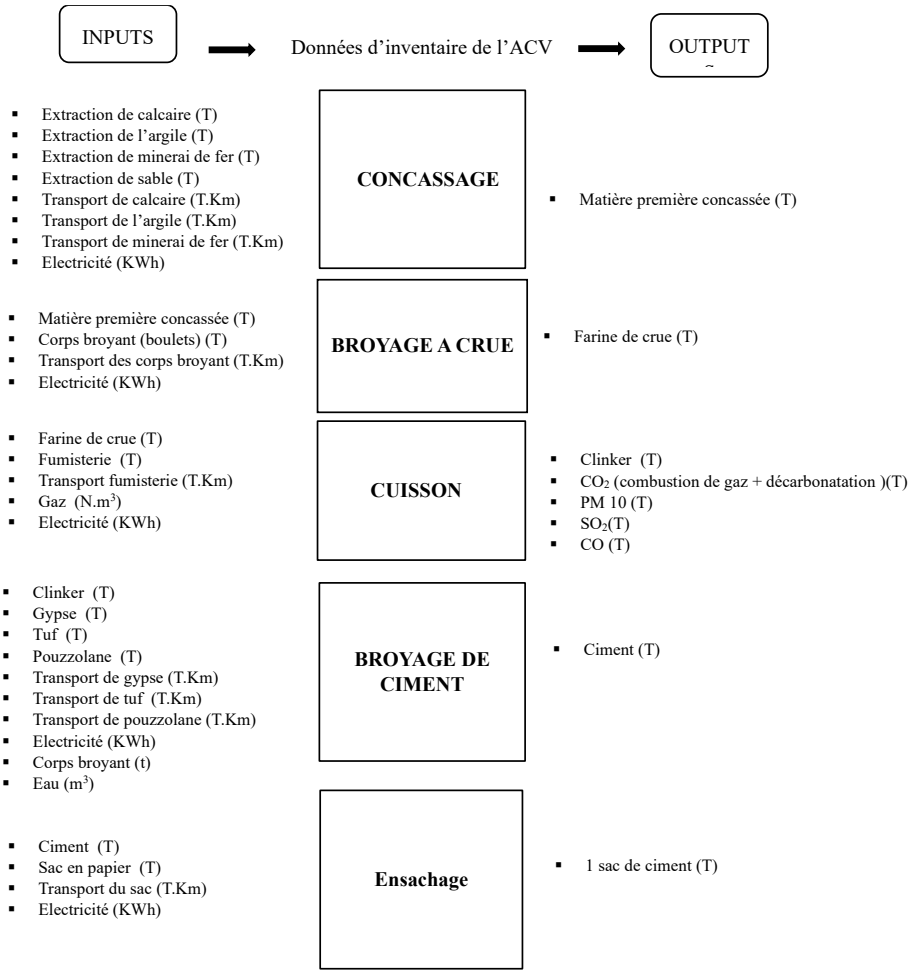


Figure III.2 : données d'inventaire de cycle de vie.

III.2.6. Outils de modélisation ACV(logiciel, méthode, base de données)

III.2.6.1. Logiciel de calcul adopté

Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour le logiciel **OPENLCA 2.4.1** en raison de ses caractéristiques avantageuses. En effet, OpenLCA est un outil libre et gratuit, ce qui le rend particulièrement adapté à nos besoins. De plus, il est largement reconnu et recommandé dans la communauté de l'analyse du cycle de vie pour sa fiabilité, sa flexibilité et sa capacité à traiter des données complexes. Ce logiciel offre une interface conviviale, ainsi qu'une grande compatibilité avec diverses bases de données et formats d'entrée.

OpenLCA permet d'utiliser plusieurs bases de données bien établies, telles que **ECOINVENT**, **AGRI-FOOTPRINT**, et **USLCI**, parmi d'autres, ce qui enrichit l'analyse en fournissant une vaste gamme de données provenant de différents secteurs. Grâce à ces bases de données, nous pouvons effectuer une évaluation approfondie des impacts environnementaux tout au long du cycle de vie du produit ou du service étudié.

III.2.6.2. Choix et justification de la base de données la plus appropriée

Pour cette étude d'ACV, la base de données **ECOINVENT**, version **3.1**, a été retenue en raison de sa fiabilité, de sa large couverture sectorielle et de sa conformité aux normes internationales (ISO 14040 et ISO 14044). Elle constitue l'une des bases de données les plus utilisées au niveau mondial dans le domaine de l'ACV. ECOINVENT 3.1 offre un inventaire détaillé de plus de **12 000** processus, couvrant divers secteurs tels que l'énergie, le transport, les matériaux de construction, les produits chimiques.

Cette version inclut également des modèles de systèmes variés qui reflètent différentes approches méthodologiques pour attribuer les impacts environnementaux dans l'analyse du cycle de vie.

Tableau III.1 : Comparaison des modèles de la base de données ECOINVENT 3.1 [27]

Modèle	Méthodologie	Avantages	Inconvénients
Cut-off	Attributionnelle	Simple, largement utilisé, bien documenté	Ignore les bénéfices du recyclage ou substitutions
Conséquentiel (long terme)	Basé sur les conséquences d'une décision	Approche plus réaliste dans certains cas	Complexe, nécessite plus d'hypothèses
Allocation par défaut	Mix d'approches (physique, économique)	Représente la moyenne du marché	Moins transparent dans la répartition des impacts

A base de la comparaison présentée dans le **(tableau III.1)**, nous avons opté pour le modèle cut-off de la base de données Ecoinvent 3.1, en raison de ses avantages méthodologiques, de sa large adoption dans les études ACV attributionnelles, ainsi que de sa compatibilité avec les objectifs de notre analyse. Par la suite, il est nécessaire d'importer la base de données complémentaire **(ECOINVENT 3.1 LCA METHODS)** afin d'intégrer l'ensemble des méthodes d'évaluation de l'ACV.

III.2.6.1. Choix de la méthode d'évaluation d'impact

Les normes internationales ISO 14040 et ISO 14044 ne spécifient pas une méthode unique pour la réalisation de l'évaluation des impacts du cycle de vie (LCIA). Par conséquent, de nombreuses méthodes LCIA différentes ont été développées et le choix entre elles n'est pas toujours évident. Pour cette raison, nous avons comparé les principales méthodes LCIA afin de

choisir celle qui correspond le mieux aux besoins de notre étude, notamment pour évaluer l'impact environnemental du ciment.

Tableau III.2 : critères de comparaison entre les méthodes de l'ACV [11].

Méthode	Dernière version	Portée	Cat d'impact	Couverture géographique	Adaptabilité aux produits de construction	Données disponibles
RECIPE 2016	2016	Midpoint et Endpoint	18	Internationale, adaptée aux analyses mondiales	Très adaptée, utilisée pour le ciment	Intégrée à ecoinvent et outils comme OpenLCA, GaBi, SimaPro
ILCD 2011	2011	Midpoint	15	Principaleme-nt européenne, adaptée aux contextes locaux	Convient aux matériaux standardisés européens	Données européennes intégrées à ecoinvent
CML 2012	2012	Midpoint	14	Européenne, centrée sur l'UE	Utilisée pour les produits industriels	Données dans bases établies, peu utilisées à l'internationa l
IMPACT 2002+	2002	Midpoint et Endpoint	12	Internationale, axée sur la toxicité	Moins utilisée dans le bâtiment	Données accessibles mais peu intégrées aux outils

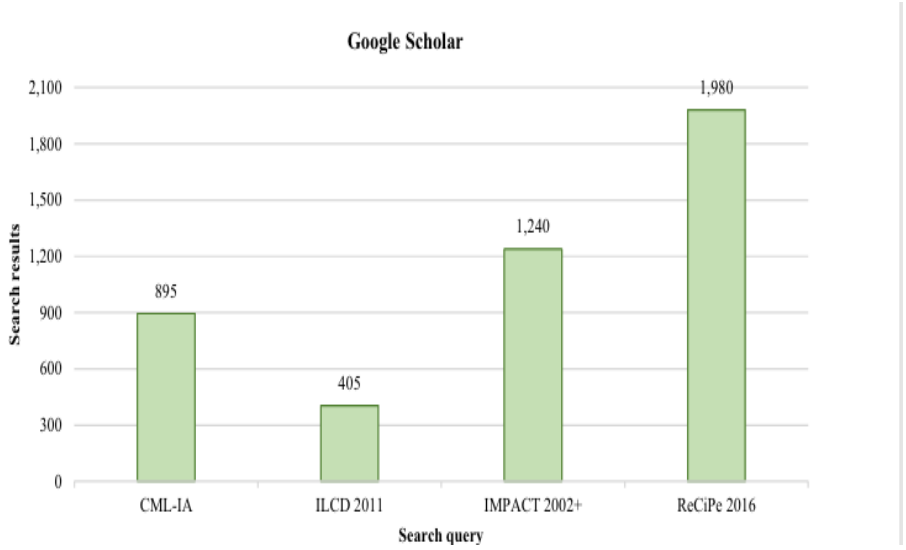


Figure III.3 : Résultats de recherche des méthodes LCIA sur Google Scholar [11].

A base de cette comparaison, la méthode **RECIPE 2016** a été retenue pour cette étude. RECIPE 2016 propose deux niveaux d'évaluation : **midpoint** (impacts intermédiaires) et **endpoint** (impacts finaux). Le niveau **endpoint** regroupe les résultats dans trois grandes catégories de dommages (santé humaine, écosystèmes, ressources naturelles), ce qui permet une vue d'ensemble utile dans les rapports de synthèse.

III.2.7. Évaluation des impacts environnementaux à l'échelle des points intermédiaires (mid points)

L'analyse environnementale midpoint évalue les impacts à un stade intermédiaire de la chaîne causale à travers 18 catégories d'impact **(annexe E.1)** en utilisant des indicateurs scientifiquement validés exprimés en grandeurs physiques mesurables (ex. kg CO_2 équivalent). Cette approche fournit des résultats précis et moins incertains, permettant une compréhension claire des mécanismes d'impact avant la synthèse finale des dommages.

Le graphique radar ci-dessous donné par OPENLCA **(annexe E.2)** permet de visualiser de manière claire et synthétique les différents impacts environnementaux associés aux étapes du cycle de vie du ciment.

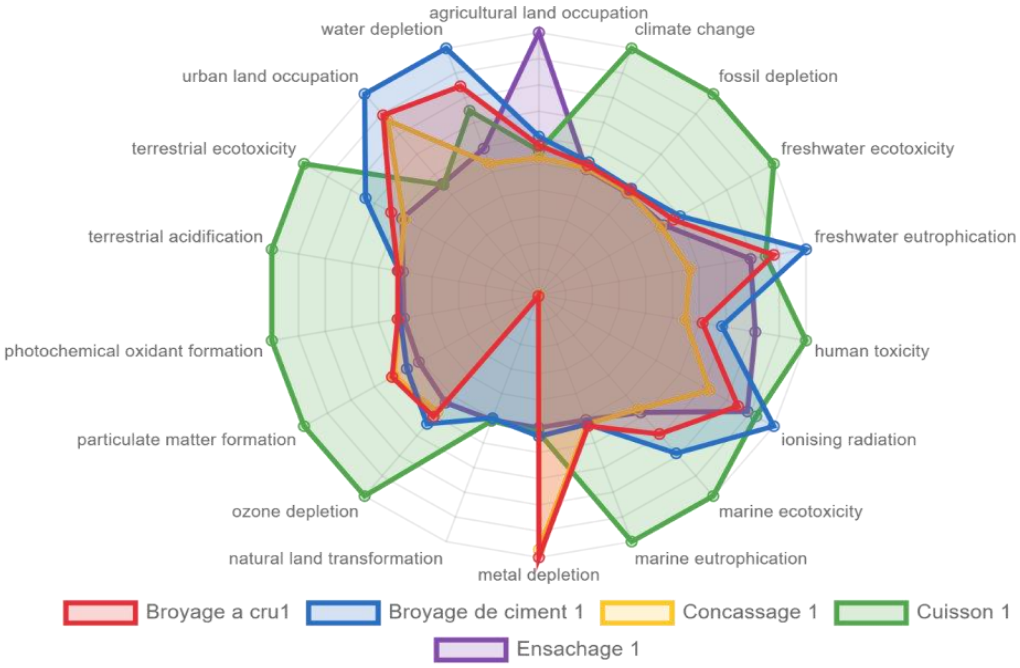


Figure III.4 : Radar ACV – production de ciment.

On a pris en compte le cas où une étape contribue d'une manière importante :

Catégorie d'impact : acidification terrestre

L'acidification des sols désigne la pollution des sols causée par le dépôt des substances acides provenant de l'atmosphère, ce qui rend les sols plus acides, réduit leur fertilité, affaiblit les plantes et perturbe l'équilibre des écosystèmes.

Nous remarquons que l'étape cuisson participe le plus à la catégorie acidification avec un taux de 0.08 Kg SO2-eq/1 sac de ciment . Ce qui est dû à la combustion du gaz naturel à de

très hautes températures qui dépassent les 1400°C qui favorisent la formation des oxydes d'azote qui vont se transformer dans l'atmosphère pour donner l'acide nitrique HNO_3 , ajouter à cela les émissions de SO_2 qui peuvent former l'acide sulfurique H_2SO_4 .

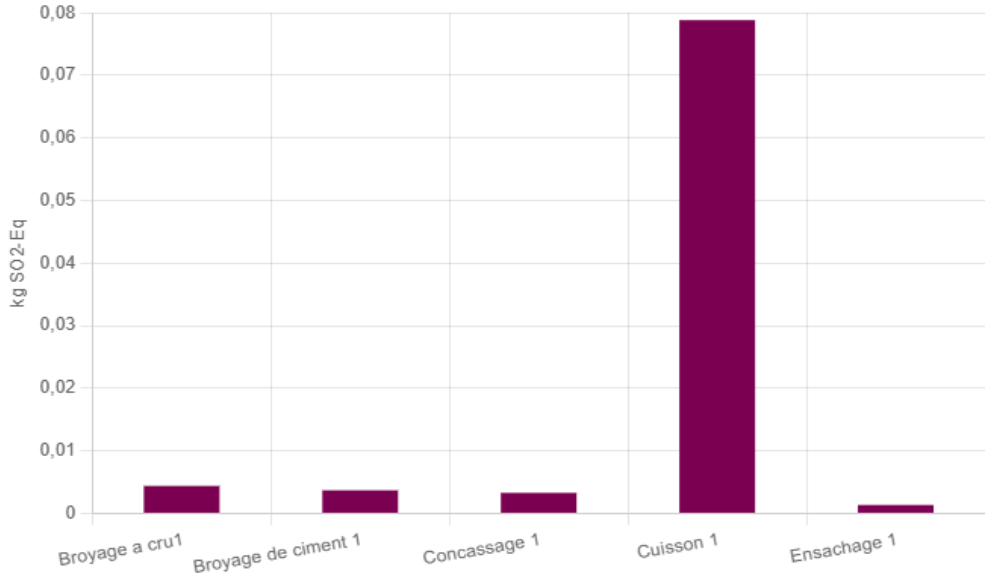


Figure III.5 : Impact des étapes de production sur l'acidification terrestre.

Catégorie d'impact : Changement climatique (climate change)

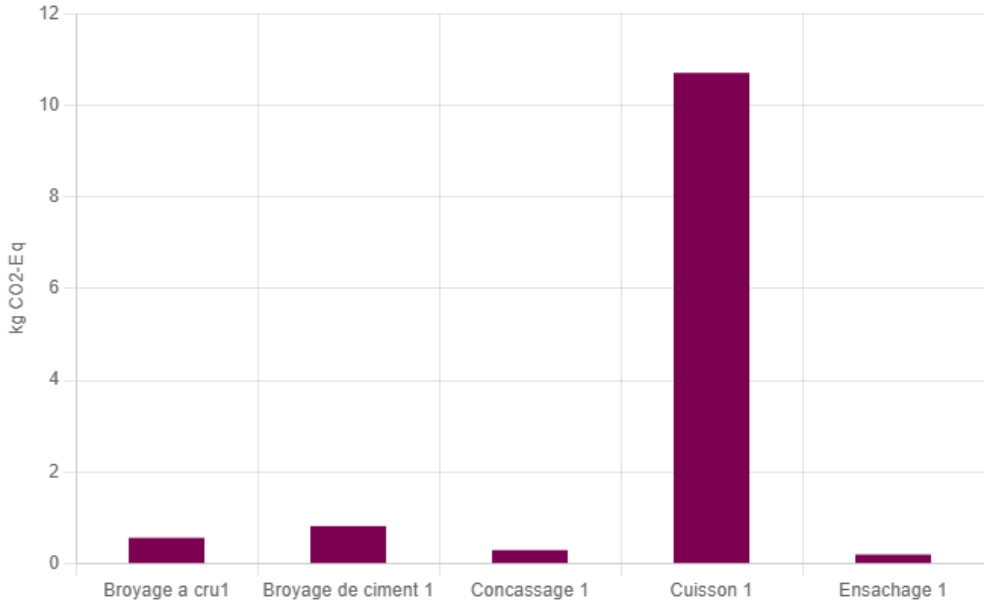


Figure III.6 : Impact des étapes de production sur le changement climatique.

Nous constatons que l'étape cuisson représente le plus grand émetteur des gaz à effet de serre avec un taux de 11 kg CO2-eq par un seul sac. Cela est dû essentiellement à la combustion du gaz naturel qui génère un rejet important de CO_2 et aussi à la décarbonatation du $CaCO_3$ et du $MgCO_3$ qui donne le CaO et le MgO avec un rejet important de CO_2 .

Catégorie d'impact : Formation de l'ozone photochimique (photochemical ozone formation)

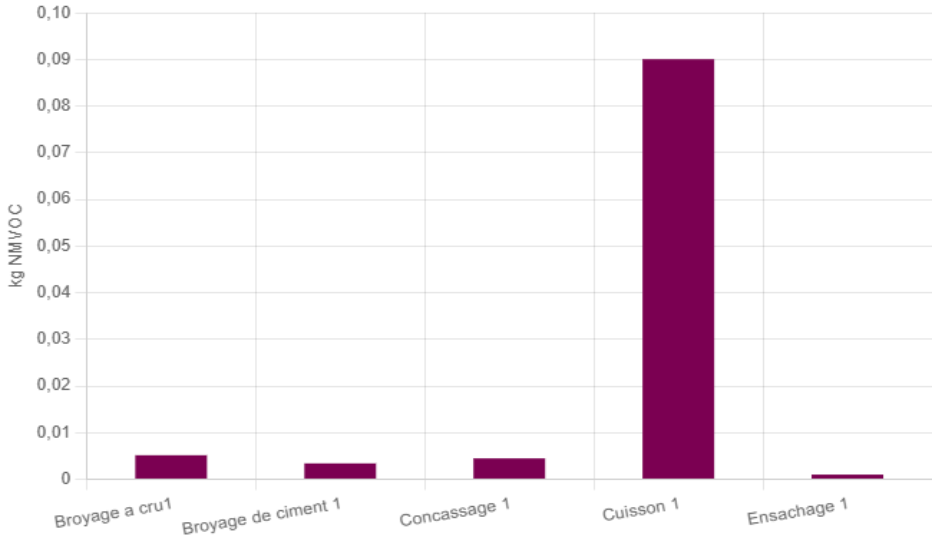


Figure III.7 : Impact des étapes de production sur la formation de l'ozone photochimique.

L'impact de l'étape cuisson est largement supérieur à celui des autres phases du procédé, qui est dû à la combustion du gaz naturel qui se déroule à très haute température qui transforme une partie de l'azote de l'air en NO ($N_2 + O_2 \rightarrow 2\,NO$). Les NOx vont participer à la formation de l'ozone troposphérique, dont l'action est très néfaste par rapport à la faune et à la flore et à la santé humaine.

Catégorie d'impact : Eutrophisation marine (Marine eutrophisation)

L'eutrophisation marine désigne la pollution des mers par un excès de nutriments (surtout l'azote). La formation des NOx dans l'étape cuisson engendre la formation de l'acide nitrique (H^+ et NO_3^-). Le nitrate (NO_3^-) participe d'une manière importante avec le phosphate dans le phénomène d'eutrophisation marine.

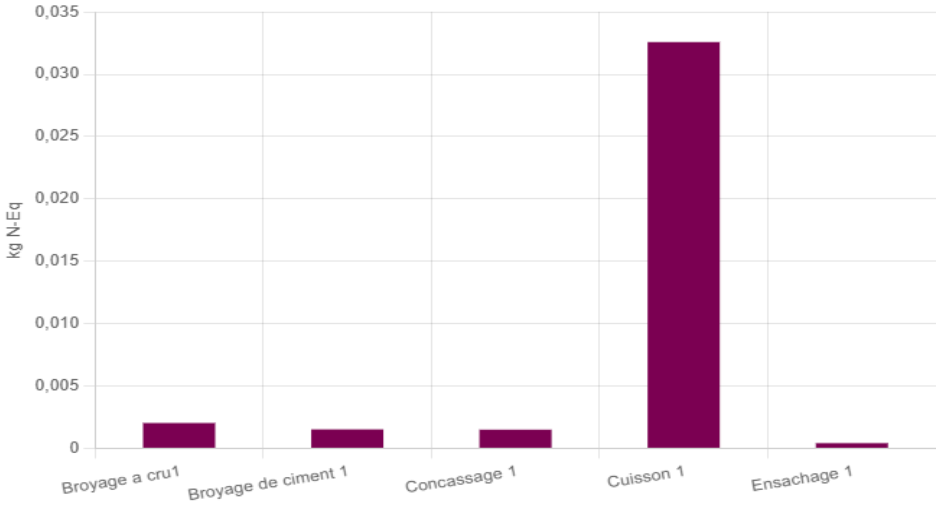


Figure III.8 : Impact des étapes de production sur l'eutrophisation marine.

Catégorie d'impact : Epuisement des ressources-eau (Ressource depletion- Water)

L'étape de broyage du ciment génère la plus grande consommation d'eau parmi les différentes phases de production analysées. Cette consommation s'explique principalement par l'utilisation d'eau pour le refroidissement des équipements et la réduction des poussières générées lors du broyage.

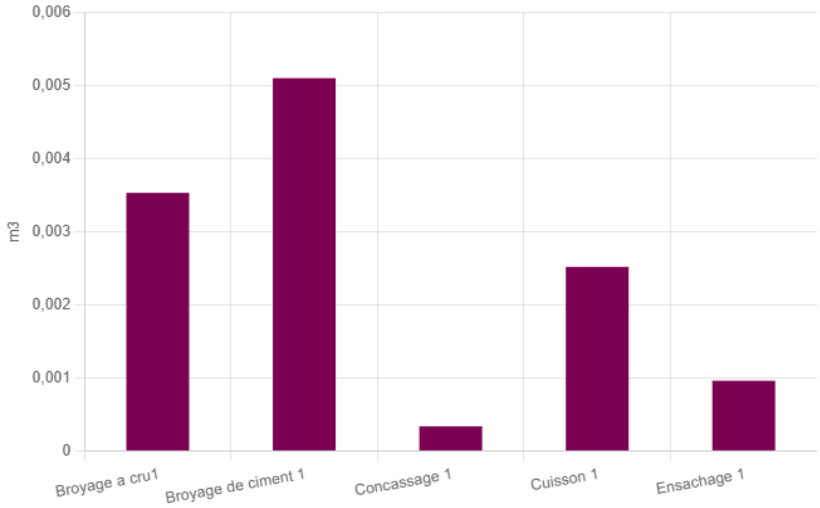


Figure III.9 : Impact des étapes de production sur l'épuisement des ressources-eau.

Catégorie d'impact : épuisement des ressources fossiles (fossil depletion)

Cette catégorie mesure l'utilisation non renouvelable des ressources énergétiques fossiles telles que le pétrole, le charbon et le gaz naturel. Elle est souvent majoritaire lors de la phase de cuisson du ciment, en raison de l'utilisation de fours industriels pour la production de clinker où la température peut atteindre jusqu'à 1450 °C.

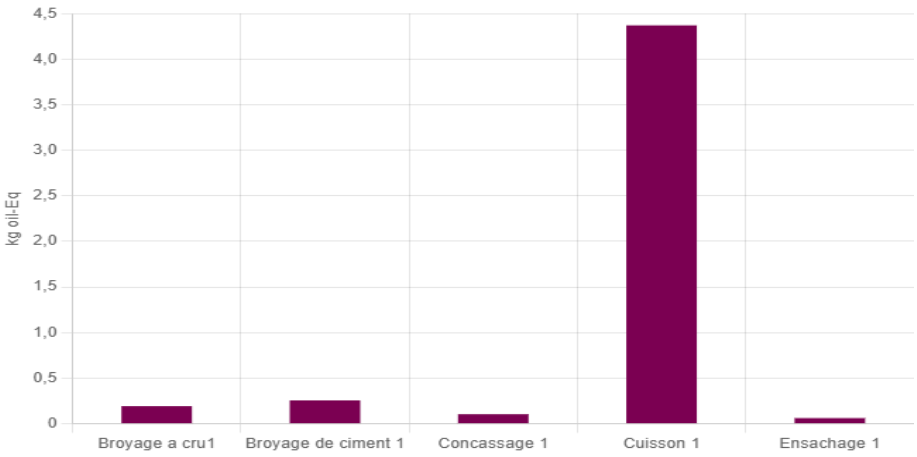


Figure III.10 : Impact des étapes de production sur l'épuisement des ressources fossil.

Catégorie d'impact : formation de matières particulaires (Particulate Matter Formation)

La formation de matières particulaires mesure l'impact sur la santé causé par les émissions des poussières fines et gaz pouvant se transformer en particules dans l'air. Ces gaz réagissent

dans l'air et forment des **PM_{10}** (particules de diamètre <10 µm) ou **$PM_{2.5}$** (<2,5 µm), qui pénètrent profondément dans les poumons.

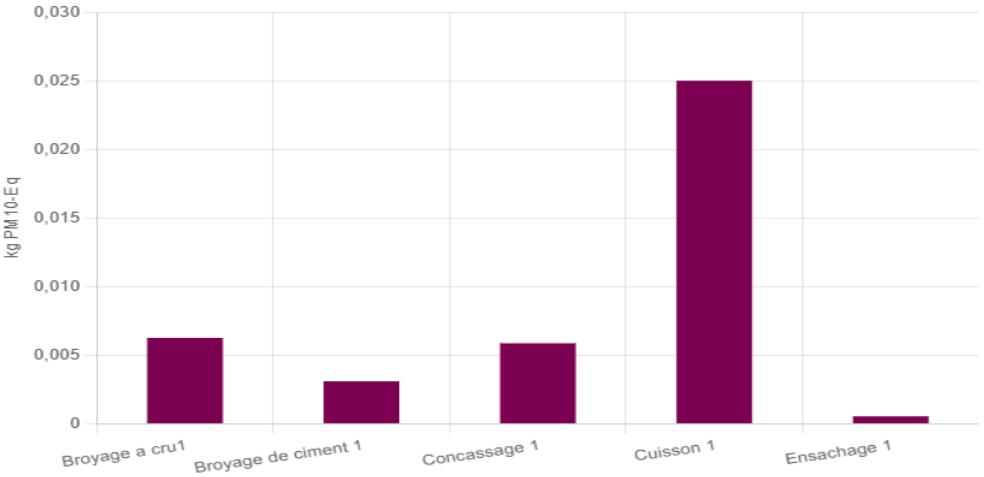


Figure III.11 : Impact des étapes de production sur la formation des particules fines dans l'air.

III.2.8. Analyse des impacts environnementaux à l'échelle des dommages finaux (end points)

L'analyse environnementale endpoint mesure les dommages finaux sur la santé humaine, les écosystèmes et les ressources en regroupant les impacts intermédiaires sous forme d'indicateurs synthétiques. Ces résultats sont exprimés en points, une unité qui fournit un score global d'impact. Cette méthode permet de mieux comprendre les dommages, de comparer les scénarios et de prendre des décisions environnementales plus optimales.

Catégorie d'impact : qualité des écosystèmes (Ecosystem quality)

La qualité des écosystèmes est une catégorie importante dans l'ACV, fortement influencée par le changement climatique. Ce dernier modifie les conditions naturelles, perturbe les habitats et menace la biodiversité. En combinaison avec d'autres formes de pollution, il contribue à la dégradation des milieux naturels.

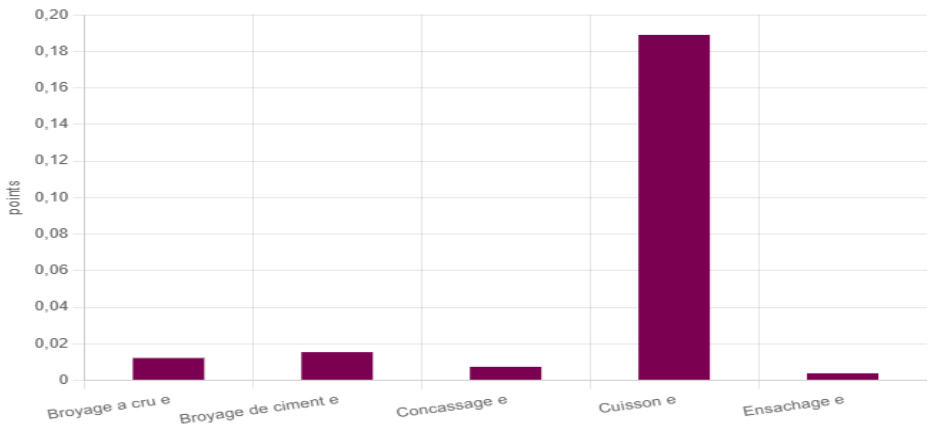


Figure III.12: impact Environmental de production de ciment sur les écosystèmes.

Catégorie d'impact : santé humaine (human healthy)

À l'échelle Endpoint, la catégorie d'impact santé humaine évalue les dommages potentiels sur la santé des populations causés par des facteurs environnementaux tels que la pollution de l'air, les substances toxiques ou les effets du changement climatique. Ces impacts peuvent entraîner des maladies, des incapacités ou une mortalité prématurée. Les résultats sont exprimés en points, pour quantifier la gravité des effets sur la santé.

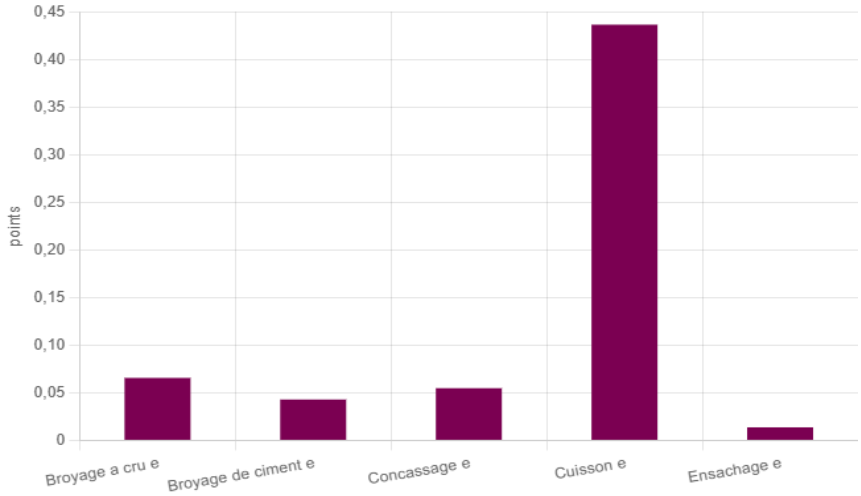


Figure III.13 : impact Environmental de production de ciment sur la santé humaine.

Catégorie d'impact : épuisement des ressources (resources depletion)

la catégorie d'impact épuisement des ressources évalue les dommages potentiels liés à la raréfaction des ressources naturelles non renouvelables, telles que les combustibles fossiles, les minéraux et les métaux. Elle prend en compte l'extraction et la consommation de ces ressources, susceptibles d'entraîner une perte de disponibilité pour les générations futures. Les résultats sont exprimés en points, reflétant l'impact global sur la disponibilité et l'accessibilité des ressources.

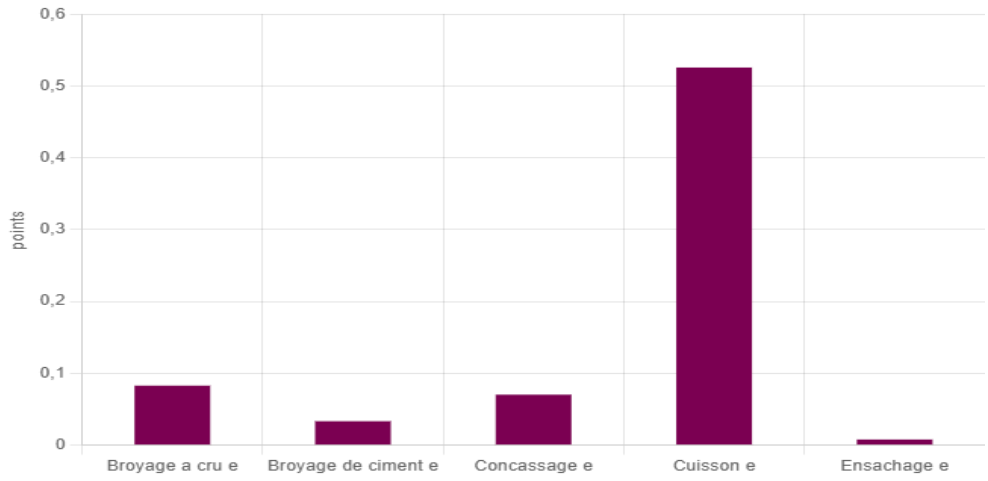


Figure III.14 : impact Environmental de production de ciment sur la santé humaine.

III.2.9. Interprétation des résultats

Les résultats précédents montrent que la cuisson est l'étape ayant le plus grand impact environnemental, avec une contribution de plus de **70 %** dans les trois catégories d'impact. Cela s'explique par la production du clinker, qui nécessite une forte consommation d'énergie, émet d'importantes quantités de CO_2 et de polluants atmosphériques, et mobilise des ressources naturelles en grande quantité.

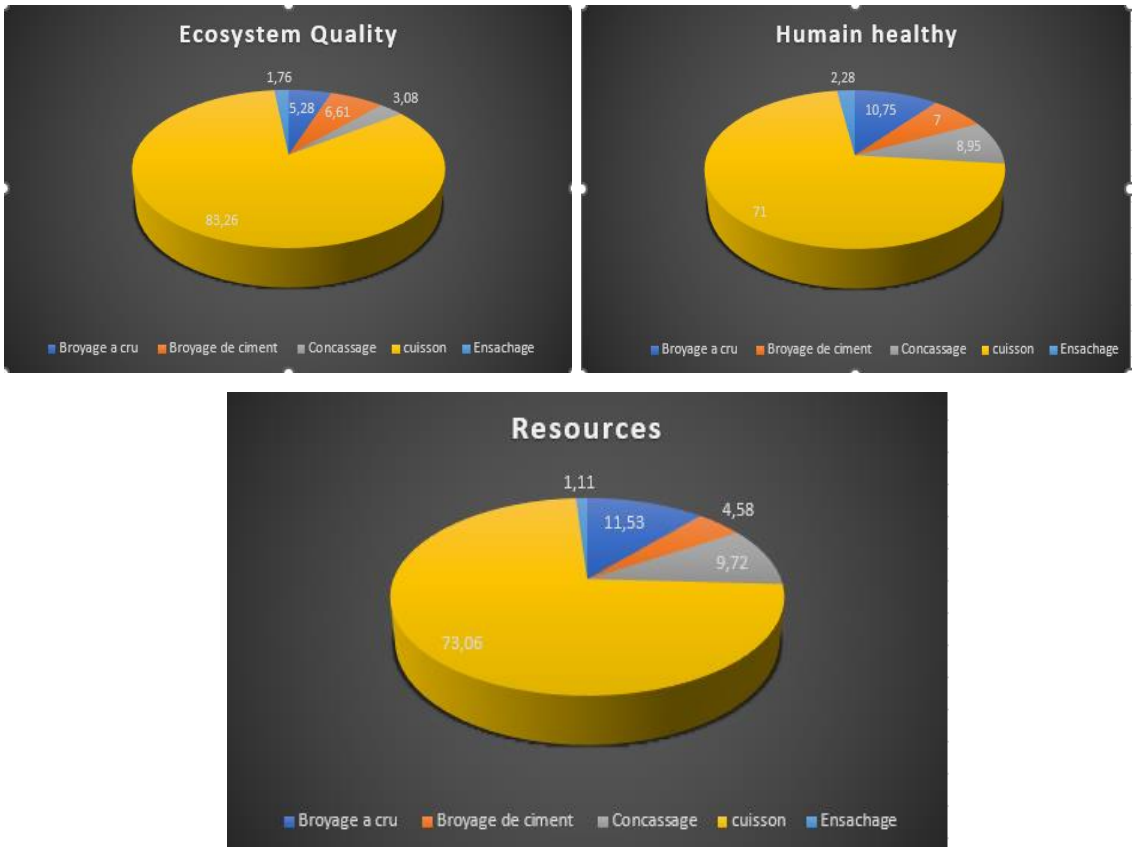


Figure III.15 :contribution de chaque étape de production aux trois catégories d'impact.

Les résultats révèlent que l'impact le plus important concerne l'épuisement des ressources naturelles, représentant **46 %** du total. Cela s'explique par la forte consommation de matières premières (comme le calcaire) et d'énergie fossile utilisée dans les procédés de fabrication. Vient ensuite l'impact sur la santé humaine **(39%)**, principalement lié aux émissions atmosphériques générées par la combustion dans les fours à ciment, qui peuvent nuire à la qualité de l'air et entraîner des effets sur la santé respiratoire. Enfin, les impacts sur la qualité des écosystèmes sont les moins élevés **(15%)**, bien qu'ils traduisent des perturbations liées à l'extraction des matériaux et aux émissions polluantes.

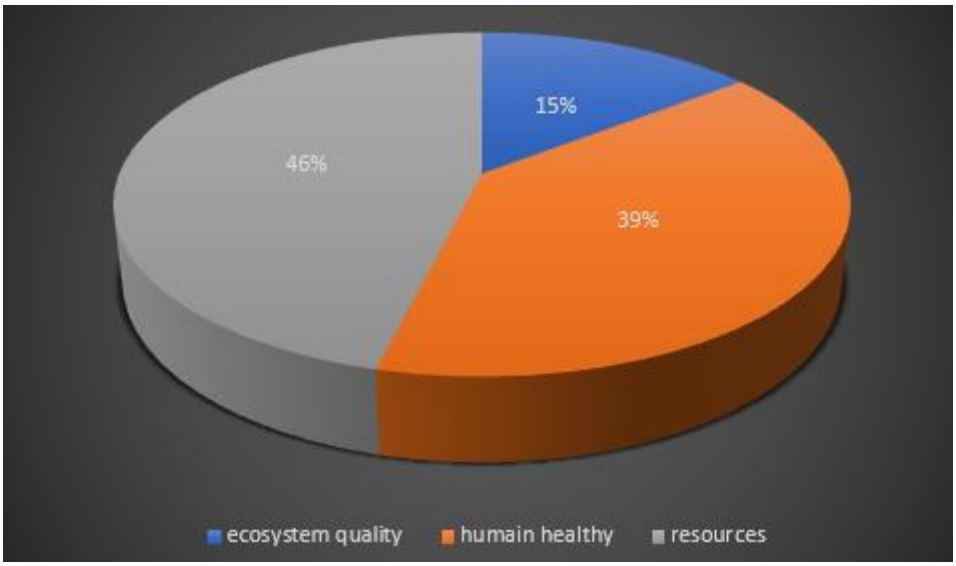


Figure III.16 :impact de production de ciment à chaque catégorie d'impact

III.2.10. Contribution de notre structure aux émissions de gaz à effet de serre

Afin de minimiser l'impact environnemental du ciment utilisé dans notre structure, nous avons entrepris une comparaison entre deux types de ciment différents, dans le but d'identifier celui qui présente les effets les plus réduits sur l'environnement. Pour garantir une évaluation cohérente et objective, l'analyse du deuxième ciment a été réalisée en suivant exactement le même processus méthodologique appliqué au premier ciment, conformément aux principes de l'ACV.

Tableau III.3 : Contribution de la structure aux émissions de gaz à effet de serre

Quantités de CO_2	Ciment 01 (Kg CO_2.eq)	Ciment 02 (Kg CO_2.eq)
Pour un seul sac	12.59	24.506
Pour 10609 sacs	133567.31	259984.15

Des quantités comme 133,5 tonnes ou 260 tonnes de CO_2 équivalent peuvent sembler faibles comparées aux milliards de tonnes de CO_2 émises chaque année dans le monde. Cependant, chaque tonne de CO_2 émise contribue à l'effet de serre. Le réchauffement climatique étant un phénomène cumulatif, chaque émission, même minime, participe à l'aggravation du dérèglement climatique sur le long terme.

Ces résultats nous ont orientés vers le choix de ciment 01 pour la construction de notre structure, puisqu'il présente des émissions de CO_2 nettement inférieures à celles du ciment 02.

III.2.11. La contribution de notre structure à l'impact environnemental global

Pour mieux évaluer l'impact environnemental des deux ciments, il est pertinent de comparer leurs effets au niveau endpoint, c'est-à-dire en traduisant leurs émissions et impacts intermédiaires en conséquence concrètes sur la santé humaine, les écosystèmes et le climat.

Cette approche donne une vision plus globale et compréhensible des impacts réels, permettant ainsi de mieux justifier le choix du ciment le moins polluant. En effet, le niveau endpoint rend les résultats plus parlants pour les décideurs et facilite la prise de décision.

Tableau III.4 :comparaison entre les deux ciments à l'échelle global

Catégories d'impact	Ciment 01	Ciment 02
Qualité des écosystèmes	2408.24	4519.43
Santé humaine	6376.01	10078.55
Epuisement des ressources	7638.48	15043.56
Total en points	16422.73	29641.55

Le tableau (III.4) met en évidence que le ciment 01 présente des impacts environnementaux nettement inférieurs à ceux du ciment 02, dans toutes les catégories analysées : qualité des écosystèmes, santé humaine et épuisement des ressources. Le total des points confirme cette tendance, avec presque deux fois moins d'impact pour le **ciment 01**. Cela suggère que ce dernier est un choix plus responsable d'un point de vue environnemental et donc plus adapté à une construction durable.

III.2.12. Conclusion et prescriptives

La phase de cuisson est la plus polluante dans le cycle de vie de la production du ciment. C'est durant cette étape que se produisent les émissions les plus importantes, notamment à cause de la calcination et de la consommation énergétique élevée.

Les résultats de l'analyse, que ce soit à l'échelle intermédiaire ou à l'échelle globale, montrent que le ciment 01 est moins polluant que le ciment 02, ce qui justifie son choix pour la construction de notre structure.

Même si nous n'avons pas pris en compte la totalité de la masse de ciment utilisé dans la construction de notre structure, les volumes calculés pour les éléments structuraux principaux montrent déjà une grande différence entre les deux ciments.

Bien que cette étude porte uniquement sur une partie d'un bloc au sein d'un hôpital, elle montre qu'il existe un impact environnemental significatif. Cela indique que même les projets de petite taille peuvent avoir un effet important sur l'environnement, notamment en fonction du choix des matériaux comme le ciment.

Le ciment 01 est moins polluant que le ciment 02, mais il a tout de même un impact environnemental notable. Cela montre qu'il est important de trouver des moyens pour réduire ces effets négatifs. Face à ce constat, nous avons proposé des solutions pour réduire cet impact notamment :

- Réduire le pourcentage de clinker dans la composition du ciment, en le remplaçant par des matériaux alternatifs comme les ciments géopolymères, qui sont plus écologiques, durables et performants.
- Planter des arbres autour des chantiers ou des usines pour aider à absorber le CO_2 émis.
- Optimiser les processus de production, par exemple en utilisant des énergies renouvelables ou en améliorant l'efficacité énergétique des usines.
- Recycler les déchets de construction pour les réutiliser dans de nouveaux bétons ou ciments, ce qui permet de limiter l'extraction de nouvelles matières premières.
- Favoriser l'utilisation locale des matériaux pour réduire les émissions liées au transport.

III.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode d'ACV, conformément aux normes **ISO 14040** et **ISO 14044**, afin d'évaluer les impacts environnementaux liés à la production du ciment utilisé dans le projet. L'analyse, réalisée avec le logiciel **OPENLCA** et la base de données **ECOINVENT 3.1**, a permis de comparer deux types de ciment. Les résultats ont montré que l'un des deux présente des impacts nettement plus faibles, ce qui en fait un choix plus durable. Bien que centrée uniquement sur le ciment, cette étude constitue une étape clé vers l'ACV complète du bâtiment.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

À l'issue de ce projet de fin d'études portant sur l'étude et la conception d'un bloc hospitalier, intégrant à la fois l'analyse de la durabilité à travers l'ACV et la modélisation BIM, nous avons pu explorer en profondeur les dimensions essentielles de la conception structurelle et durable des bâtiments. La pertinence de notre travail repose, d'une part, sur l'étude sismique rigoureuse de la structure conformément aux nouvelles exigences du RPA 2024, et d'autre part, sur l'intégration des critères de durabilité à travers l'ACV, permettant d'évaluer les impacts environnementaux tout au long du cycle de vie du bâtiment.

Notre travail de recherche constitue une initiation à la conception durable. Qui nous a permis de mieux comprendre les interactions complexes entre les structures et leur environnement. Il ne s'agit plus seulement d'adapter les constructions aux contraintes environnementales, mais également de prendre conscience que chaque décision de conception ou de mise en œuvre influe directement sur l'environnement. Par ailleurs, ce type d'étude environnementale revêt une importance croissante en Algérie, où il tend à devenir une exigence, tant sur le plan réglementaire que professionnel, en phase avec les enjeux mondiaux de durabilité et de transition écologique. Cette dynamique s'inscrit dans une volonté nationale de réduire l'empreinte écologique du secteur du bâtiment et de promouvoir des pratiques de construction plus responsables.

Dans cette perspective, nous espérons que les ingénieurs de demain intégreront pleinement les principes de l'écoconstruction dans leur démarche de conception. La durabilité ne doit plus être perçue comme une contrainte, mais comme un pilier fondamental de l'ingénierie moderne. En ce sens, nous souhaitons également disposer, à l'avenir, des bases de données locales et des calculateurs de bilan carbone adaptés spécifiquement au contexte algérien, afin de pouvoir évaluer plus précisément les impacts environnementaux et proposer des solutions réalistes et adaptées à notre environnement.

BIBLIOGRAPHE

REGLEMENTS ET NORMES :

[1] (RPA, 2024) : D.T.R-B.C.2.48-Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS janvier 2025.

[2] (CBA, 1993) : DTR-BC-2.41-Règles de conception et de calcul en béton armé.

[3] (BAEL,1991/1999) : DTU-Béton armé aux états limites.

[4] (charges permanentes et charges d'exploitation,1988) :D.T.R-B.C.2.2-charges permanentes et charges d'exploitations, octobre 1988

[5] (GUIDE RE 2020, 2024) : Règlementation environnementale des bâtiments neufs, Edition CEREMA (Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement), janvier 2024.

[6] (Guide de l'Analyse du Cycle de Vie, 2022) : Guide de l'analyse de cycle de vie (ACV) selon **ISO 14040-14044**.

[7] (ISO-14040,2006) : Environmental management — Life cycle assessment — Requirements and guidelines (Management environnemental — Analyse du cycle de vie — Exigences et lignes directrices). Juillet 2006.

[8] (ISO 14040 Series, 2004) : Life Cycle Assessment - Best Practices of ISO 14040 Series, Février 2004.

[9] (LIFE CYCLE ASSESSMENT-PRINCIPLES AND PRACTICE, n.d.)LIFE CYCLE ASSESSMENT: PRINCIPLES AND PRACTICE (by Scientific Applications International Corporation (SAIC) 11251 Roger Bacon Drive Reston, VA 2019)

[10] (ISO-14040, 2006) : Norme internationale **ISO 14040** (Management environnemental — Analyse du cycle de vie — Principes et cadre), juillet 2006

[11](The International Journal of Life Cycle Assessment, 2024)

COURS ET ANCIENNES THESES :

[12] Pr HADID MOHAMED et Mr CHIKH BENAZOUZ _ENSTP_ Cours de dynamique des structures.

[13] Mr TOUNSI KHALED et Pr HADID MOHAMED_ENSTP_ cours dynamique des sols.

[14] Mme MERIEM OUMOUSSA_ ENSTP_ Cours de calcul d'ouvrage.

[15] Dr AKILA MESSAOUDI_ENSTP_ cours mécanique des structures.

[16] Mr HASSAN AKNOUCHE_ENSTP_ Esquisse Bâtiment.

[17] Mr BELAOURA MEBAREK _ENSTP_ cours de béton armé.

[18] Mr LADJEL MOHAMED_ ENSTP_ cours de bâtiment.

[19] Mme SAADI SAMIRA _ ENSTP_ présentation et cours de développement durable.

[20] Mr AYMEN TOUHAMI _ENSTP_ Projet fin d'étude (2024).

[21] Mr Bella RAMI _ENSTP_ Projet fin d'étude (2022).

[22] Mme BOUGHOUGAL CHAHRAZED_ENSTP_ Projet fin d'étude (2023).

[23] Mr GAHAM AMIR ET Mr BEKKOUCHE ABDELHAK-UNIVERSITE SAAD DEHLEB-BLIDA-Projet fin d'étude (2021).

[24] Mr HADJ SEDOUK RACHID-faculté de génie civil Mostaganem-thèse de doctorat (analyse du cycle de vie des sédiments de dragage) (2019).

ARTICLES :

[25] Page officielle de l'ISO :adresse du site :(http://www.iso.org/standard/38498.html)

[26] Ecole française du béton. Disponible sur le site :(https://www.ecole-beton.fr/)

[27] Ecoinvent Centre, *System Models in ecoinvent version 3*, disponible sur : (https://www.ecoinvent.org) (pour les modèles ecoinevent cutoff).

[28] Building Materials And The Climate: Constructing A New Future, disponible sur : (https://www.unep.org/)

LOGICIELS :

Logiciel ETABS 21.0.0

Logiciel AUTOCAD 2021.

Logiciel REVIT 2018.

ROBOT EXPERT 2010.

SOCOTEC

OPENLCA 2.4.1

DATA BASES :

ECOINVENT 3.1-CUT OFF-

ECOINVENT 3.1 -LCA METHODS-

ANNEXES

ANNEXE A :

LES PLANS D'ARCHITECTURES ET DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE

1. Les données géotechniques du site

Selon les donnes géotechniques données :

Les résultats des sondages réalisés sur site, montrent que la nature lithologique du sol est homogène en plan et en profondeur, où nous avons mis en évidence les formations suivantes, du haut en bas :

- Remblai
- Une formation de sable limoneux rougeâtre.
- Une formation de sable grésifié avec des passages de grés.
- Une formation de sable fin à moyen jaunâtre.

Du point de vue hydrogéologique :

Aucune présence d'eau n'a été détectée lors de notre investigation géotechnique.

A cet effet, ils ont fait les recommandations suivantes :

- Des fondations superficielles selon la conception du bâtiment peuvent êtres ancrés à partir de **2.5 m** de profondeur au niveau de la formation des grés.
- La contrainte admissible du sol est égale à **2.5 bars.**
- D'après les essais pressiométriques, le site est classé dans la catégorie des sols «S_2» sol ferme selon la classification des sites des RPA 2024 (article 3.2.1).
- Le tassement est instantané dans ce type de formations et se produisent au cours de la réalisation.
- L'analyse chimique du sol montre que l'agressivité est nulle.

2. Plans d'architectures :



Figure 01 :coupe en élévation du bloc B

ANNEXE B :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Prédimensionnement des poteaux :

Tableau 01 : descente des charges sur les poteaux.

Niveaux	Elément	N_G(KN)	N_Q(KN)
Terrasse	Plancher	45.045×8.03	$1KN/m^2 \times 45.045$
	Poutre principale	$0.4 \times 0.6((6.45 + 6.55)/2) \times 25$	
	Poutre secondaire	$(0.4 \times 0.6)\,(6.3 + 6.3)/2) \times 25$	
Total		438.51	45.045
3-3	Plancher	45.045×7.27	$4 \times (\frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2} + \frac{6.45}{2} \times \frac{6.3}{2}) + 1.5 \times (\frac{6.3}{2} \times \frac{6.45}{2} + \frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2})$
	Poutre principale	$0.4 \times 0.6((6.45 + 6.55)/2) \times 25$	
	Poutre secondaire	$(0.4 \times 0.6)\,(6.3 + 6.3)/2) \times 25$	
Total		404.27	112.612
2-2	Plancher	$(45.045 - 1.1 \times (\frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2})) \times 7.27 + 1.1 \times (\frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2})8.28$	$(1 \times \frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2})(2.5 \times \frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2}) + (1.5 \times \frac{6.45}{2} \times \frac{6.3}{2} \times 2)$
	Poutre principale	$0.4 \times 0.6((6.45 + 6.55)/2) \times 25$	
	Poutre secondaire	$(0.4 \times 0.6)\,(6.3 + 6.3)/2) \times 25$	
Total		415.73	66.58
RDC	Plancher	45.045×7.27	$(4 \times \frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2}) + (4 \times \frac{6.45}{2} \times \frac{6.3}{2}) + (3.5 \times \frac{6.55}{2} \times \frac{6.3}{2}) + (3.5 \times \frac{6.45}{2} \times \frac{6.3}{2})$
	Poutre principale	$0.4 \times 0.6((6.45 + 6.55)/2) \times 25$	
	Poutre secondaire	$(0.4 \times 0.6)\,(6.3 + 6.3)/2) \times 25$	
Total		404.27	153.562
Sous-sol	Plancher	45.045×7.27	45.045×2.5
	Poutre principale	$0.4 \times 0.6((6.45 + 6.55)/2) \times 25$	
	Poutre secondaire	$(0.4 \times 0.6)\,(6.3 + 6.3)/2) \times 25$	
Total		404.27	112.612

ANNEXE C :

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE (RPA 2024) ET MODELISATION ETABS

3. Carte de zonage sismique du territoire national : (RPA 2024)

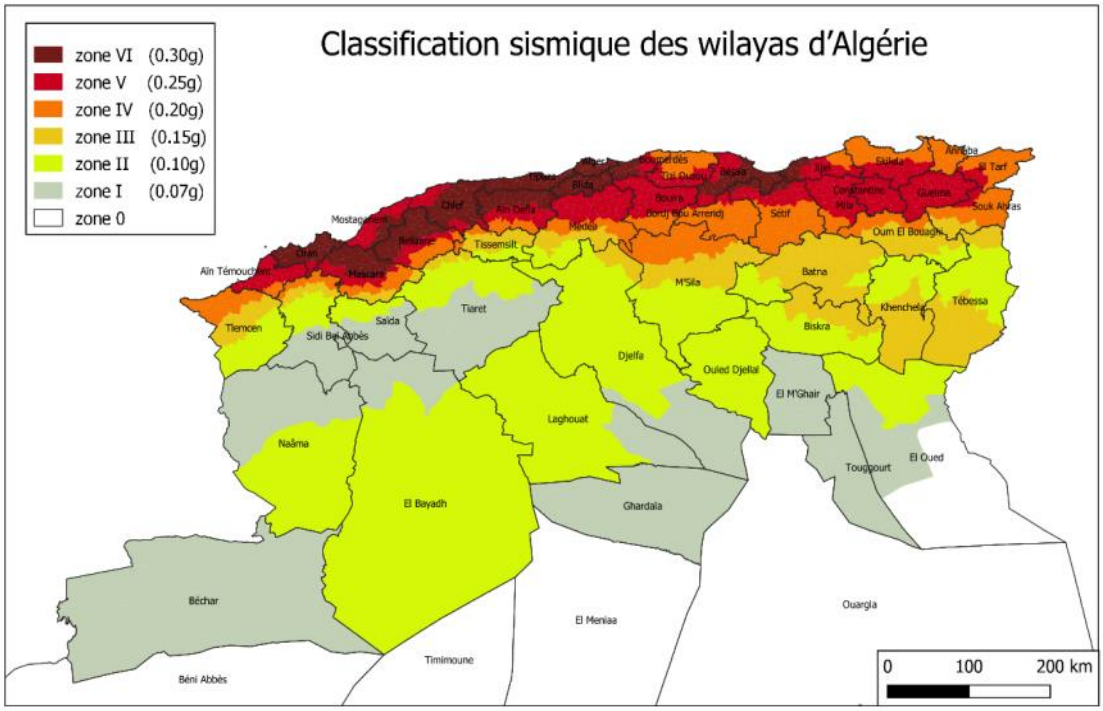


Figure 2 : Zonage sismique de l'Algérie.

4. Zonage sismique de l'Algérie (wilayas & communes) :

182 Chapitre A: ZONAGE SISMIQUE : WILAYAS & COMMUNES

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS-MIQUE
16	ALGER	VI
17	DJELFA	
	Groupe de communes A Birin, Ain Feka	III
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes A et C	II
	Groupe de communes C Guettara, Oum Laadham, Sed Rahal	I
18	JIJEL	
	Groupe de communes A Erraguene, El Aouana, Ziama Mansouriah, Selma Ben Ziada, Jijel, Kaous	VI
	Groupe de communes B	V

Figure 3 : Zonage sismique de l'Algérie (wilayas & communes).

5. Sepectre de reponse :

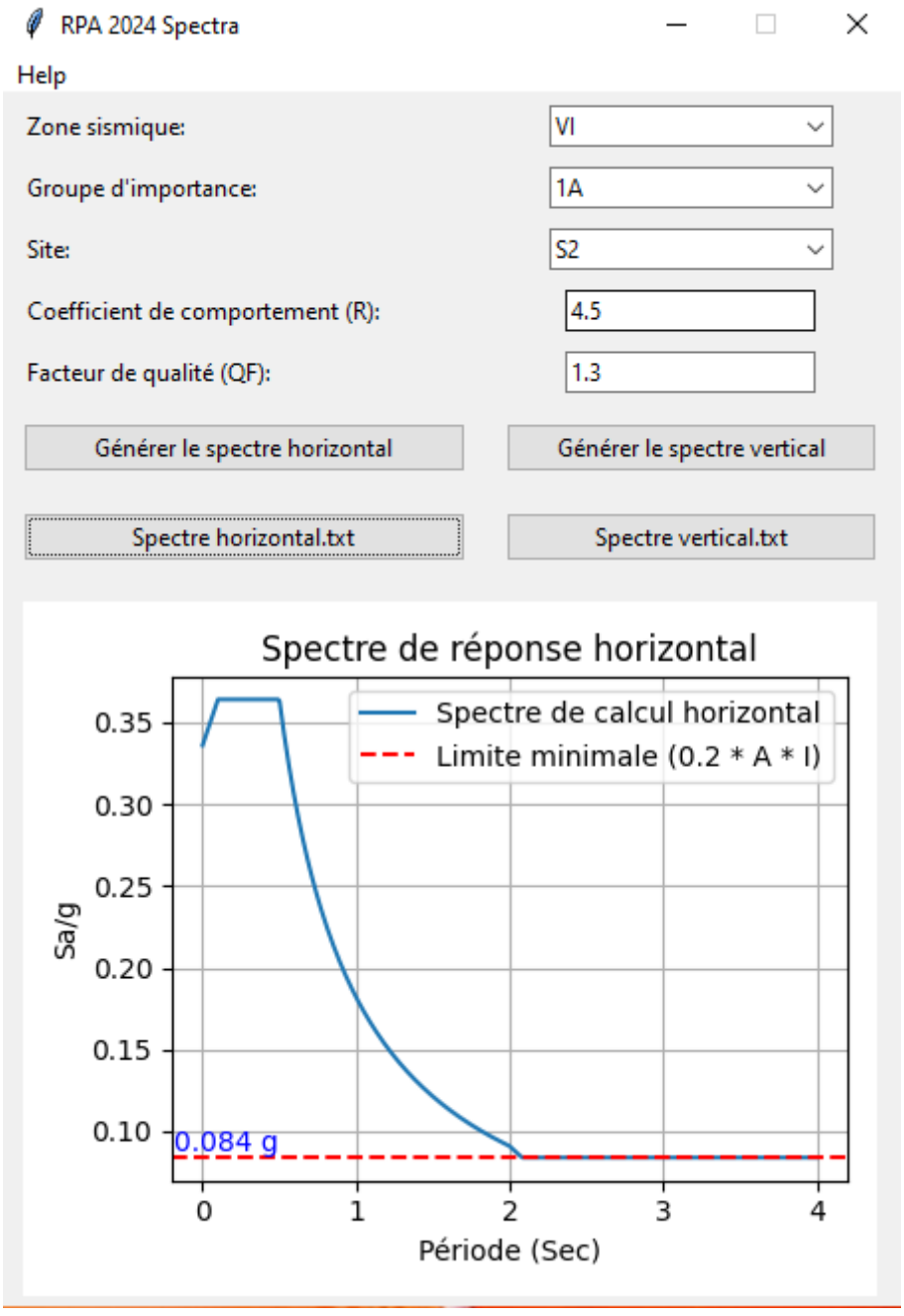


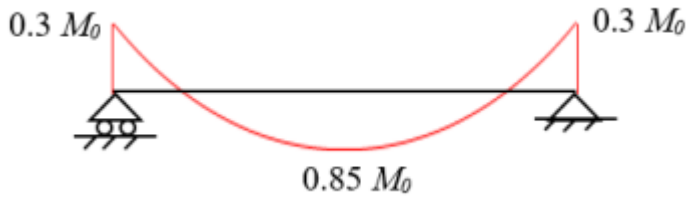
Figure 4 : spectre de réponse RPA2024.

ANNEXE D :

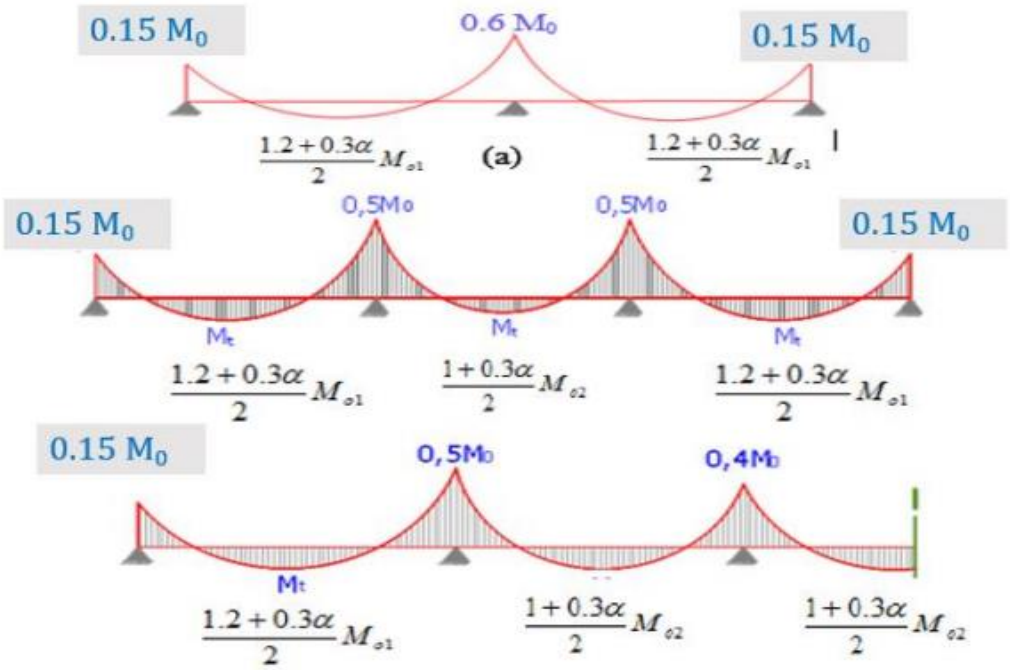
CALCUL DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS

1. Calcul forfaitaire :

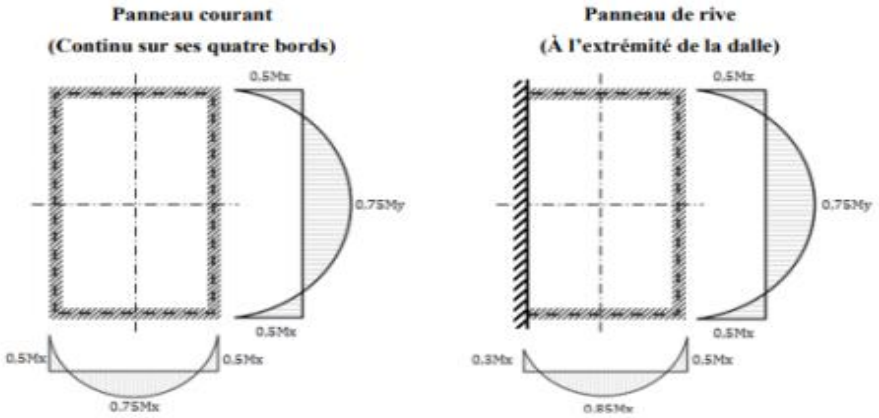
Pour la poutre palière :



Pour les poutres :



Pour les dalles continues :



2. Calcul de la volée intermédiaire

Calcul des sollicitations à L'ELU :

On a : $L_1 = L_3 = 1.5\ m$ et $L_2 = 2.7\ m$

Donc : $q_e = \frac{q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3}{L_1 + L_2 + L_3} = 14.952\ KN/ml$ et $L_e = \sum L_i = 5.7\ m$

Et le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}\, L^2}{8} = 60.72\ KN.m$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 51.612\ KN.m$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \times M_0 = 18.216\ KN.m$

Calcul des sollicitations à ELS :

On a : $q_e = 10.63\ KN/ml$ et $L_e = 5.7\ m$

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}\, L^2}{8} = 43.17\ KN.m$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0 = 36.69\ KN.m$

Moment sur appui : $M_a = 0.30 \times M_0 = 12.95\ KN.m$

- **Armature longitudinale**

En travée :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\mu_c = 0.280}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau 02 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée (volée intermédiaire).

Section	$M_t\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Travée	51.612	0.116	0.155	0.152	434.78	7.80

Choix des barres : $\boldsymbol{5\ HA\ 16} = 10.05\ cm^2$

L'espacement : $S_t \leq \min(3h, 33\ cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

En appui :

On a : $\lambda = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\mu_c = 0.280}$

Et : $\mu \leq \mu_C$ (section sans acier comprimée)

Tableau 03 :Ferraillage des armatures longitudinales en appui (volée intermédiaire).

Section	$M_a\ (KN.m)$	μ	α	Z (m)	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2/ml)$
Appui	18.216	0.041	0.052	0.160	434.78	2.64

Choix des barres : $\boldsymbol{5\ HA\ 12} = 5.65\ cm^2$

L'espacement : $S_t \leq \min(3h, 33\ cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

- **Calcul des armatures de répartition**

En travée :

$A_{rep} = \frac{A_{adop}}{4} \rightarrow A_{rep} = \frac{10.05}{4} = 2.51\ cm^2$

Choix des barres : $5\ HA\ 8 = 2.51 cm^2$

L'espacement : $S_t = 35cm \leq min\ (4h, 45cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 35\ cm}$

En appui :

$A_{rep} = \frac{A_{adop}}{4} \rightarrow A_{rep} = \frac{5.65}{4} = 1.412\ cm^2$

Choix des barres : $5\ HA\ 8 = 2.51 cm^2$

L'espacement : $S_t = 35cm \leq min\ (4h, 45cm)$ on prend : $\boldsymbol{S_t = 35\ cm}$

- **Vérification de condition non-fragilité**

$\mathrm{A_{CNF}} = \frac{0{,}23b\ \mathrm{d} f_{t28}}{fe}$

En appui : $\mathrm{A_s} = 5.65\ cm^2 \geq \mathrm{A_{min}} = 1.698\ cm^2$ (condition vérifiée)

En travée: $\mathrm{A_s} = 10.05\ cm^2 \geq \mathrm{A_{min}} = 1.698\ cm^2$ (condition vérifiée)

- **Vérification du contraint de cisaillement**

$\tau_u = \frac{V_U}{bd} \leq \overline{\tau_u} = min(0.15\ {f_{c\,28}}/{\gamma_b}, 4MPa)$

$V_u = \frac{q_e L_{eq}}{2} = 42.61\ KN$

On a : $\tau_u = 0.263\ MPa \leq 3MPa$ donc : la condition est vérifiée

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau 04 :Vérification des contraintes à ELS pour la volée intermédiaire

	$A_s(cm^2)$	$d_{rel}(cm)$	$X(m)$	$I(m^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$	vérification
En travée	10.05	12.5	4.81	12624.2	13.97	18	Oui
En appui	5.65	12.6	3.85	8390.89	5.94	18	Oui

3. Calcul des poutres

Sollicitations de calcul a ELU :

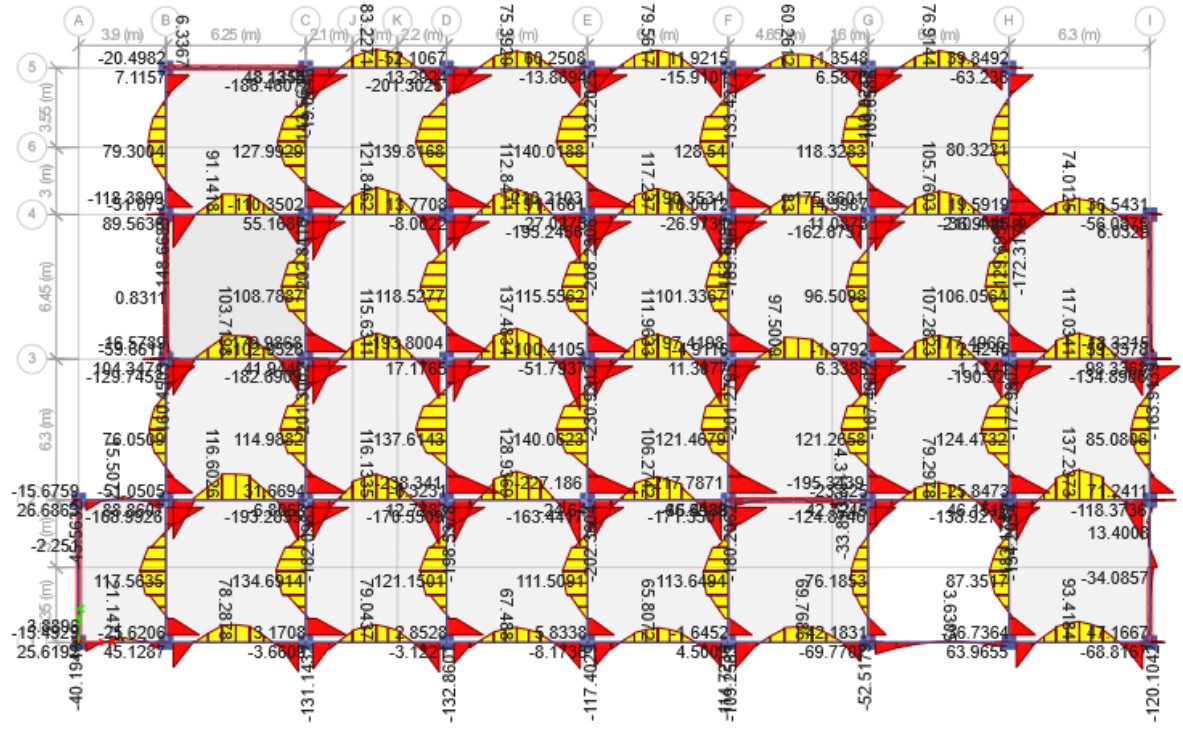


Figure 5 : moment a ELU au niveau du RDC.

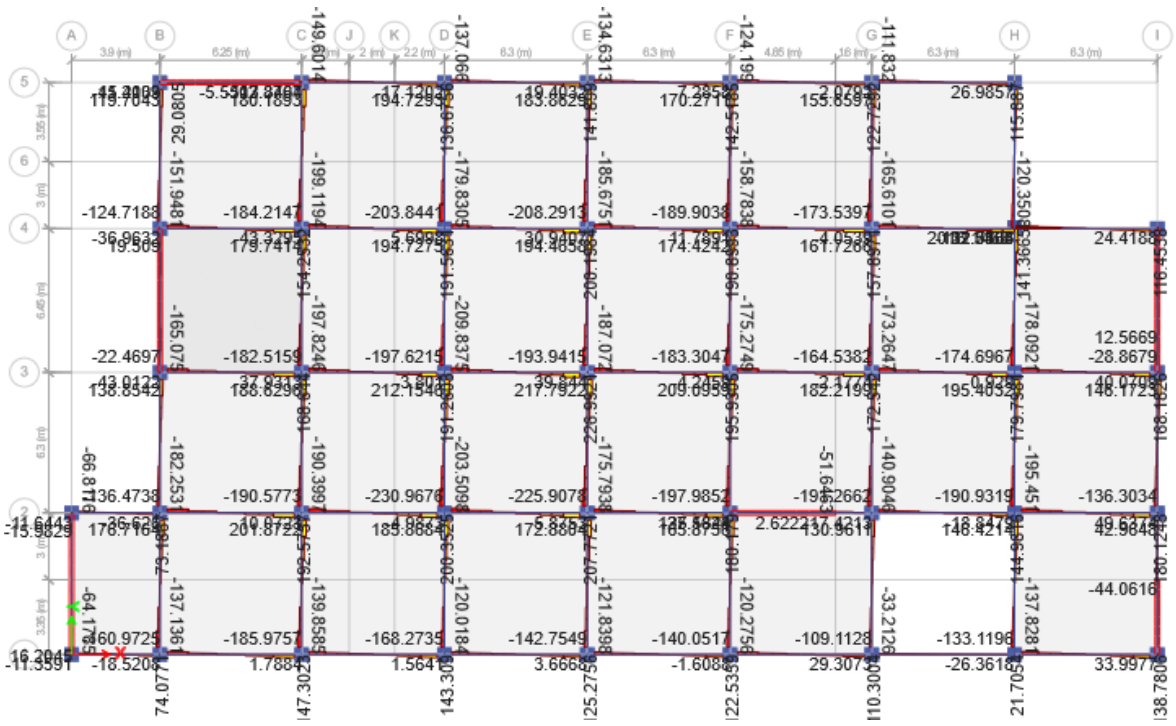


Figure 6 : effort tranchant a ELU au niveau du RDC.

4. Calcul des dalles

Sollicitations de calcul des dalles a ELU :

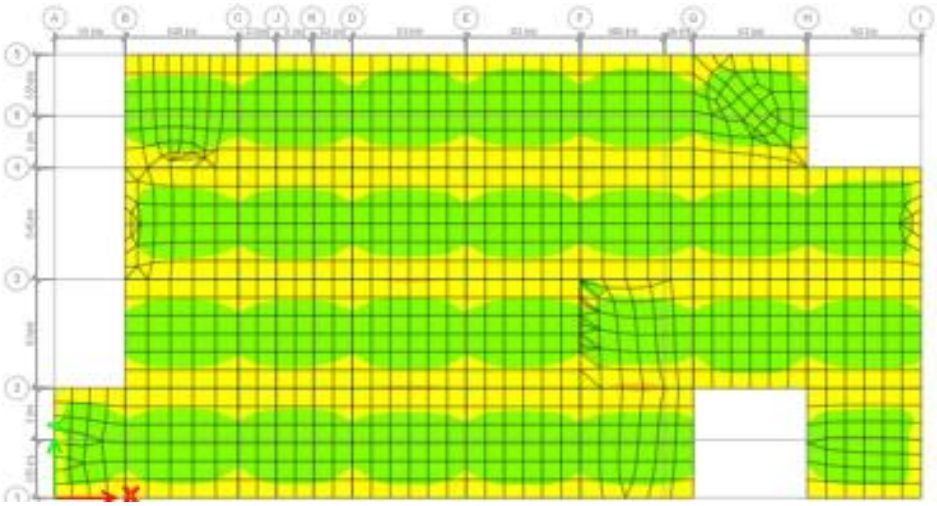


Figure 7 : le moment M_{22} a ELU au niveau du RDC.

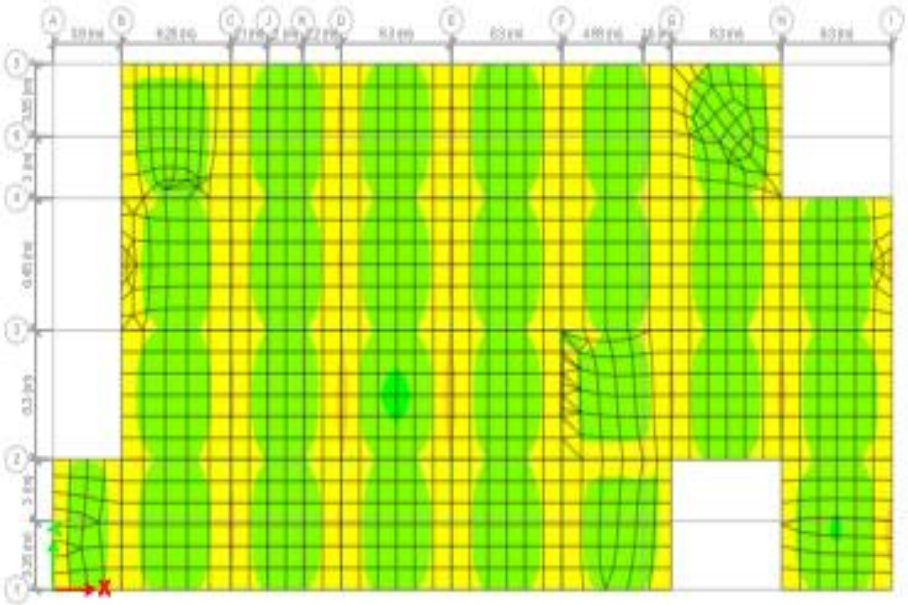
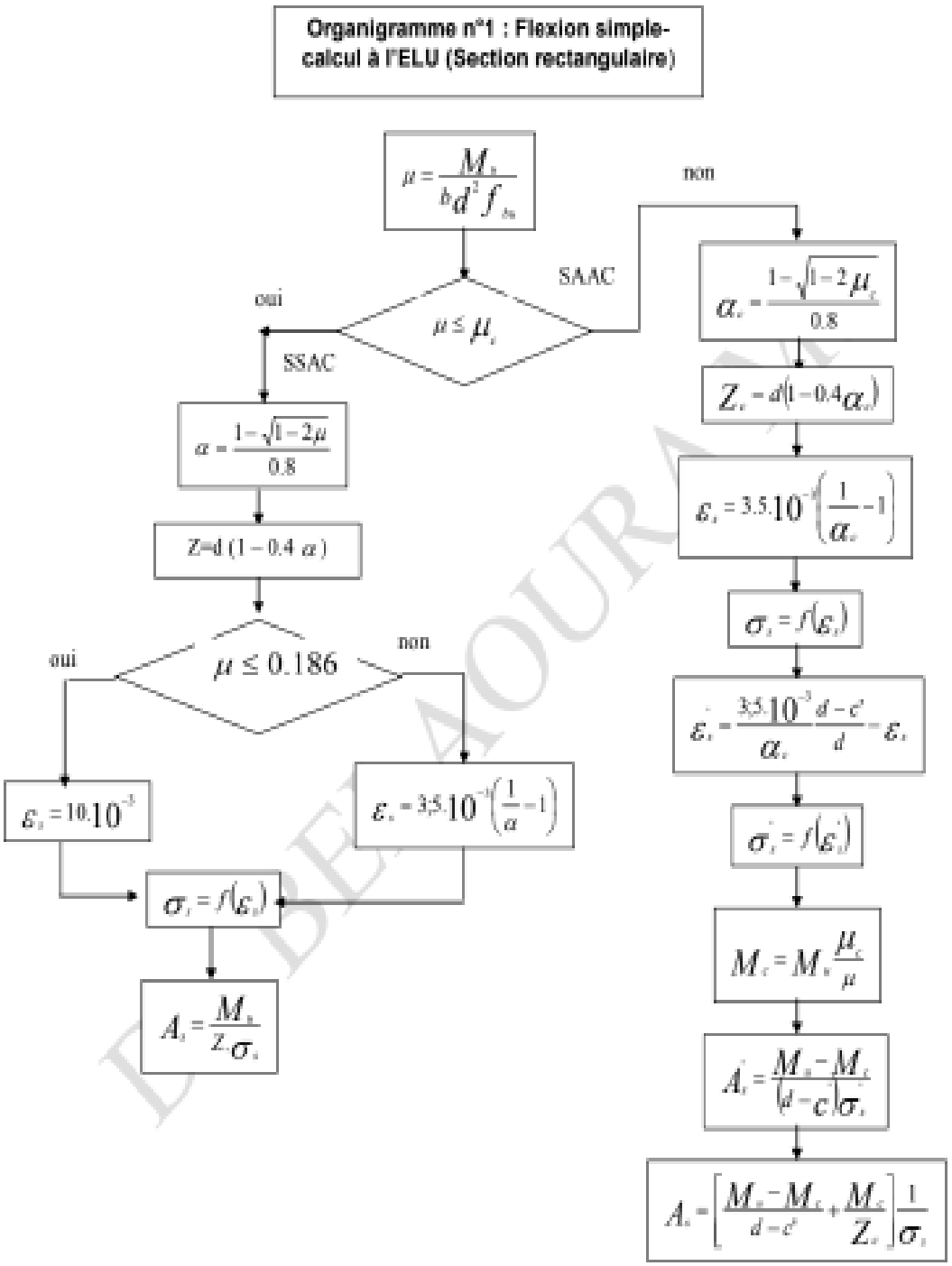
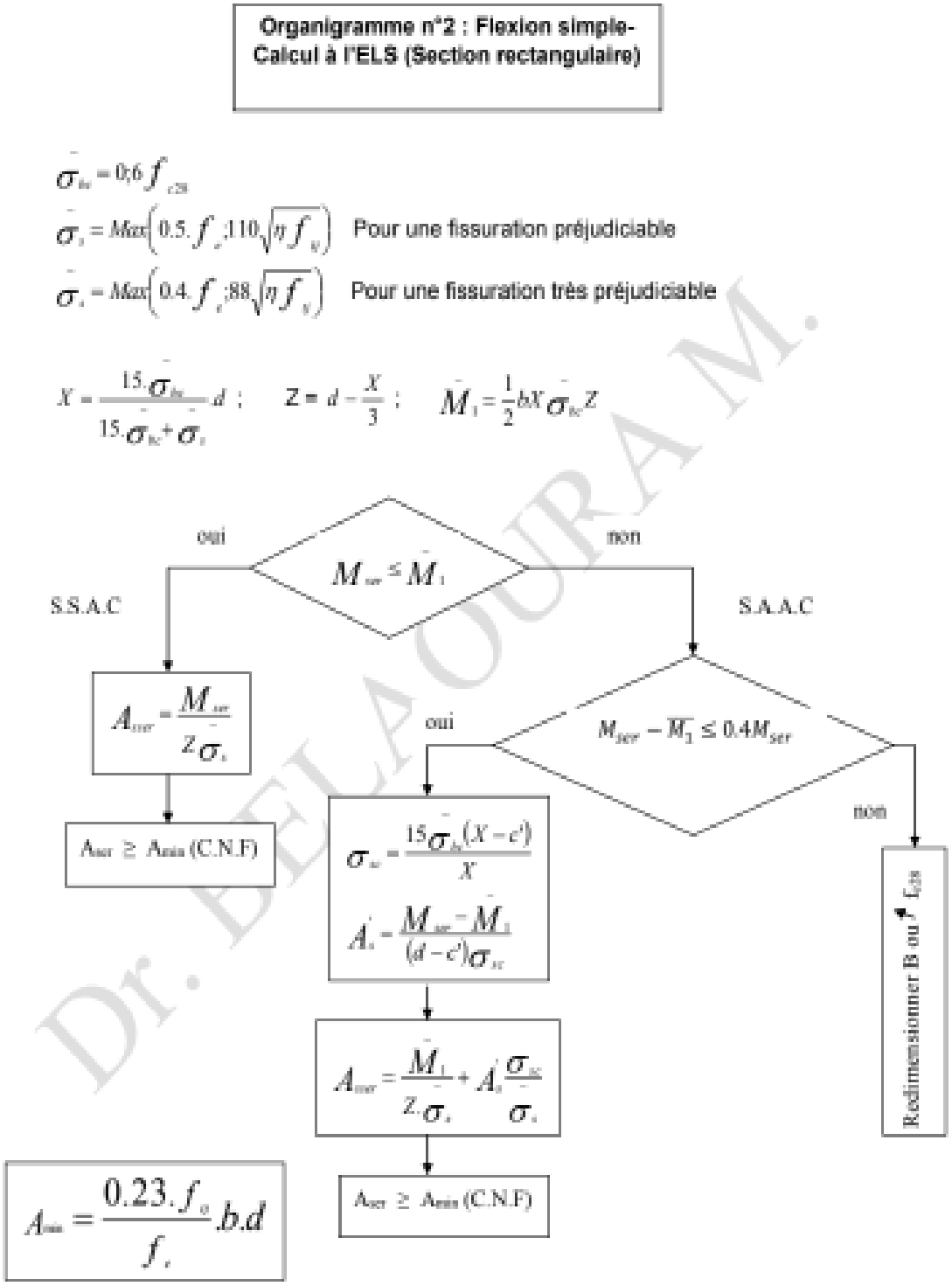


Figure 8 : le moment M_{11} a ELU au niveau du RDC.

5. L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion simple a ELU :

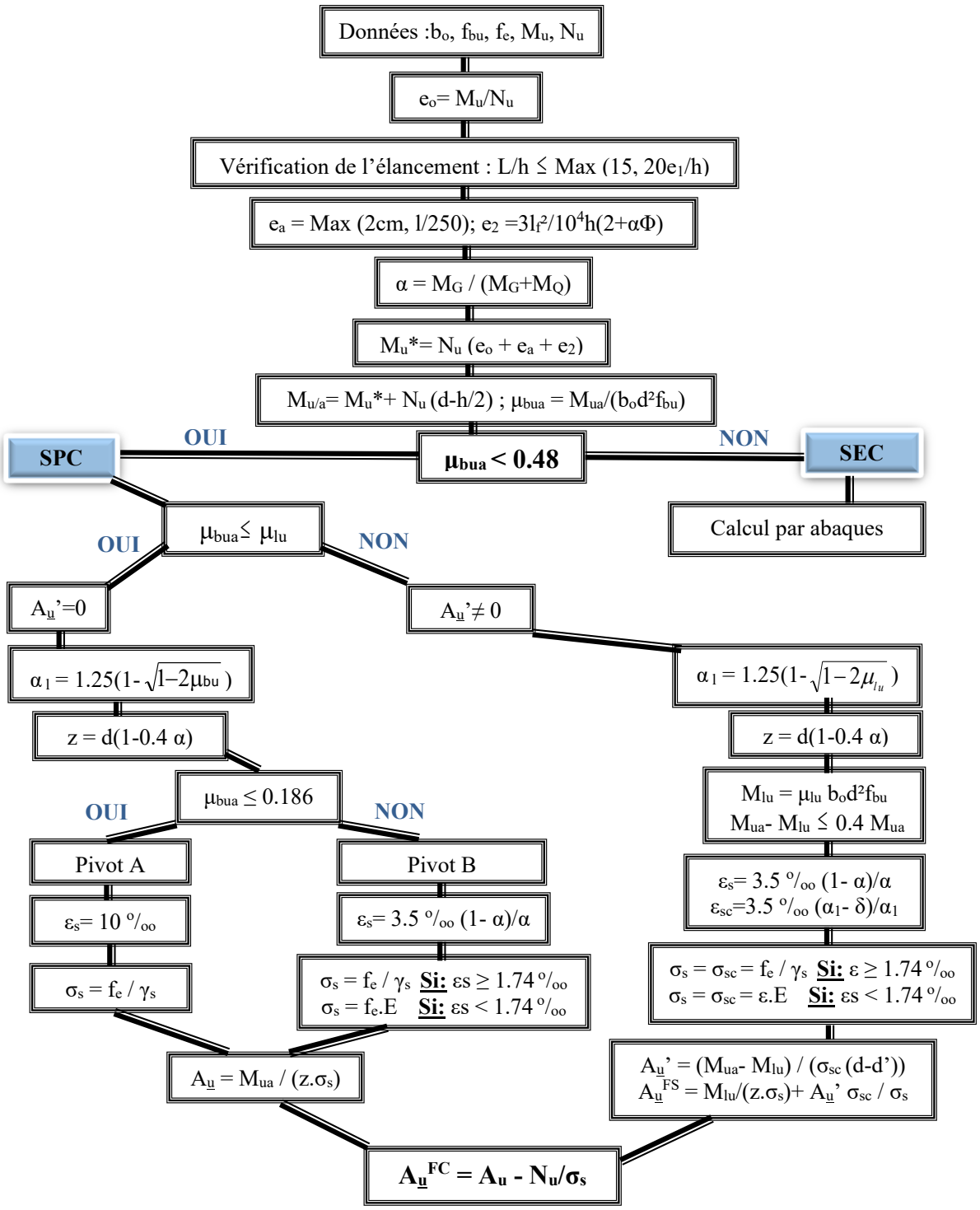


6. L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion simple à ELS :



Dr. BELAOURA M.

7. **L'organigramme suivant montre le cheminement de calcul pour la flexion composée :**



ANNEXE E :
ETUDE DE DURABILITE

1. Les catégories d'impact ReCiPe 2016 -midpoint-

Tableau 05 : Catégories d'impacts - Méthode ReCiPe 2016[22]

Catégorie d'impact (Midpoint)	Unité typique
Acidification	Mole H^+ éq
Climate change (Changement climatique)	kg CO_2 éq
Freshwater ecotoxicity (Ecotoxicité en eau douce)	CTUe
Freshwater eutrophication (Eutrophisation d'eau douce)	kg P éq
Human toxicity – carcinogenics (Toxicité humaine – cancérogène)	CTUh (Comparative Toxic Unit for humans)
Human toxicity – non carcinogenics (Toxicité humaine - non cancérogène)	CTUh
Ionizing radiation – ecosystems (Rayonnements ionisants – écosystèmes)	CTUe Comparative Toxic Unit for ecosystems)
Ionizing radiation – human health (Rayonnement ionisant - santé humaine)	kg U235 éq
Land use (Utilisation des terres)	kg SOC (Stock of Organic Carbon)
Marine eutrophication (Eutrophisation marine)	kg N éq
Ozone depletion (Appauvrissement de l'ozone)	kg CFC-11 éq
Particulate matter (Matières particulaires)	kg $PM_{2.5}$ éq
Photochemical ozone formation (Formation d'ozone photochimique)	kg C_2H_4 éq
Resource depletion – minerals, fossils, renewables	kg Sb éq (antimoine)
Resource depletion – water	m^3
Terrestrial eutrophication (Eutrophisation terrestre)	Mole N éq

2. Exemple d'application et démarche méthodologique sous OpenLCA

- La première étape est l'importation de la base de données associée Ecoinvent (cut-off) ainsi que de la base de données complémentaire Ecoinvent – LCA Methods.

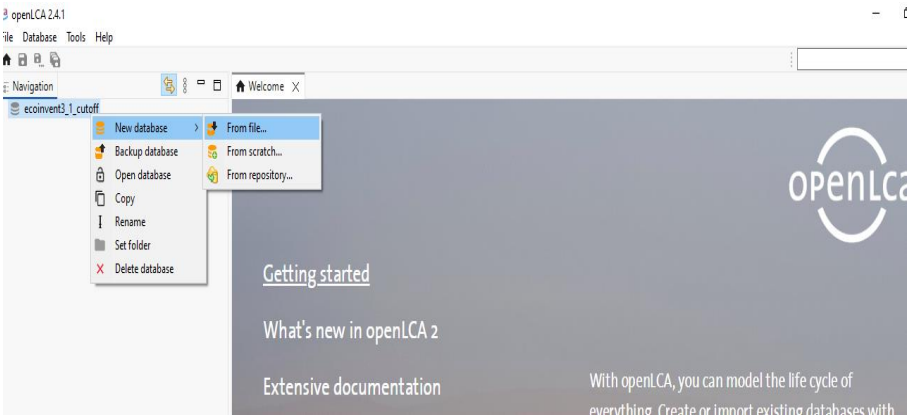


Figure 10 : importations des data bases dans logiciel OpenLCA 2.4.1

- La deuxième étape est la création d'une nouvelle catégorie de processus relatives à la production de **ciment 1**

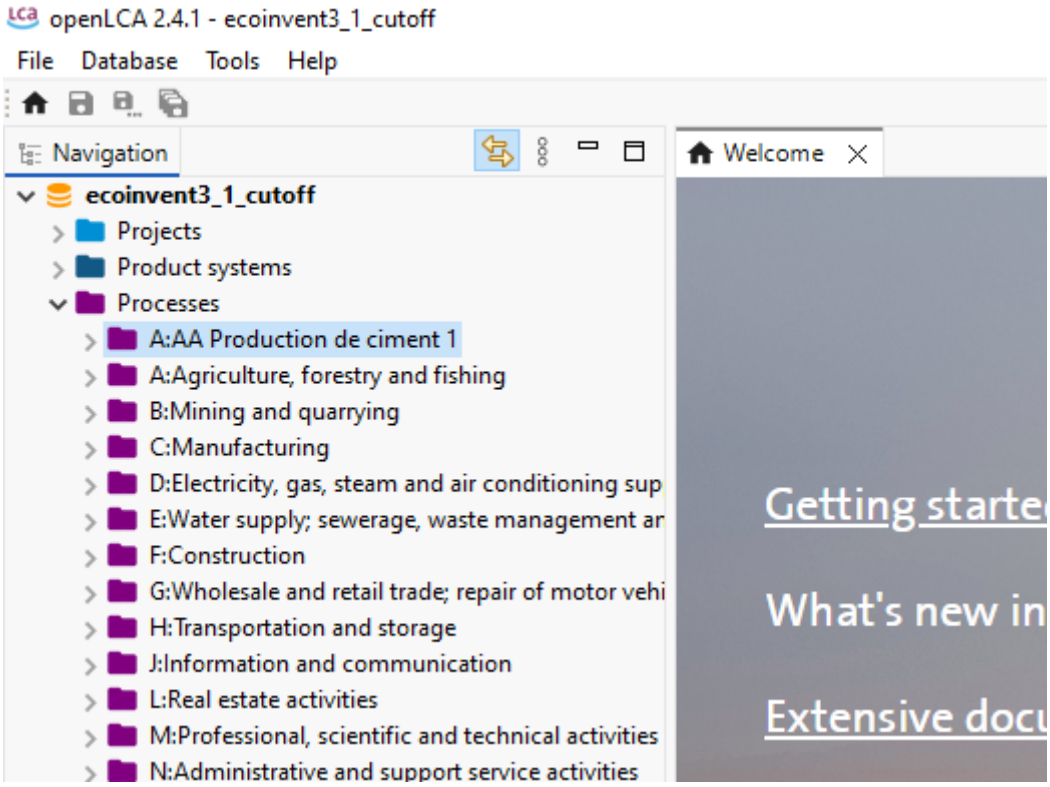


Figure 11:la création d'une catégorie de processus (production ciment 1)

- Ensuite, On effectue un processus relatif à chaque opération de production de ciment 1

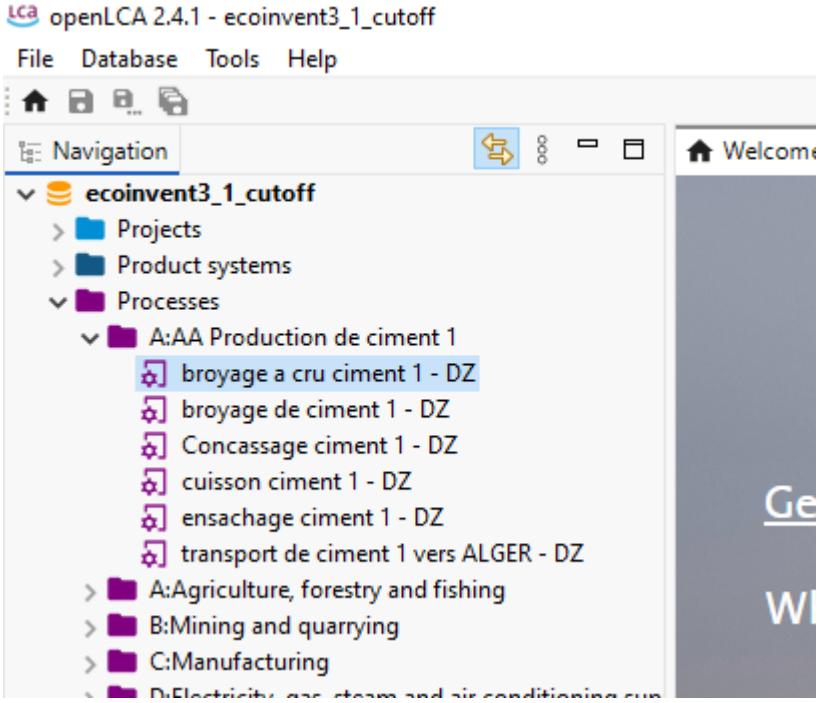


Figure 12 : les processus relatifs à chaque étape de production de ciment 1

- Chaque processus a été modélisé dans OpenLCA avec ses inputs et outputs spécifiques

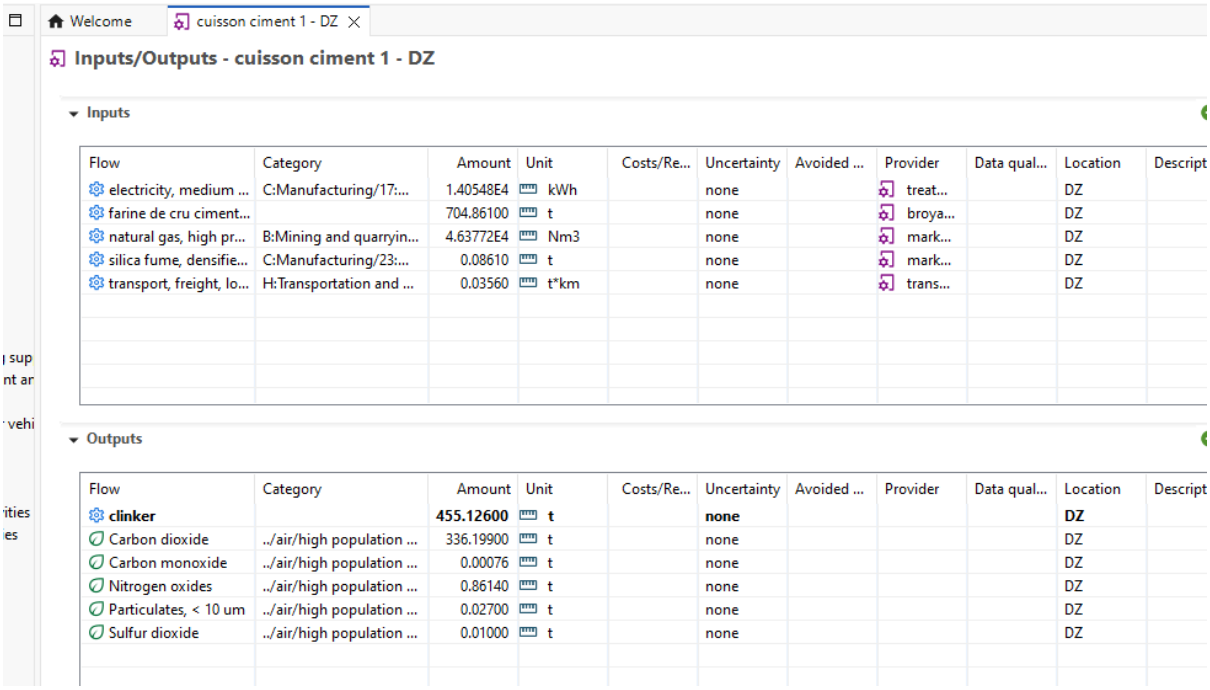


Figure 13 : inputs et outputs spécifiques aux opération cuisson (ciment 1)

- L'étape suivante consiste à créer un Product System pour chaque processus, afin de relier automatiquement les processus en amont.

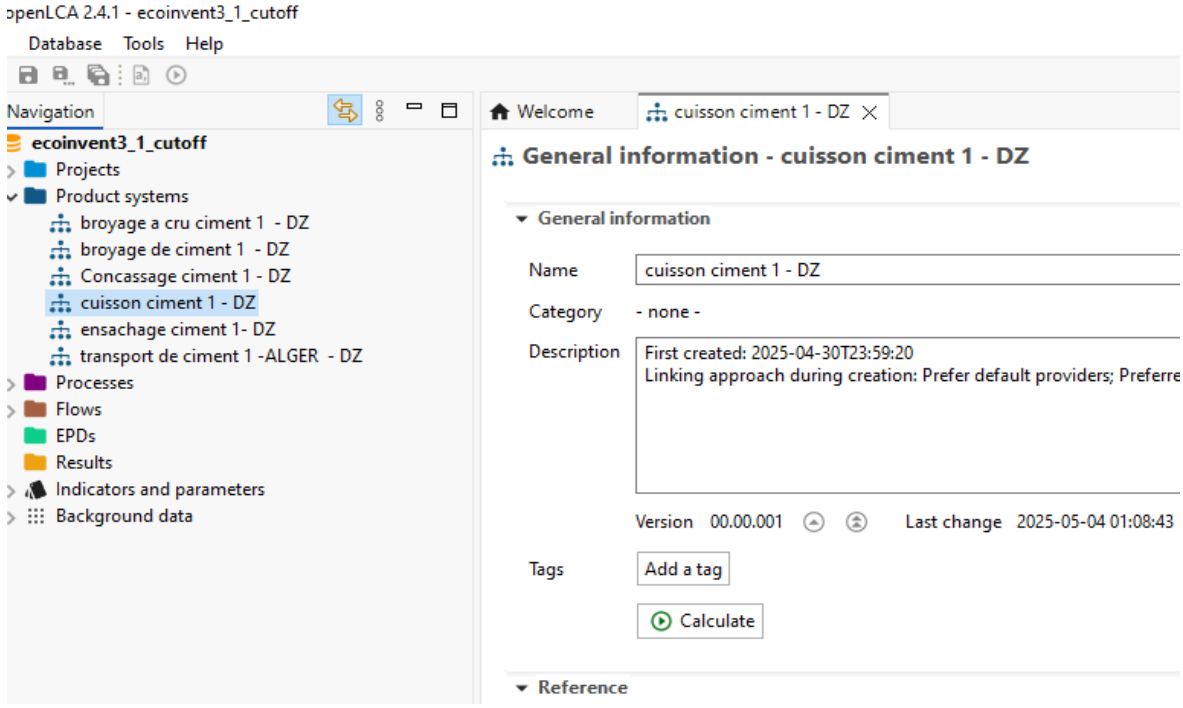


Figure 14 : les product système relatifs à la production de ciment 1

- Pour vérifier la coordination entre les éléments dans un product system liée à chaque phase de cycle de vie, il faut passer au modèle graph et vérifier le schéma représenté.

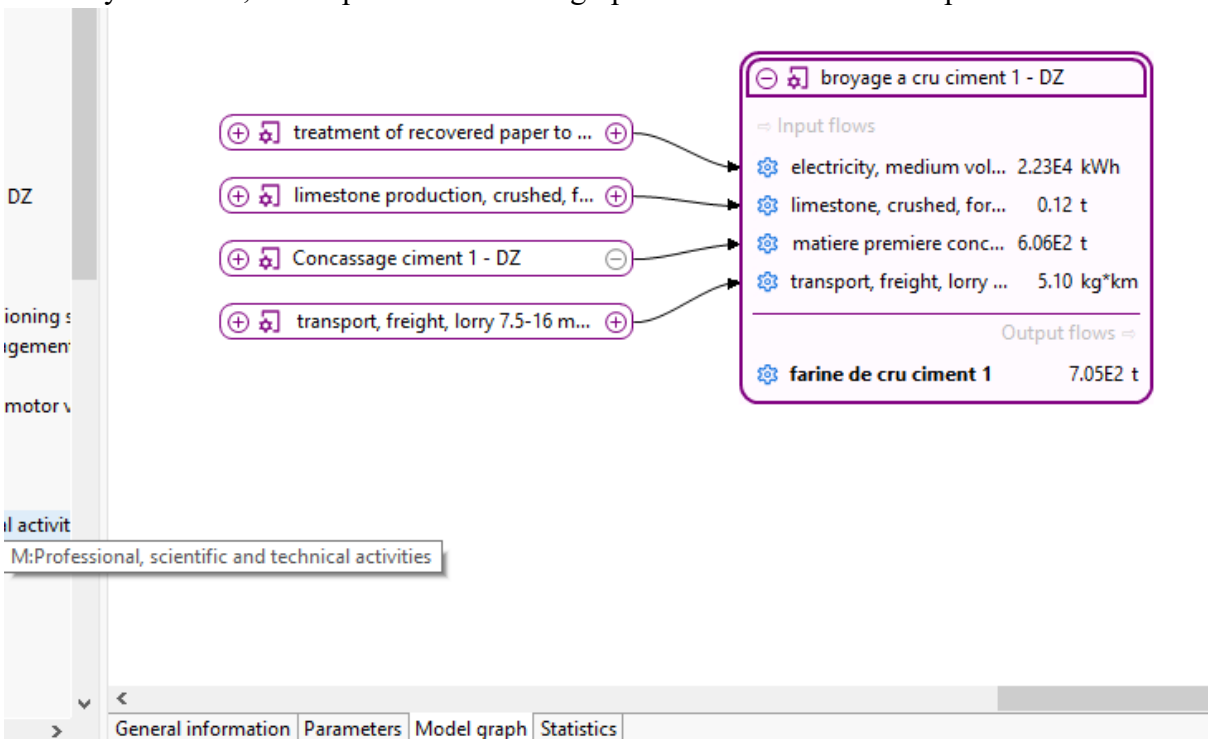


Figure 15 : le modèle graphe de product system (opération de broyage a crue)

- La dernière étape consiste à créer un project system qui regroupe tous les product systems des différentes opérations relatives à la production de ciment.

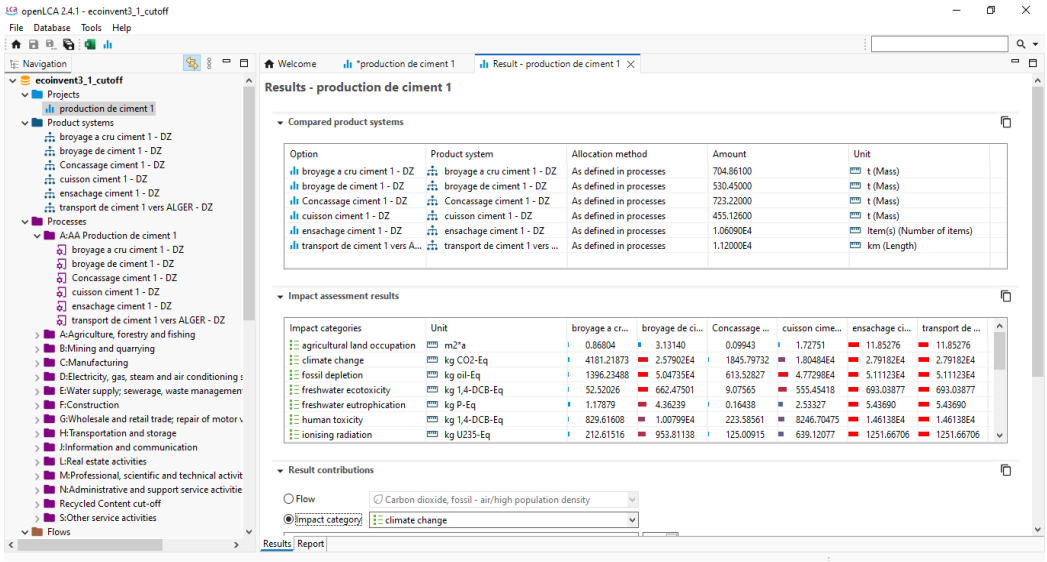


Figure 15 : project system (production de ciment 1)

- L'analyse dans OpenLCA présente les différents résultats liés aux impacts environnementaux du project system, permettant d'évaluer l'ensemble du cycle de production du ciment. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux, de graphes ou de diagrammes radar, selon les options choisies.