République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال 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 : Infrastructures de Base

Thème

Étude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol à usage d'habitation intégrant une analyse comparative durable des techniques de confortement face à l'impact climatique par ACV.

Présenté par :
BOUNEKTA Aya
HAMMOUDI Lina

Encadré par :
Mr. ANNAD Mohamed
Mme. LARBI Selma

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

REMERCIMENTS

Avant tout, nous rendons grâce à Allah le Tout-Puissant pour nous avoir accordé la force, la patience, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant, **Monsieur ANNAD Mohamed**, pour son accompagnement constant, sa disponibilité, sa patience et la confiance qu'il nous a témoignée tout au long de cette aventure. Ses précieux conseils, son expertise ainsi que son soutien indéfectible. Nous le remercions sincèrement d'avoir toujours répondu à nos interrogations et d'avoir cru en nos capacités.

Nos remerciements s'adressent également à notre CO-encadrante, **Madame LARBI Selma**, pour son soutien, son implication tout au long de ce travail. Nous lui sommes reconnaissants pour ses encouragements, ses conseils avisés et l'attention qu'elle a portée à notre progression.

Nous tenons également à remercier chaleureusement l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, qui ont contribué à notre formation académique. La qualité de leur enseignement, leur dévouement et les connaissances qu'ils nous ont transmises ont constitué les fondements de notre parcours. Nous adressons également notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à notre apprentissage et à notre développement tout au long de ces années d'études.

Nos sincères remerciements vont également aux ingénieurs du **Centre National d'Ingénierie de Construction (CNIC)** pour leur accueil, leur professionnalisme ainsi que la richesse des échanges techniques que nous avons eus avec eux. Leur contribution a apporté une réelle valeur ajoutée à ce travail et a grandement enrichi notre expérience.

Enfin, nous avons une pensée particulière pour nos camarades de promotion, avec qui nous avons partagé des années riches en apprentissage, en défis, en entraide et en souvenirs inoubliables.

DÉDICACE

À la mémoire de mon cher oncle, **HAMMOUDI HALIM**, qui nous a quittés,
Ton départ a laissé un grand vide, mais ton souvenir reste vivant dans mon cœur et dans ma mémoire. Tu resteras à jamais une source d'amour, de respect et d'inspiration.
Plus les années passent, plus je réalise à quel point j'ai eu de la chance de t'avoir dans ma vie.
Que Dieu t'accorde Sa miséricorde et t'accueille dans Son vaste paradis.

À ma très chère mère, **HASBELLAOUI BESMA**, aucune dédicace ne saurait exprimer l'immense respect, l'amour profond et la gratitude infinie que je te porte. Merci pour tes sacrifices, ta patience, tes prières et ton soutien qui m'ont accompagnée à chaque étape de ma vie.
Tu as toujours été ma force, mon refuge et ma plus grande source d'encouragement. Si j'arrive aujourd'hui à accomplir ce travail, c'est grâce à ton amour et à tout ce que tu as fait pour moi.

À mon très cher père, **RAFIK**, pour ton amour discret, tes efforts constants et tout ce que tu as toujours fait pour me voir réussir, je t'adresse ma profonde reconnaissance.
Merci pour ta présence rassurante, pour tes encouragements et pour la confiance que tu as toujours placée en moi. Tu as été pour moi un appui solide, une force silencieuse et un exemple de courage et de persévérance.

À ma très chère grand-mère **Mima**, à mes tantes, à mes oncles, à mes sœurs **MALIA** et **AMEL**, à mes cousines **AMINA**, **CHIRAZ** et **SIRINE**, ainsi qu'à mes cousins **MOUNIR** et **SAMY**. Merci d'avoir toujours été là, chacun à votre manière, par un mot, un sourire, une présence ou une attention. Votre affection et votre place dans ma vie comptent énormément pour moi.

À ma très chère amie **BOUNEKTA AYA**, merci pour ta présence, ta patience et ton soutien tout au long de ce parcours que nous avons partagé ensemble. Merci pour les moments de stress et de fatigue, mais aussi pour les rires, les encouragements et la force que tu m'as apportée.
Cette aventure n'aurait pas eu la même valeur sans toi. Je suis reconnaissante de t'avoir eue à mes côtés. Merci d'avoir été là dans les bons comme dans les mauvais moments, de m'avoir comprise, soutenue et encouragée avec toute la sincérité qui te caractérise.
Ton amitié est l'un des plus beaux cadeaux que ce parcours m'ait offert. Je te souhaite tout le bonheur du monde, beaucoup de réussite, et que Dieu éclaire ton chemin et réalise tous tes rêves, comme tu le mérites.

Mes remerciements vont également à mes amis, pour tous les souvenirs partagés, les discussions, les sourires et les moments qui ont rendu ce parcours plus doux : **TEMANI NOUR EL HOUDA**, **LAHMAR LYDIA**, **AROUCHE HOCINE NOUFEL**, **HAMIDI SAMAH**, **TOUATI IKRAM** et **SAKHRI ANISSA**. Votre présence a apporté beaucoup de joie et de réconfort à cette étape importante de ma vie.

HAMMOUDI LINA

DÉDICACE

À la femme extraordinaire qu'est ma mère, **ATAMNA ZOHRA**, à qui je dois chacune de mes réussites, Il n'existe pas assez de mots au monde pour exprimer toute la gratitude et tout l'amour que j'ai pour toi. Ton amour inconditionnel et ton soutien tout au long de ma vie ont été la seule constante dans un monde en perpétuel changement.

Tes sacrifices silencieux, tes prières tard dans la nuit, tes longues années de travail acharné… merci pour tout cela. Merci d'avoir toujours été là lorsque j'avais besoin de toi, d'avoir été mon premier et plus grand soutien, d'avoir tant sacrifié pour moi et de n'avoir jamais douté de moi.

À mon cher père, **ZERROUG**, Ton amour et tes encouragements m'ont donné la force de poursuivre mes rêves et de suivre mes passions sans avoir à me soucier de quoi que ce soit d'autre. Merci d'avoir été mon premier héro et la force silencieuse qui m'a portée tout au long de ma vie.

À ma grande famille, à ma grand-mère, à mes oncles **AÏSSA** et **MOHAMMED**, à ma tante **FARIDA**, à mon frère **ZAKARIA**, ainsi qu'à mes cousines **OUMNIA**, **RYMA**, **RACHA** et **MALAK**, Pour votre présence constante à mes côtés, votre soutien indéfectible et la confiance que vous avez toujours placée en moi et en mes capacités. Pour le fait de m'avoir toujours gardée dans vos pensées et vos prières, ainsi que pour vos encouragements continus tout au long de mon parcours.

À ma très chère amie et partenaire de travail, **HAMMOUDI LINA**, Je n'ai jamais connu une amitié aussi facile à préserver que la nôtre. Je serai toujours fière des personnes que nous sommes devenues et du chemin que nous avons parcouru ensemble. Merci d'avoir été mon amie et d'être restée à mes côtés depuis le premier jour. J'apprécie profondément tout ce que tu fais pour moi ainsi que tout le soutien que tu m'as apporté tout au long de ce parcours. Je te souhaite tout l'amour, le bonheur et la réussite que la vie peut offrir, car tu les mérites pleinement.

Mes remerciements vont également à mes amis, avec qui j'ai partagé les efforts, les ambitions, les moments inoubliables, les rires, les joies ainsi que les périodes plus difficiles tout au long de notre parcours : **TEMANI NOUR EL HOUDA**, **LAHMAR LYDIA**, **AROUCHE HOCINE NOUFEL**, **HAMIDI SAMAH**, **TOUATI IKRAM** et **SAKHRI ANISSA**. Votre présence a rendu cette aventure plus agréable et cette expérience inoubliable. Les souvenirs que nous avons construits ensemble resteront à jamais gravés dans ma mémoire.

BOUNEKTA AYA

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة مبنى سكني من **الخرسانة المسلحة** من نوع **R+9مع طابق سفلي**، يقع بدار البيضاء – باب الزوار، بولاية الجزائر. ويهدف هذا العمل إلى تحقيق هدفين أساسيين: من جهة، إنجاز **الدراسة الإنشائية** للمنشأ وفقًا للأنظمة والمعايير المعمول بها، لا سيما **RPA 2024**؛ ومن جهة أخرى، تحديد طريقة **التدعيم** الأنسب من خلال **تحليل دورة الحياة**، بهدف تقييم مختلف حلول **التقوية** من الناحية البيئية والإيكولوجية.

تبدأ الدراسة بعرض عام للمنشأ وخصائصه المعمارية والإنشائية، بالإضافة إلى **فرضيات الحساب** المعتمدة. كما تشمل الدراسة **التقدير الأولي للأبعاد، التصميم** و**التحقق** من **العناصر الحاملة** الرئيسية، مع الأخذ بعين الاعتبار متطلبات **المقاومة، الاستقرار** و**السلامة الزلزالية.**

بعد ذلك، يتناول العمل تأثير الظروف المناخية على **ديمومة** المنشأ، خاصة من خلال ظاهرة **تآكل حديد التسليح** .إذ يمكن أن يؤدي هذا التدهور إلى إضعاف عناصر **الخرسانة المسلحة** وتقليل الأداء العام للمبنى. ومن أجل تقييم هذا التأثير، تم إجراء **تحليل Pushover** للمقارنة بين سلوك المنشأ في حالته السليمة وسلوكه بعد التدهور.

وفي الأخير، تمت دراسة حلّين من حلول **التدعيم الإنشائي**، وهما **:التغليف بالخرسانة المسلحة**، والتدعيم بواسطة **البوليمرات المسلحة بألياف الكربون**، المعروفة اختصارًا بـ **.PRFC**وقد تمت مقارنة هاتين التقنيتين من خلال **تحليل دورة الحياة** من أجل تحديد الحل الأنسب، مع الجمع بين **الفعالية الإنشائية، الديمومة** و**تقليل الأثر البيئي.**

الكلمات المفتاحية :الخرسانة المسلحة؛ مبنى R+9 مع طابق سفلي؛ RPA 2024؛ الدراسة الإنشائية؛ السلامة الزلزالية؛ تآكل حديد التسليح؛ تحليلPushover ؛ التدعيم الإنشائي؛ التغليف بالخرسانة المسلحة؛ PRFC؛ تحليل دورة الحياة؛ الأثر البيئي.

Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment résidentiel en **béton armé** de type **R+9 avec sous-sol**, situé à Dar El Beïda – Bab Ezzouar, dans la wilaya d'Alger. L'objectif principal de ce travail est double : d'une part, réaliser l'**étude structurale** de l'ouvrage conformément aux règlements en vigueur, notamment le **RPA 2024** ; d'autre part, identifier la méthode de **renforcement** la plus adéquate à travers une **Analyse du Cycle de Vie**, afin d'évaluer les différentes solutions de **confortement** d'un point de vue environnemental et écologique.

L'étude commence par la présentation de l'ouvrage, de ses caractéristiques architecturales et structurales, ainsi que des **hypothèses de calcul** adoptées. Elle comprend ensuite le **prédimensionnement**, le **dimensionnement** et la vérification des principaux **éléments porteurs**, tout en tenant compte des exigences de **résistance**, de **stabilité** et de **sécurité sismique**.

Par la suite, le travail s'intéresse à l'impact des conditions climatiques sur la **durabilité** de la structure, notamment à travers le phénomène de **corrosion des armatures**. Cette dégradation peut affaiblir les éléments en béton armé et réduire les performances globales du bâtiment. Afin d'évaluer cet effet, une **analyse Pushover** est réalisée pour comparer le comportement de la structure saine avec celui de la structure dégradée.

Enfin, deux solutions de renforcement sont étudiées : le **chemisage en béton armé** et le renforcement par **Polymères Renforcés de Fibres de Carbone**, appelés **PRFC**. Ces techniques sont comparées à travers une **Analyse du Cycle de Vie** afin de déterminer la solution la plus adaptée, en conciliant **efficacité structurale**, **durabilité** et **réduction de l'impact environnemental**.

Mots-clés : Béton armé ; Bâtiment R+9 avec sous-sol ; RPA 2024 ; Étude structurale ; Sécurité sismique ; Corrosion des armatures ; Analyse Pushover ; Renforcement structural ; Chemisage en béton armé ; PRFC ; Analyse du Cycle de Vie ; Impact environnemental.

Abstract

This final year project focuses on the study of a **reinforced concrete** residential building of type **R+9 with basement**, located in Dar El Beïda – Bab Ezzouar, in the province of Algiers. The main objective of this work is twofold: first, to carry out the **structural study** of the building in accordance with the regulations in force, particularly the **RPA 2024**; and second, to identify the most appropriate **strengthening** method through a **Life Cycle Assessment**, in order to evaluate the different **strengthening solutions** from an environmental and ecological perspective.

The study begins with a presentation of the building, its architectural and structural characteristics, as well as the adopted **design assumptions**. It then includes the **preliminary sizing**, **design** and **verification** of the main **load-bearing elements**, while taking into account the requirements of **strength**, **stability** and **seismic safety**.

The work then focuses on the impact of climatic conditions on the **durability** of the structure, particularly through the phenomenon of **reinforcement corrosion**. This deterioration can weaken **reinforced concrete** elements and reduce the overall performance of the building. In order to assess this effect, a **Pushover analysis** is carried out to compare the behavior of the healthy structure with that of the deteriorated structure.

Finally, two **structural strengthening** solutions are studied: **reinforced concrete jacketing** and strengthening using **Carbon Fiber Reinforced Polymers**, known as **CFRP**. These techniques are compared through a **Life Cycle Assessment** in order to determine the most suitable solution, by combining **structural efficiency**, **durability** and **reduction of environmental impact**.

Keywords: Reinforced concrete**;** R+9 building with basement**;** RPA 2024**;** Structural study**;** Seismic safety**;** Reinforcement corrosion**;** Pushover analysis**;** Structural strengthening**;** Reinforced concrete jacketing**;** CFRP**;** Life Cycle Assessment**;** Environmental impact**.**

SOMMAIRE

VOLET 01

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

I.1. INTRODUCTION 26
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE 26
I.3. CARACTÉRISTIQUES ARCHITECTURALES 26
I.3.1. Dimensions en plan 26
I.3.2. Dimensions en élévation 26
I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 29
I.4.1. Béton 29
I.4.1.1. Résistance du béton 29
I.4.1.2. Déformations longitudinales instantanées 29
I.4.1.3. Coefficient de poisson 30
I.4.1.4. Les contraintes limites de calcul 30
I.4.2. L'acier 31
I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier 31
I.4.2.2 Contrainte limite de l'acier 31
I.5. REGLEMENTS UTILISES 32
I.6. DESCENTE DES CHARGES 32
I.7.1. Plancher courant (Dalle pleine) 32
I.7.3. Plancher Sous-Sol (Usage commercial) 34
I.7.4. Acrotère 34
I.7.5. Maçonnerie 34
I.7.6. Balcon en dalle pleine 34
I.7.7. Les escaliers 35
I.7.7.1. Palier 35
I.7.7.2. Paillasse 35
I.7. JUSTIFICATION DES DIMENSIONS DES ELEMENTS 35
I.8.1. Justification de la section des poutres (30x40) cm² 35
I.8.2. Justification de l'épaisseur du plancher dalle pleine 36
I.8.3. Justification des dimensions des voiles de contreventement 37
I.8.4. Justification des escaliers 38
I.8. CONCLUSION 38

CHAPITRE II : ÉTUDE SISMIQUE SUIVANT RPA 2024.

II.1. INTRODUCTION 40
II.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE 40
II.3. CONCEPTION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE 40
II.4.1. Classification selon la zone sismique 42
II.4.2. Classification selon le site 43
II.4.3. Classification selon l'importance 43
II.4.4. Classification de la structure selon la configuration 43
II.4.4.1. Régularité en plan 43
II.4.4.2. Régularité en élévation 45
II.4.5. Classification des systèmes de contreventement 46
II.5. CARACTERISTIQUES SISMIQUES DE LA STRUCTURE SELON RPA 2024 46
II.5.1. Coefficient de comportement R 46
II.5.2. Facteur de qualité Q_F 47
II.6. MÉTHODES DE CALCUL 48
II.6.1. La méthode statique équivalente 48
II.6.1.1. Estimation de la période fondamentale de la structure 49
II.6.1.2. La force sismique totale 50
II.6.1.4. Calcul de la force sismique 52
II.6.2. Méthode d'analyse modal spectrale 52
II.6.2.1. Vérification du taux de participation modale 53
II.6.2.2. Vérification de l'effort tranchant à la base 53
II.7. LES COMBINAISONS D'ACTIONS 54
II.8. JUSTIFICATION DE LA SECURITE 55
II.8.1. Justification de l'effort normal réduit 55
II.8.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble 55
II.8.3. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages 57
II.8.3.1. Justification de limitation des dommages 57
II.8.3.2. Justification de non-effondrement 58
II.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ 59
II.9. CONCLUSION 60

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES.

III.1. INTRODUCTION 62
III.2. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES 62
III.2.1. Acrotère 62
III.2.1.1. Évaluation des charges et surcharges 62
III.2.1.2. Calcul des sollicitations 63
III.2.1.3. Calcul du ferraillage 63
III.2.1.4. Vérification à l'ELU 64
III.2.1.5. Vérification à l'ELS 64
III.2.2. Les escaliers 66
III.2.2.1. Évaluation des charges et surcharges 66
III.2.2.2. Calcul du ferraillage 67
III.2.2.3. Vérification à l'ELU 68
III.2.2.4. Vérification à l'ELS 69
III.3. ÉTUDE DES POUTRES 69
III.3.1. Les recommandations de ferraillage de l'RPA 2024 69
III.3.2. Les sollicitations de calcul des poutres 71
III.3.3. Exemple de ferraillage d'une poutre 71
III.3.4. Ferraillage d'autres poutres avec SOCOTEC 74
III.4. ETUDE DES DALLES 76
III.5. ÉTUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT 77
III.6. CONCLUSION 86

VOLET 02

CHAPITRE IV : IMPACT CLIMATIQUE ET DIAGNOSTIC DE VULNÉRABILITÉ

IV.1. INTRODUCTION 90
IV.2. PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS 90
IV.3. PRINCIPAUX FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX AFFECTANT LES STRUCTURES 91
IV.4. ÉVOLUTION DU CLIMAT DANS LE MONDE (GIEC) 92
IV.5. LES SCÉNARIOS D'ÉMISSION 93
IV.5.1. Les scenarios d'émissions du Rapport spécial SRES 94
IV.5.2. Les scenarios Representative Concentration Pathways RCP 94
IV.6. LES DIFFÉRENTES BASES DE DONNÉES CLIMATIQUES UTILISÉS 96

IV.7. JUSTIFICATION DU CHOIX DE BASE DE DONNÉES UTILISÉES 97
IV.8. EXPLICATION DES PARAMÈTRES DE SÉLECTION DES DONNÉES CORDEX 97
IV.8.1. Domaine 97
IV.8.2. Expérience 98
IV.8.3. Résolution horizontale 98
IV.8.4. Résolution temporelle 98
IV.8.5. Variables climatiques 99
IV.8.6. Modèle climatique global (GCM) 99
IV.8.7. Modèle climatique régional (RCM) 100
IV.8.8. Membre de l'ensemble 101
IV.8.9. Période temporelle 101
IV.9. CHOIX ET JUSTIFICATION DES PARAMÈTRES CORDEX 102
IV.10. METHODES DE CORRECTION DES BIAIS DANS LES DONNEES CLIMATIQUES 103
IV.10.1. Quantile Mapping (QM) 104
IV.10.2. Quantile Delta Mapping (QDM) 104
IV.10.3. Empirical Quantile Mapping (EQM) 105
IV.10.4. Multivariate Bias Correction (MBC) 105
IV.11. MÉCANISMES DE CORROSION ET IMAPCT DES FACTEURS CLIMATIQUES SUR LEUR ÉVOLUTION 105
IV.11.1. Mécanisme de la corrosion initiée par les chlorures 106
IV.11.2. Mécanisme de la corrosion initiée par la carbonatation 107
IV.12. ANALYSE DU TAUX DE CORROSION DES ARMATURES EN BÉTON ARMÉ 109
IV.12.1. Phase 1 : Initiation (temps avant corrosion) 109
IV.12.1.1. Méthode des facteurs partiels pour la corrosion induite par la carbonatation pour béton non fissuré 109
IV.12.1.2. Méthode complète de dimensionnement probabiliste pour la corrosion induite par les chlorures béton non fissuré 113
IV.12.2. Phase 2 : Propagation (Vitesse de Corrosion) 115
IV.12.3. Phase 3 : Dégradation et ruine de la structure 117
IV.13. ÉVALUATION DU TAUX DE CORROSION ET ANALYSE DES RÉSULTATS 119
IV.13.1. Étude de la phase d'initiation de la corrosion 119

IV.13.2. Étude de la phase de propagation de la corrosion 121
IV.13.3. Évaluation de la durée de vie de la structure 122
IV.14. CONCLUSION 122

CHAPITRE V : ÉTUDE DES STRATÉGIES DE CONFORTEMENT

V.1. INTRODUCTION 125
V.2. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ 126
V.2.1. Renforcement par chemisage 126
V.2.2. Renforcement par PRFC (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone) 129
V.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE PUSHOVER 134
V.3.1. Définition des mots clés 135
V.3.2. Niveaux de performance 136
V.3.3. Méthodes d'évaluation de la performance sismique par analyse pushover 137
V.4. DÉMARCHE D'ANALYSE DES MODÈLES CORRODÉS ET LE MODÈLE SEINE 139
V.5. RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER 140
V.5.1. Courbes de capacité 140
V.5.2. Le point de performance 142
V.5.3. Distribution des rotules plastiques 146
V.6. ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ DE RENFORCEMENT NÉCESSAIRE 148
V.6.1. Détermination de la perte de résistance 148
V.6.2. Dimensionnement et quantification des solutions de renforcement 150
V.6.2.1. Dimensionnement du chemisage 150
V.6.2.2. Dimensionnement du renforcement par PRFC 153
V.7. CONCLUSION 158

CHAPITRE VI :
MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE.

VI.1. INTRODUCTION 160
VI.2. CYCLE DE VIE D'UN BÂTIMENT 161
VI.3. DEFINITION DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 162
VI.4. LES OBJECTIFS DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 162
VI.5. LES MODÈLES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 163
VI.6. CADRE NORMATIVE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 164
VI.7. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE 165

VI.7.1. Étape 1 : Définition des objectifs et du champ d'étude 166
VI.7.2. Étape 2 : Inventaire de cycle de vie (ICV) 167
VI.7.3. Étape 3 : Evaluation des impacts 168
VI.7.4. Etape 4 : L'interprétation des résultats 169
VI.8. LES METHODES D'EVALUATION D'IMPACT DANS L'ACV 169
VI.8.1. Méthode RECiPE 2016 170
VI.8.2. Méthode CML 171
VI.8.3. Méthode IMPACT 2002+ 171
VI.8.4. Méthode Eco-indicateur 95 et 99 172
VI.9. LES BASES DE DONNEES 174
VI.10. LES LOGICIELS D'ANALYSE CYCLE DE VIE 174
VI.11. ACV COMPARATIVE DU CHEMISAGE ET DU RENFORCEMENT PAR PRFC 175
VI.11.1. Objectif et champ de l'étude 175
VI.11.2. Inventaire du Cycle de Vie (ICV) 176
VI.11.2.1 Inventaire pour le renforcement par chemisage en béton armé 176
VI.11.2.2 Inventaire de production de la fibre de carbone 176
VI.11.3. Outils et paramètres de modélisation 177
VI.11.4. Évaluation des impacts environnementaux 179
VI.12. RÉSULTATS DE L'ANALYSE COMPARATIVE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX 180
VI.12.1. Résultats des impacts environnementaux au niveau midpoint 180
VI.12.2. Résultats des impacts environnementaux au niveau endpoint 189
VI.13. CHOIX ET JUSTIFICATION DE LA MÉTHODE DE RENFORCEMENT RETENUE 191
VI.14. CONCLUSION……191

LISTE DES FIGURES

VOLET 01

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

Figure I.1 : Vue en élévation. 27
Figure I.2 : Vue en plan du niveau sous-sol. 27
Figure I.3 : Vue en plan du niveau RDC. 28
Figure I.4 : Vue en plan d'étage courant. 28
Figure I. 5 : Coupe constructive du plancher courant. 32
Figure I. 6 : Coupe constructive du plancher terrasse inaccessible. 33
Figure I. 7 : Coupe constructive du balcon. 34

CHAPITRE II : ÉTUDE SISMIQUE SUIVANT RPA 2024.

Figure I. 8 : Eléments composants d'un escalier. 35
Figure II.1 : Vue en 3D de la structure. 41
Figure II.2 : Disposition des voiles de l'étage courant. 41
Figure II.3 : Disposition des voiles de Rez-de-chaussée. 42
Figure II.4 : Disposition des voiles de sous-sol. 42
Figure II.5 : Limites des décrochements en plan selon RPA 2024. 45
Figure II.6 : Spectre de calcul S_{ad} horizontale. 52
Figure II.7 : Correction du spectre de réponse. 54

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES.

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère. 62
Figure III.2 : Schéma de ferraillage de l'acrotère. 65
Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier étudié. 66
Figure III.4 : La charge équivalente de l'escalier à ELU. 66
Figure III.5 : Schéma de ferraillage des poutres. 74
Figure III.6 : Eléments de rive pour les voiles. 79
Figure III.7 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant. 80

VOLET 02

CHAPITRE IV : IMPACT CLIMATIQUE ET DIAGNOSTIC DE VULNÉRABILITÉ

Figure IV.1 : Le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC/IPCC). 92
Figure IV.2 : Les rapports du GIEC (IPCC) sur le changement climatique (2014 et 2022). 93
Figure IV.3 : Évolution des trajectoires d'émissions de gaz à effet de serre selon les scénarios RCP.. 93
Figure IV.4: Évolution des concentrations équivalentes en CO_2 selon les différents scénarios. 95
Figure IV. 5 : Interface de sélection du paramètre « Domaine » dans CORDEX. 98

Figure IV. 6 : Interface de sélection du paramètre « Expérience » dans CORDEX. 98
Figure IV.7 : Interface de sélection du paramètre « Résolution horizontale » dans CORDEX. 98
Figure IV.8 : Interface de sélection du paramètre « Résolution temporelle » dans CORDEX.99
Figure IV. 9 : Interface de sélection du paramètre « Variable » dans CORDEX. 99
Figure IV.10 : Interface de sélection du paramètre « Modèle climatique global » dans CORDEX. 100
Figure IV.11 : Interface de sélection du paramètre « Modèle climatique régional » dans CORDEX. 100
Figure IV. 12 : Modélisation climatique globale et régionale.. 101
Figure IV. 13 : Interface de sélection du paramètre « Membre de l'ensemble » dans CORDEX. 101
Figure IV. 14 : Relation entre taux de corrosion et la température sous des conditions d'humidité relative variable. 106
Figure IV.15 : Relation entre taux de corrosion et l'humidité relative sous des conditions de température variable. 106
Figure IV. 16 : Mécanisme de la corrosion par piqûre sous l'effet des chlorures et de l'humidité 107
Figure IV. 17 : Processus de carbonatation. 107
Figure IV. 18 : Corrosion initiée par la carbonatation. 108
Figure IV. 19 : Phases de corrosion des armatures dans le béton. 109
Figure IV. 20 : Schema de la corrosion uniforme d'une barre d'acier. 118

CHAPITRE V : ÉTUDE DES STRATÉGIES DE CONFORTEMENT

Figure V.1: Principe du chemisage en béton armé 126
Figure V.2 : Constitution d'un matériau PRFC (fibres de carbone + résine polymère). 130
Figure V. 3 : Les bandes ou lamelles en PRFC. 131
Figure V. 4 : Les feuilles ou tissus en PRFC. 131
Figure V. 5 : Processus de fabrication des fibres de carbone à partir du précurseur PAN. .. 132
Figure V. 6 : Fibres de carbone unidirectionnelles. 133
Figure V. 7 : Fibres de carbone tissées (woven carbon fibres). 133
Figure V.8 : Approximation statique utilisée dans l'analyse Pushover. 135
Figure V. 9 : Représentation de la capacité structurale et de la demande sismique. 135
Figure V. 10 : Niveaux de performance décrits par une courbe pushover. 136
Figure V.11 : Représentation schématique de la procédure de la méthode du coefficient de déplacement. 138
Figure V.12 : Représentation de la méthode du spectre de capacité 139
Figure V. 13 : Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale – déplacement spectral). 143
Figure V.14 : Configuration du renforcement par chemisage du voile. 151
Figure V.15 : Schéma de renforcement par PRFC. 154
Figure V.16 : Variables dimensionnelles utilisées pour le renforcement au cisaillement par PRFC 156

CHAPITRE VI :
MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE.

Figure VI. 1 : Rapport du PNUE Bâtiments et construction état mondial et émissions. 160
Figure VI.2 : Contribution du secteur du bâtiment et de la construction aux émissions mondiales de CO_2. 160
Figure VI.3 : Les différentes phases du cycle de vie d'un bâtiment, depuis la production des matériaux jusqu'à la fin de vie. 161
Figure VI.4 : Les modèles de l'Analyse de Cycle de Vie 164
Figure VI. 5 : Les modèles de l'Analyse de Cycle de Vie. 164
Figure VI.6 : Cadre méthodologique de l'ACV 166
Figure VI. 7 : Représentation des frontières du système en ACV 168
Figure VI. 8 : Les éléments de la phase ACVI. 169
Figure VI.9 : La structure de ReCiPe 170
Figure VI.10 : Catégories et voies d'impact couvertes par la méthodologie IMPACT 2002+. 172
Figure VI. 12 : Catégories et voies d'impact couvertes par la méthodologie Eco-indicator 99. 173
Figure VI. 13 : Schéma général de la méthode TRACI 173
Figure VI. 14 : L'écosystème de la plateforme OPENLCA. 175
Figure VI.15 : Méthodes d'évaluation des impacts du cycle de vie les plus utilisées selon .. 178
Figure VI. 16 : Comparaison des impacts environnementaux au niveau midpoint entre le PRFC et le chemisage. 181
Figure VI. 17 : Diagramme radar des impacts midpoint du PRFC et du chemisage selon le scénario RCP 4.5. 182
Figure VI. 18 : Diagramme radar des impacts midpoint du PRFC et du chemisage selon le scénario RCP 8.5. 182
Figure VI. 19 : Impact des méthodes de renforcement sur le changement climatique. 182
Figure VI. 20: Impact des méthodes de renforcement sur l'appauvrissement de la couche d'ozone. 183
Figure VI. 21 : Impact des méthodes de renforcement sur les rayonnements ionisants. 183
Figure VI.22 : Impact des méthodes de renforcement sur la formation d'oxydants photochimiques. 184
Figure VI. 23 : Impact des méthodes de renforcement sur la formation de particules fines.. 184
Figure VI. 24 : Impact des méthodes de renforcement sur l'acidification terrestre. 185
Figure VI. 25: Impact des méthodes de renforcement sur l'eutrophisation des eaux douces. 185
Figure VI. 26 : Impact des méthodes de renforcement sur l'eutrophisation marine. 186
Figure VI. 27 : Impact des méthodes de renforcement sur la toxicité humaine. 186
Figure VI. 28 :Impact des méthodes de renforcement sur l'écotoxicité des eaux douces. 187
Figure VI. 29 : Impact des méthodes de renforcement sur l'écotoxicité marine 187
Figure VI. 30 : Impact des méthodes de renforcement sur l'occupation des terres urbaines. 188
Figure VI. 31 : Impact des méthodes de renforcement sur la transformation des terres naturelles. 188
Figure VI. 32 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement des métaux. 189

Figure VI. 33 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement de l'eau. 189
Figure VI. 34 : Impact des méthodes de renforcement sur la santé humaine..... 190
Figure VI. 35 : Impact des méthodes de renforcement sur la qualité des écosystèmes. 190
Figure VI. 36 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement des ressources. 191

LISTE DES TABLEAUX

VOLET 01

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

Tableau I.1: Valeurs prévues des résistances. 29
Tableau I.2 :Valeurs des modules d'élasticité du béton. 30
Tableau I.3 : Valeurs des contraintes admissibles pour le béton. 30
Tableau I.4 : Descente des charges plancher étage courant. 33
Tableau I.5 : Descente des charges plancher terrasse (inaccessible). 33
Tableau I.6 : Descente des charges Balcon en dalle pleine. 34
Tableau I.7: Descente de charges sur le palier. 35
Tableau I.8 : Descente de charges sur la paillasse. 35
Tableau I.9 : Vérification des dimensions de la section des poutres selon RPA 2024. 36
Tableau I.10 : Vérification de la flèche. 37
Tableau I.11 : Dimensionnement géométrique de l'escalier. 38

CHAPITRE II : ÉTUDE SISMIQUE SUIVANT RPA 2024.

Tableau II.1 : Vérification de la condition de rigidité minimale à la torsion sens X-X…… 44
Tableau II.2 : Vérification de la condition de rigidité minimale à la torsion sens Y-Y. 44
Tableau II.3 : Vérification les excentricités structurales. 44
Tableau II. 4 : Vérification des critères de régularité en élévation selon le RPA 2024. 46
Tableau II.5 : Vérification de l'effet noyau. 47
Tableau II.6 : Les pondérations du facteur de qualité. 47
Tableau II.7 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente. 48
Tableau II.8 : Valeurs du coefficient C_T. 49
Tableau II.9 : Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V. 49
Tableau II.10 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1(Zones IV, V et VI). 51
Tableau II.11 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ, pour la charge d'exploitation Q_i. 52
Tableau II.12 : Calcul de la force sismique. 52
Tableau II.13 : Résultats de l'analyse modale UX et UY et RZ. 53
Tableau II.14 : Vérification de l'effort tranchant à la base. 54
Tableau II.15 : Vérification de l'effort normal réduit sur les voiles. 55
Tableau II.16 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens X-X). 56
Tableau II.17 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens Y-Y). 56
Tableau II.18 : Justification vis-à-vis la limitation des dommages (sens X-X). 57
Tableau II.19 : Justification vis-à-vis la limitation des dommages (sens Y-Y). 58
Tableau II.20 : Justification vis-à-vis le non-effondrement (sens X-X). 58
Tableau II.21 : Justification vis-à-vis le non-effondrement (sens Y-Y). 58
Tableau II.22 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens X-X). 59

Tableau II.23 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens Y-Y)..... 60

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES.

Tableau III.1 : Paramètres d'évaluation de la force horizontale. 63
Tableau III.2 : Les combinaisons d'actions que subit l'acrotère..... 63
Tableau III.3 : Récapitulatif du ferraillage de l'acrotère..... 65
Tableau III.4 : Récapitulatif du ferraillage de l'escalier. 69
Tableau III.5 : Les sollicitations des calculs des poutres. 71
Tableau III.6 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui. 72
Tableau III.7 : Ferraillage des armatures longitudinales en travée. 72
Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS. 73
Tableau III.9 : Ferraillage longitudinal des poutres. 74
Tableau III.10 : Ferraillage transversal des poutres. 75
Tableau III.11: Vérification de la Contrainte tangentielle maximale..... 75
Tableau III.12 : Vérification de L'armature inferieur minimale en appui. 75
Tableau III.13 : Vérification de la bielle comprimée. 75
Tableau III.14 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS..... 75
Tableau III.15 : Vérification des sections d'armatures transversales minimales. 76
Tableau III.16 : Ferraillage des dalles sens X-X. 76
Tableau III.17 : Ferraillage des dalles sens Y-Y. 77
Tableau III.18 : Efforts de calcul N et M du voile P8 sous $G+0.3Q+E_x+0.3E_y$..... 81
Tableau III.19 : Paramètres de calcul des armatures horizontales voile P8. 82
Tableau III.20 : Calcul et choix des armatures longitudinales dans les éléments de rive dans la hauteur critique..... 83
Tableau III.21: Calcul et choix des armatures verticaux et horizontaux dans l'âme des voiles. 83
Tableau III.22 : Calcul et choix des armatures longitudinales dans les éléments de rive hors la hauteur critique..... 83
Tableau III.23 : Vérification des contraintes limites de cisaillement..... 84

VOLET 02

CHAPITRE IV : IMPACT CLIMATIQUE T DIAGNOSTIC DE VULNÉRABILITÉ.

Tableau IV.1 : Caractéristiques des scénarios RCP (forçage radiatif, concentration et trajectoire) 96
Tableau IV. 2 : Choix et justification des paramètres de CORDEX. 102
Tableau IV. 3 : Valeurs de paramètre de transfert d'exécution kc,d. 110
Tableau IV. 4 : Évolution de CO2(ppm) selon les scénarios climatiques RCP4.5 et RCP8.. 111
Tableau IV. 5 : Valeurs de la vitesse de carbonatation k_{NAC} pour différentes combinaisons de types de ciment et de rapports E/C. 112
Tableau IV. 6 : Quantification de DRCM,0 $\times 10^{-12}$pour différents mélanges de béton. 114
Tableau IV. 7 : Valeurs de l'exposant de vieillissement « a » selon les types de ciment. 115
Tableau IV. 8 : Paramètres d'entrée de l'exemple de calcul de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation. 120

Tableau IV. 9 : Temps d'initiation de la corrosion selon les modèles climatiques et les scénarios RCP. 121
Tableau IV. 10 : Paramètres d'entrée pour le calcul de la phase de propagation. 121
Tableau IV. 11 : Paramètres d'entrée pour l'évaluation de taux de corrosion. 122
Tableau IV. 12 : Évaluation des taux de corrosion des armatures selon les différents modèles climatiques et scénarios RCP. 122

CHAPITRE V : ÉTUDE DES STRATÉGIES DE CONFORTEMENT

Tableau V. 1 : Étapes de mise en œuvre du chemisage (Habib et al., 2020; Sh & Fr, 2020). 127
Tableau V. 2 :Propriétés mécaniques typiques du PRFC carbone/époxy. 134
Tableau V. 3 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour la structure saine. 140
Tableau V. 4 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ». 141
Tableau V. 5 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ». 141
Tableau V. 6 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ». 142
Tableau V. 7 : Point de performance de la structure saine. 143
Tableau V. 8 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ». 143
Tableau V. 9 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ». 144
Tableau V. 10 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ». 145
Tableau V. 11 : Paramètres de point de performance pour la structure saine. 145
Tableau V. 12 : Paramètres des points de performance pour les structures corrodées RCP 4.5. 145
Tableau V. 13 : Paramètres des points de performance pour les structures corrodées RCP 8.5. 146
Tableau V. 14 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ». 146
Tableau V. 15 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ». 146
Tableau V. 16 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ». 147
Tableau V. 17 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)» 148
Tableau V. 18 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)» 149
Tableau V. 19 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) » 149
Tableau V. 20 : Variation de la perte de résistance (ΔVx et ΔVy) selon les modèles climatiques et scénarios RCP 4.5 150
Tableau V. 21 : Variation de la perte de résistance (ΔVx et ΔVy) selon les modèles climatiques

et scénarios RCP 8.5..... 150
Tableau V. 22 : Valeurs de l'armature transversale requise (Asw/s). 152
Tableau V. 23 : Quantités d'acier associées au chemisage des voiles sous les scénarios climatiques RCP 4.5 et RCP 8.5. 152
Tableau V. 24 : Quantités du beton associées au chemisage des voiles sous les scénarios climatiques RCP 4.5 et RCP 8.5. 153
Tableau V. 25 : Facteurs ψf selon la configuration du renforcement FRP au cisaillement. .. 154
Tableau V. 26 : Données d'entrée pour le calcul de l'aire de PRFC requise 156
Tableau V. 27 : Paramètres de calcul du coefficient $\boldsymbol{\kappa v}$. 156
Tableau V. 28 : Détermination de A_{fv}/S_f en PRFC requise selon les scénarios climatiques. 156
Tableau V. 29 : Nombre de couches et surface de renforcement en PRFC requise par sens selon les scénarios climatiques. 157

CHAPITRE VI :
MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE.

Tableau VI. 1: Normes ISO applicables à l'Analyse du Cycle de Vie (ACV). 165
Tableau VI. 2 : Données d'inventaire du renforcement par chemisage en béton armé pour 1 m³ de chemisage. 176
Tableau VI. 3 : Flux et énergie pour la production de 1 kg de PAN..... 177
Tableau VI. 4 : Flux et énergie pour la production de 1 kg de fibre de carbon. 177

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION

Les structures sont exposées à de nombreuses sollicitations tout au long de leur cycle de vie, depuis leur phase de construction jusqu'à leur exploitation. Parmi celles-ci, les conditions climatiques et environnementales, qui jouent un rôle majeur dans leur durabilité. L'évolution progressive de ces conditions favorise le développement de mécanismes de dégradation, notamment dans les structures en béton armé, pouvant altérer leurs performances et réduire leur durée de service.

Face à cette dégradation progressive, le recours à des techniques de réparation et de renforcement devient souvent nécessaire afin de préserver les performances structurelles et de prolonger la durée de vie des ouvrages. Cette démarche s'inscrit dans une approche durable privilégiant la conservation, la réhabilitation et le renforcement des bâtiments existants plutôt que leur démolition suivie d'une reconstruction, contribuant ainsi à une utilisation plus rationnelle des ressources et à la réduction des impacts environnementaux.

Ce travail porte sur la conception et l'étude d'un bâtiment résidentiel composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de neuf étages, implanté dans la wilaya d'Alger. L'étude a été menée selon deux volets complémentaires couvrant à la fois les aspects classiques du dimensionnement structurel et les enjeux liés à la durabilité des constructions.

Le premier volet est consacré à l'étude et à la conception de la structure. Il comprend le prédimensionnement et le dimensionnement des différents éléments porteurs du bâtiment, ainsi qu'une analyse sismique réalisée conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Cette phase est complétée par le calcul et le ferraillage des éléments structuraux afin de garantir leur résistance et leur conformité aux exigences réglementaires en vigueur.

Le second volet est consacré à l'étude de la dégradation et de la vulnérabilité de la structure face aux phénomènes de corrosion des armatures induits par les conditions climatiques de la région. Cette partie vise à évaluer l'impact de cette dégradation sur le comportement et les performances de la structure au cours de sa durée de vie. Une étude de renforcement est ensuite menée en examinant principalement deux techniques de confortement : le renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) et le chemisage en béton armé. Le choix de la solution la plus appropriée repose non seulement sur son efficacité structurale, mais également sur son impact environnemental, évalué au moyen d'une analyse du cycle de vie permettant d'estimer l'empreinte carbone associée à chaque technique de renforcement.

VOLET 01

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

I.1. INTRODUCTION

Ce premier chapitre a pour objectif d'introduire l'ouvrage objet du projet de fin d'études en détaillant ses caractéristiques architecturales, structurelles, ainsi que les matériaux utilisés. Il présente également les dimensions de l'ouvrage, ses éléments constitutifs, ainsi que les principales hypothèses de calcul en béton armé.
Cette présentation préliminaire constitue une base fondamentale pour comprendre les choix techniques adoptés dans les études structurelles, dynamiques et sismiques développées dans les chapitres suivants.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet de cette étude est un immeuble résidentiel intégré au projet 2038 logements, situé dans la wilaya d'Alger, à Dar El Beïda (Bab Ezzouar). Ce projet s'inscrit dans le cadre d'une opération de promotion immobilière visant à satisfaire la demande croissante en logements modernes, fonctionnels et conformes aux normes réglementaires en vigueur dans la région d'Alger.
Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation réalisé en béton armé, constitué d'un rez-de-chaussée, de neuf étages courants (R+9), d'un sous-sol et d'une terrasse inaccessible.

- Sous-sol : utilisé comme dépôt.
- RDC : destiné à usage commercial.
- Les étages : destinés à l'usage d'habitation, chaque étage contient quatre appartements de type F3.

I.3. CARACTÉRISTIQUES ARCHITECTURALES

I.3.1. Dimensions en plan

Le bâtiment présente les dimensions en plan suivantes :

- Longueur en plan : 24,4 m.
- Largeur en plan : 17,85 m.

I.3.2. Dimensions en élévation

Le bâtiment présente les dimensions en élévation suivantes :

- Hauteur du sous-sol : 3,06 m.
- Hauteur du RDC : 3,4 m.
- Hauteur des étages courants : 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment : 30,94 m.

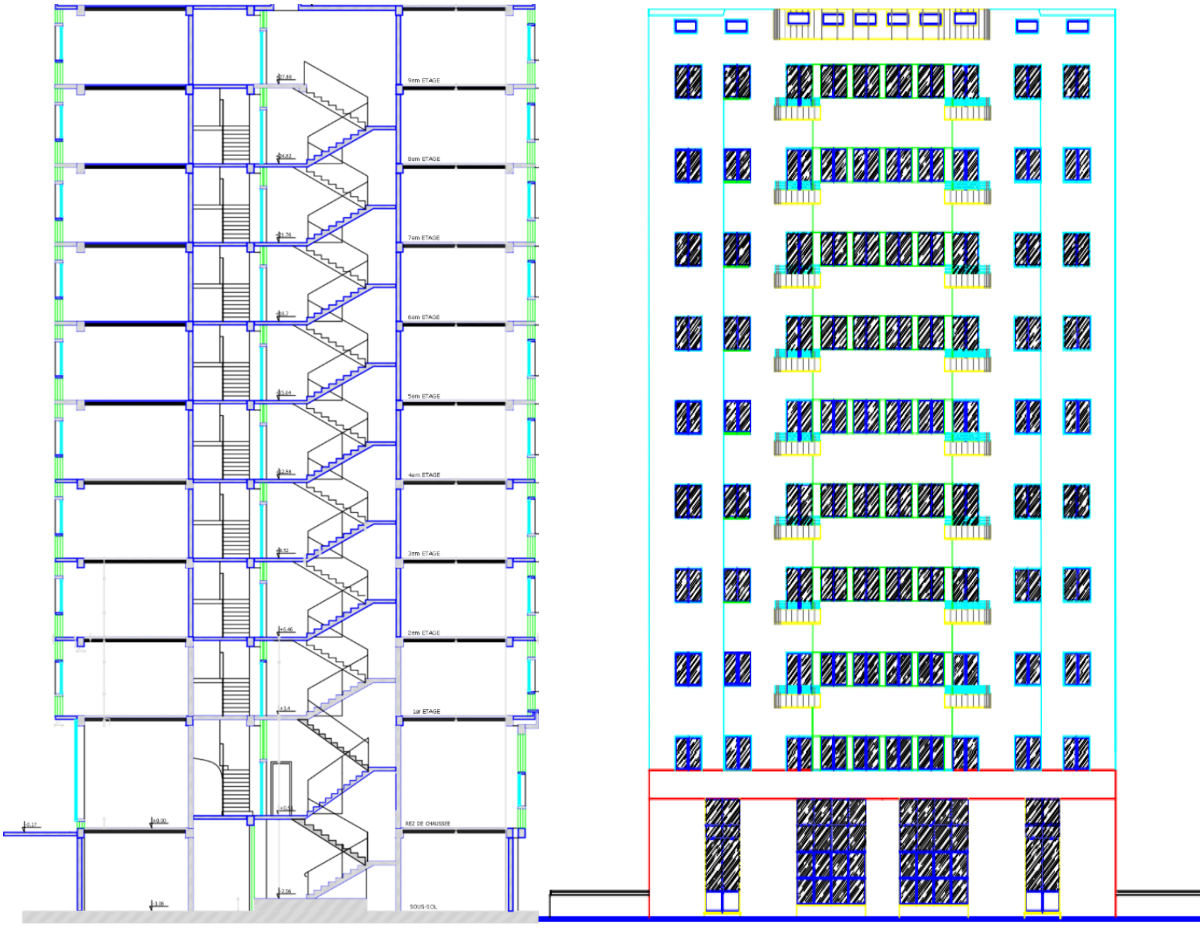


Figure I.1 : Vue en élévation.

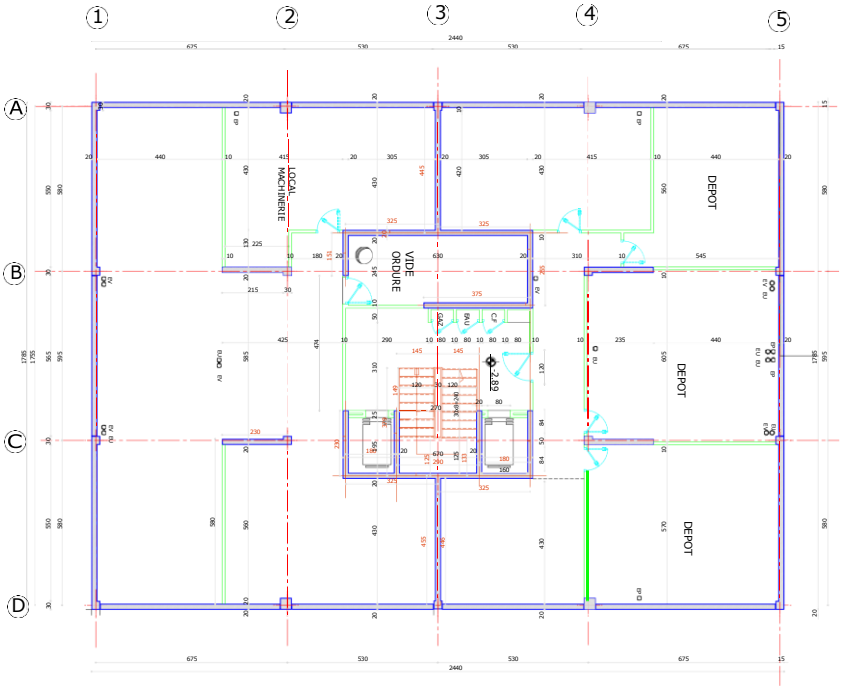


Figure I.2 : Vue en plan du niveau sous-sol.

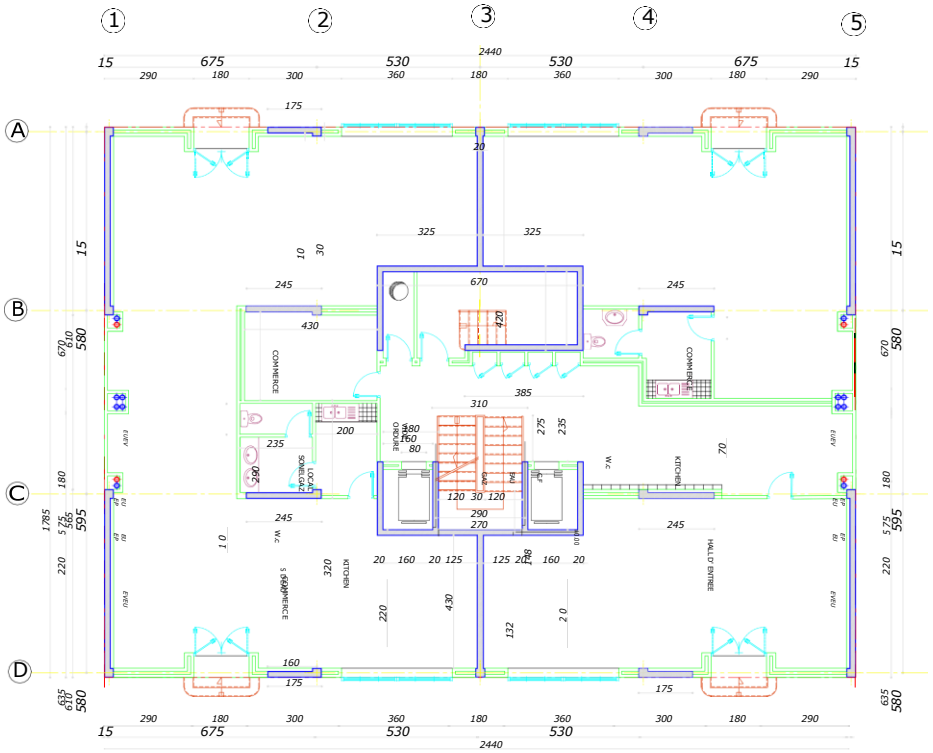


Figure I.3 : Vue en plan du niveau RDC.

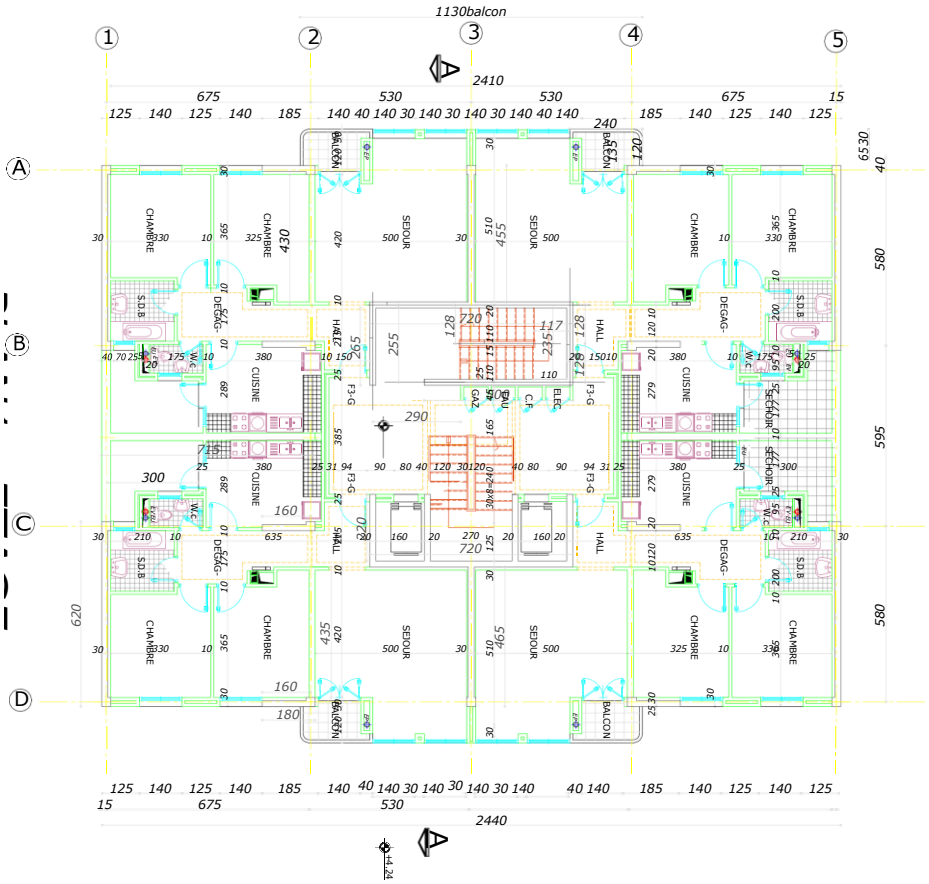


Figure I.4 : Vue en plan d'étage courant.

I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.4.1. Béton

I.4.1.1. Résistance du béton

➢ **Résistance du béton à la compression**

Selon le BAEL 91, article A.2.1,11, le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée résistance caractéristique requise (ou spécifiée). Cette résistance, notée f_{c28}, est déterminée a priori à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques.

➢ **Résistance du béton à la traction**

Selon BAEL 91 article A.2.1,12 La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj} \quad \text{(I.1)}$$

Les valeurs prévues des résistances du béton à 28 jours, notamment la résistance à la compression et la résistance à la traction, sont présentées dans le tableau I.1 :

Tableau I.1: Valeurs prévues des résistances.

Résistance à la compression f_{c28} (MPa)	**Résistance à la traction f_{t28} (MPa)**
25	2.1

I.4.1.2. Déformations longitudinales instantanées

➢ **Module d'élasticité instantané**

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

$$E_{ij} = 11\,000\, f_{cj}^{1/3} \quad \text{(I.2)}$$

avec :

- f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

➢ **Module d'élasticité différée**

Permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3\,700\, f_{cj}^{1/3} \quad \text{(I.3)}$$

avec :

- f_{cj} (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Les valeurs des modules d'élasticité du béton à 28 jours, en distinguant le module instantané et le module différé, sont présentées dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 :Valeurs des modules d'élasticité du béton.

Module d'élasticité E	Instantanée E_{i28} (MPa)	Différé E_{v28} (MPa)
Éléments de la structure	32164.19	10818.86

I.4.1.3. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, on le prend :

0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU ou à l'ELS ;

0,2 pour le calcul des déformations à l'ELS.

I.4.1.4. Les contraintes limites de calcul

➢ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

La résistance conventionnelle ultime à la compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{cj}}{\theta\, \gamma_b} \quad \text{(I.4)}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que la réduction possible de résistance des matériaux mise en œuvre par rapport à la résistance caractéristique choisie.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ en situations durables ou transitoires(fondamentales);} \\ 1.2 \quad \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

- $\theta = \begin{cases} 1 \text{ quand la durée d'application des charges considérée est } > \text{ à 24 heures;} \\ 0.9 \quad \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures;} \\ 0.85 \quad \text{lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.} \end{cases}$

➢ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

Dans le cas de l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique, et la contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} \quad \text{(I.5)}$$

Le tableau I.3 présente les valeurs des contraintes admissibles calculées pour un béton de résistance caractéristique $f_{c28} = 25$ MPa, aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU) :

Tableau I.3 : Valeurs des contraintes admissibles pour le béton.

	ELU		ELS
	Situations fondamentales γ_b=1.5	**Situations accidentelles γ_b= 1.2**	
Contrainte admissible	14.17 MPa	22.17 MPa	15 MPa

I.4.2. L'acier

L'acier est un matériau utilisé dans le béton armé afin de compenser la faible résistance du béton à la traction. Il permet de reprendre
les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, assurant ainsi une meilleure résistance des éléments structuraux. Il existe principalement deux types d'aciers selon leur teneur en carbone : les aciers doux ou mi-durs, et les aciers durs.

I.4.2.1 Caractéristiques mécaniques de l'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont définies par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E, dans le cadre de ce projet, les armatures utilisées sont des barres d'acier à haute résistance de nuance Fe E500, présentant une limite d'élasticité $\boldsymbol{f_e = 500MPa}$.

I.4.2.2 Contrainte limite de l'acier

- **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{(I.6)}$$

Avec :

- f_e: La limite élastique de l'acier ;
- γ_s: La coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{dans le cas général} \\ \gamma_s = 1 & \text{combinaisons accidentelles} \end{cases}$$

- **Etat limite de service ELS**

Selon le BAEL91 la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire. La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : Barres RL : $\sigma_{st} = 2/3\, f_e$

  Barres HA : σ_{st} = max $\{0.5\, f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}}\}$ (MPa) (I.7)

  η est un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut :
  1.0 pour les ronds lisses (RL) ;
  1.3 pour les barres à haute adhérence (HA) et fils HA de diam. > 6 mm ;
  1.3 pour fils HA de diam. ≤ 6 mm.
- Fissuration très préjudiciable : Ronds lisses : $\sigma_{st} = 0.8(\frac{2}{3})f_e$;

  Barres HA : σ_{st} = max $\{0.4\, f_e\ ;\ 88\sqrt{\eta f_{tj}}\}$ (MPa) (I.8)

I.5. REGLEMENTS UTILISES

- RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien) définit les règles de conception et de calcul des structures pour résister aux séismes.
- DTR B.C. 2.2 : document technique règlementaire.
- BAEL 91 : règles de calcul du béton armé aux états limites.

I.6. DESCENTE DES CHARGES

La descente de charges constitue une étape primordiale dans la conception et la construction d'une structure. Elle consiste à identifier, évaluer et répartir les charges et surcharges supportées par chaque élément porteur. Elle permet ainsi de déterminer les efforts sollicitant les éléments de construction, ce qui est indispensable pour leur prédimensionnement, garantissant la stabilité et la sécurité de l'ensemble du bâtiment.

Les charges réglementaires considérées sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q). Leur évaluation sera effectuée conformément aux prescriptions du règlement **DTR BC 2.2**.

Dans cette étude, on considérera :

- Le poids propre de l'élément ;
- La charge de plancher qu'il supporte ;
- La part de cloison répartie qui lui revient ;
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère…).

I.7.1. Plancher courant (Dalle pleine)

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan. Leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles…). Dans notre cas nous avons opté pour des dalles pleines.

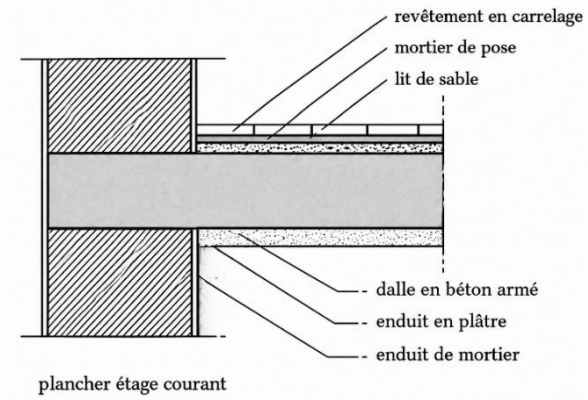


Figure I. 5 : Coupe constructive du plancher courant.

Tableau I.4 : Descente des charges plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	17	0.51
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.03	10	0.3
Murs cloisons	-	-	1
		Charges permanentes G	7.65 KN/m^2
		Charges d'exploitation Q	1.5 KN/m^2

I.7.2. Plancher terrasse inaccessible

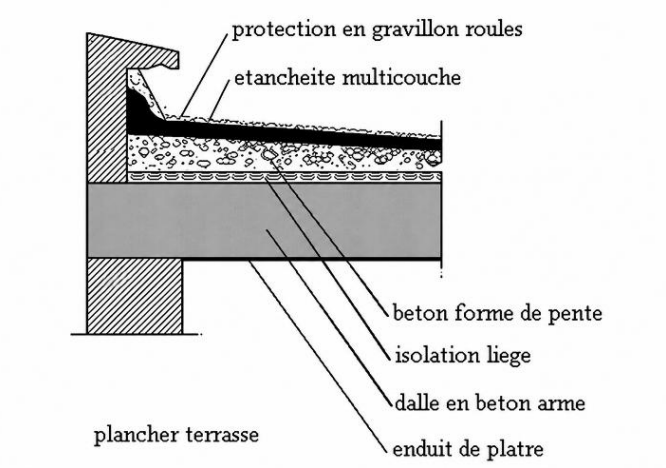


Figure I. 6 : Coupe constructive du plancher terrasse inaccessible.

Tableau I.5 : Descente des charges plancher terrasse (inaccessible).

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	G (kN/m²)
Gravillons de protection roulé	0.05	20	1
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Béton pour forme de pente	0.10	22	2.2
Isolation thermique en polystyrène	0.05	0.3	0.015
Plancher dalle pleine	0.2	25	5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		Charges permanentes G	8.53 KN/m²
		Charges d'exploitation Q	1.00 KN/m²

I.7.3. Plancher Sous-Sol (Usage commercial)

Charges permanentes G = 7.65 KN/m^2.
Charges d'exploitation Q = 2.5 KN/m^2.

I.7.4. Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé disposé en périphérie du plancher-terrasse. Il assure la protection et la sécurité en rive de toiture et est modélisé, du point de vue structural, comme une console verticale encastrée dans le plancher-terrasse.
Calcul de surface :

$$S = (0.5 \times 0.1) + \left((0.1 \times 0.1) - \frac{2 \times 0.1}{2}\right) = 0.059\, m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$\boldsymbol{G} = 0.059 \times 25 = 1.475\, KN/ml$$
$$\boldsymbol{Q} = 1\, KN/ml$$

I.7.5. Maçonnerie

- Murs intérieurs : Ils sont réalisés avec une seule paroi, leur rôle est de séparer les espaces au sein d'un seul et même niveau
- Murs extérieurs (façades) : Pour des raisons d'isolation thermique et acoustique, les murs extérieurs sont réalisés en double paroi en briques creuses, d'épaisseurs 15 cm et 10 cm, séparées par une lame d'air.

I.7.6. Balcon en dalle pleine

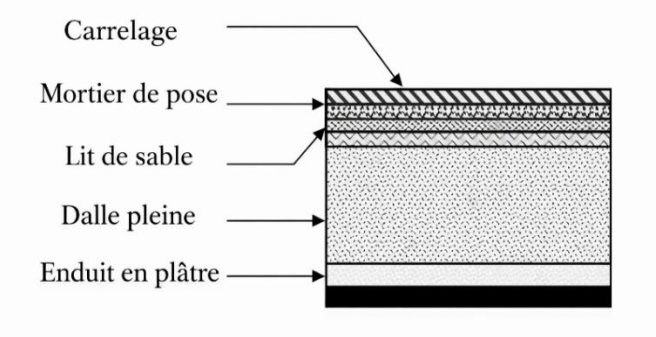


Figure I. 7 : Coupe constructive du balcon.

Tableau I.6 : Descente des charges Balcon en dalle pleine.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	G (kN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	17	0.51
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		Charges permanentes G	5.46 KN/m^2
		Charges d'exploitation Q	3.5 KN/m^2

I.7.7. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en béton armé.

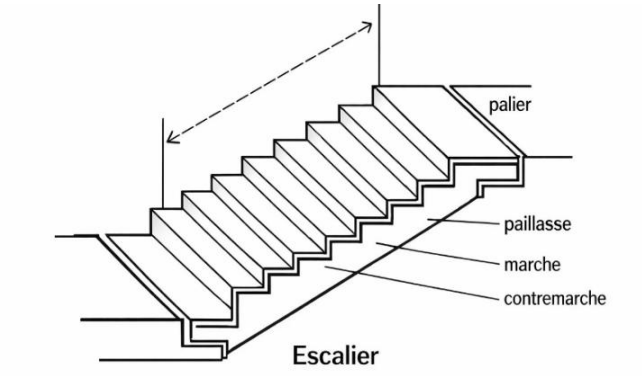


Figure I. 8 : Eléments composants d'un escalier.

I.7.7.1. Palier

Tableau I.7: Descente de charges sur le palier.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	G (kN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	17	0.51
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		Charges permanentes G	5.46 KN/m^2
		Charges d'exploitation Q	2.5 KN/m^2

I.7.7.2. Paillasse

Tableau I.8 : Descente de charges sur la paillasse.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	G (kN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	17	0.51
Marche	0.17/2	25	2.125
Dalle pleine	0.17	25	4.25
Garde-corps	_	_	0.1
Enduit ciment	0.02	18	0.36
		Charges permanentes G	8.2 KN/m^2
		Charges d'exploitation Q	2.5 KN/m^2

I.7. JUSTIFICATION DES DIMENSIONS DES ELEMENTS

I.8.1. Justification de la section des poutres (30x40) cm²

Selon l'article 7.5.1 du RPA2024, et pour les structures implantées en zone VI, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

Tableau I.9 : Vérification des dimensions de la section des poutres selon RPA 2024.

Condition	Vérification	Observation
b ≥ 25 cm en zones IV, V et VI	30 > 25 cm	Condition vérifiée
h ≥ 30 cm	40 > 30 cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4.0$	$\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4.0$	Condition vérifiée

I.8.2. Justification de l'épaisseur du plancher dalle pleine

Pour vérifier si la dalle porte dans une ou bien deux directions, on retient le plus petit rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$ Ainsi, on a $l_x = 5.3m$ et $l_y = 5.95m$:

$$0.4 \leq \alpha = 0.89 \leq 1 \quad \rightarrow \text{Donc la dalle porte dans deux directions.}$$

Selon le BAEL, l'épaisseur de la dalle doit satisfaire aux conditions d'isolation phonique, de résistance à l'incendie et de déformabilité.

- **Condition d'isolation phonique**

La condition d'isolation phonique impose une épaisseur minimale de la dalle de $h = 14$ cm.

- **Condition de résistance à l'incendie**

La condition de résistance à l'incendie impose :
Pour 1h de coupe-feu : h ≥ 07 cm ;
Pour 2h de coupe-feu : h≥ 11 cm ;
On prend $h = 11$ cm

- **Condition de déformabilité**

Dans le cas où $0{,}4 \leq \alpha \leq 1$ et pour une dalle continue, l'épaisseur doit vérifier la condition :

$$h \geq \frac{l_x}{40} = \frac{530}{40} = 13.25cm \quad (I.9)$$

On prend $h = 15$ cm

$$h \geq \max\{14cm; 11cm; 15cm\} = 15cm$$

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier la condition de la flèche suivante :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad (I.10)$$

Avec :

- La flèche calculée : $f_{cal} = \frac{5qL^4}{384EI}$
  - E : module d'élasticité linéaire ;
  - I : inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle et $I = \frac{bh^3}{12}$;
  - L : Petite portée.

La flèche se vérifiera à l'ELS, on prend le niveau le plus chargé (Le RDC) :

$$q = G + Q \qquad \begin{cases} G = 7.65\ KN/m^2 \\ Q = 2.5\ KN/m^2 \end{cases}$$

- La flèche admissible :

$$\begin{cases} f_{adm} = \frac{l_{max}}{500} & Si \quad L_{max} \leq 5m \\ f_{adm} = \frac{l_{max}}{1000} + 0.05 & Si \quad L_{max} > 5m \end{cases} \qquad (I.11)$$

Les valeurs de calcul sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.10 : Vérification de la flèche.

Paramètre	Valeur
L_{max} (m)	5.3
f_{adm} (m)	0.0103
q (KN/m^2)	10.15
b (m)	1
E (MPa)	34179.55

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12.5.ql^4}{384E.b.f_{adm}}} \qquad (I.12)$$

$$h \geq 0.152m$$

Dans notre cas, on a pris une épaisseur $h = 20cm$, donc les conditions du BAEL et CBA93 sont vérifiées.

I.8.3. Justification des dimensions des voiles de contreventement

Conformément à l'article 7.1 du RPA 2024, les éléments de contreventement doivent répondre aux conditions suivantes :

- Pour l'épaisseur du voile :

$$b_w \geq \max(15\ cm, \frac{h_e}{20}) \qquad (I.13)$$
$$b_w \geq \max(15\ cm, 14.3cm) = 15cm$$

Donc pour $b_w = 30cm$, la condition est vérifiée.

- Pour la longueur du voile :

$$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m) \qquad (I.14)$$

h_e : la hauteur libre du niveau.

$$l_w \geq \max(0.95m; 1.2m; 1m)$$
$$l_w \geq 1.2m$$

I.8.4. Justification des escaliers

Un escalier garantit un confort optimal à la montée lorsqu'il est conçu selon la relation de BLONDEL, une formule empirique pour déterminer la hauteur de marche et du giron :

$$59\ \text{cm} < g + 2h < 66\text{cm} \quad \text{(I.15)}$$

En général la hauteur de la marche h : 14 cm ≤ h ≤ 18 cm, alors on pose $h = 17\text{cm}$.
En remplaçant dans l'équation on trouve 25cm < g < 32 cm, on pose alors $g = 30\text{cm}$

Tableau I.11 : Dimensionnement géométrique de l'escalier.

Caractéristiques	Formule	Calcul numérique
Hauteur de la volée h_v (m)	$h_v = \frac{H}{2}$	$h_v = 153\ \text{cm}$
Nombre de contre marches	$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17}$	$n = 9$
Nombre de marches	$n - 1$	8
Longueur de ligne de foulée L (cm)	$L = (n-1)g$	$L = 240\ \text{cm}$
Inclinaison de la paillasse α (°)	$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{g}\right)$	$\alpha = 29.54°$
Longueur de la paillasse L_p (cm)	$L_p = \frac{h_v}{\cos\alpha} + L$	$L_p = 415.86\ \text{cm}$
Épaisseur de la paillasse et du pallier e (cm)	$\frac{L_p}{30} \le e \le \frac{L_p}{25}$	$13.86 \le e \le 16.63\text{cm}$

Dans notre cas $e = 15\ \text{cm}$, donc l'épaisseur choisie est justifiée.

I.8. CONCLUSION

Ce premier chapitre a été consacré à la présentation générale de la structure étudiée, en précisant son implantation, sa conception architecturale et structurale, sa typologie ainsi que son système constructif. Il a également permis de définir les principales hypothèses de calcul adoptées conformément aux règlements en vigueur.
Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés pour la conception, notamment le béton et l'acier, ont été présentées, ainsi que les matériaux de renforcement retenus, à savoir les polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) et le béton de chemisage.
Par ailleurs, la descente des charges a été évaluée afin de déterminer les sollicitations appliquées aux différents éléments porteurs, tandis que les dimensions des différents éléments structuraux ont été vérifiées dans le but d'assurer la stabilité, la résistance et le bon comportement de la structure.

CHAPITRE II :
ÉTUDE SISMIQUE SUIVANT RPA 2024.

II.1. INTRODUCTION

Les séismes constituent des phénomènes naturels résultant de la libération brutale de l'énergie accumulée au sein de la croûte terrestre, principalement en raison des mouvements et des interactions frictionnelles des plaques tectoniques. Ces manifestations, caractérisées par leur complexité et leur potentiel destructeur élevé, sont susceptibles d'engendrer des dommages considérables aux infrastructures et de menacer gravement la vie humaine.

Dans ce contexte, la prise en compte du risque sismique est indispensable dans la conception et le dimensionnement des structures. Elle repose sur la réalisation d'études sismiques et dynamiques approfondies, intégrant plusieurs paramètres déterminants, notamment la nature du sol et la localisation géographique de l'ouvrage. De telles analyses permettent d'évaluer le comportement des structures sous sollicitations sismiques et d'optimiser leur conception, afin de réduire au maximum les risques de défaillance ou d'effondrement.

Ce chapitre est consacré à la modélisation de la structure étudiée ainsi qu'à l'analyse sismique, conformément aux méthodes de calcul prescrites par le Règlement Parasismique Algérien (RPA). Les vérifications de sécurité sont ensuite menées en tenant compte des différents critères et conditions réglementaires.

II.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE

L'analyse sismique a pour objectif principal d'identifier les caractéristiques dynamiques fondamentales d'une structure, telles que les périodes propres, les modes de vibration et les masses participantes. Elle permet en outre de déterminer les efforts sismiques à la base ainsi que leur distribution le long de la structure. Ces éléments sont indispensables à l'évaluation du comportement sismique de l'ouvrage.

II.3. CONCEPTION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'étude sismique d'une structure nécessite une modélisation à l'aide d'un logiciel d'éléments finis, afin de représenter avec précision l'ensemble des paramètres et d'obtenir des résultats fiables, tout en tenant compte de la complexité de la structure. À cet effet, le logiciel **ETABS** est utilisé pour réaliser la modélisation et l'analyse de la structure.

ETABS est un logiciel d'ingénierie spécialisé dans l'analyse et la conception des bâtiments à étages multiples, fondé sur la méthode des éléments finis (M.E.F). Il permet le calcul automatisé de structures variées en intégrant des outils avancés de modélisation adaptés à ce type d'ouvrages. Ses fonctionnalités reposent sur des modèles de représentation structurale, des prescriptions de charges conformes aux normes en vigueur, ainsi que des méthodes d'analyse et des techniques de résolution spécifiquement développées pour les structures à géométrie régulière en grille.

Par ailleurs, ETABS offre de larges possibilités d'analyse, aussi bien statiques que dynamiques, et intègre des modules dédiés à la conception et à la vérification des structures en béton armé et en charpente métallique, garantissant ainsi une approche complète et rigoureuse du dimensionnement structural.

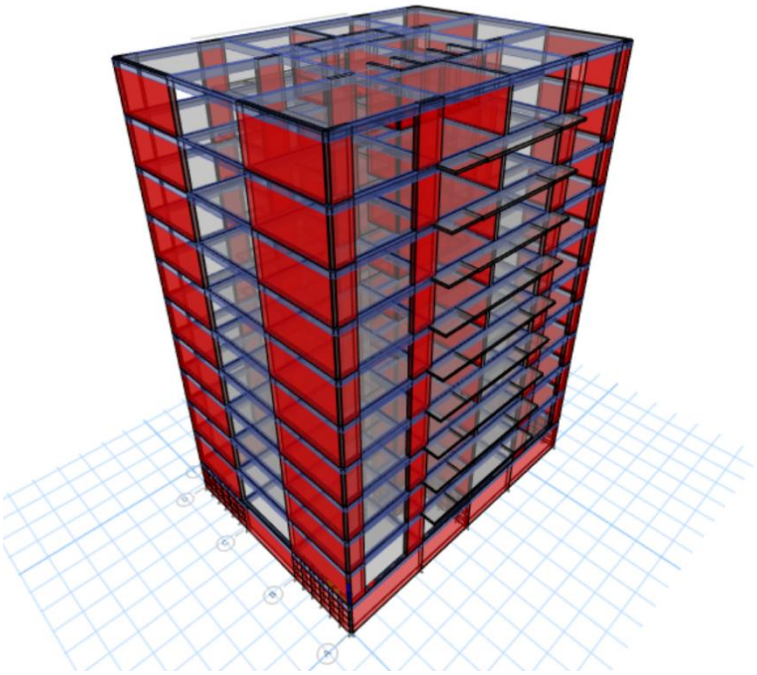


Figure II.1 : Vue en 3D de la structure.

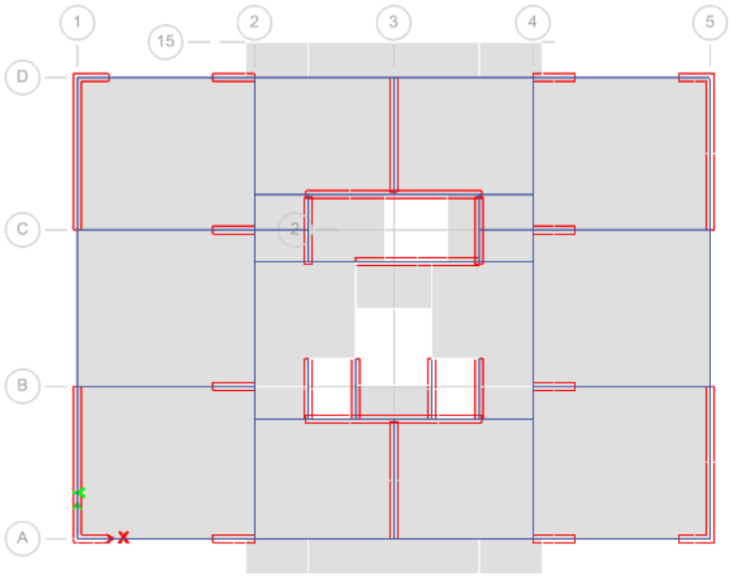


Figure II.2 : Disposition des voiles de l'étage courant.

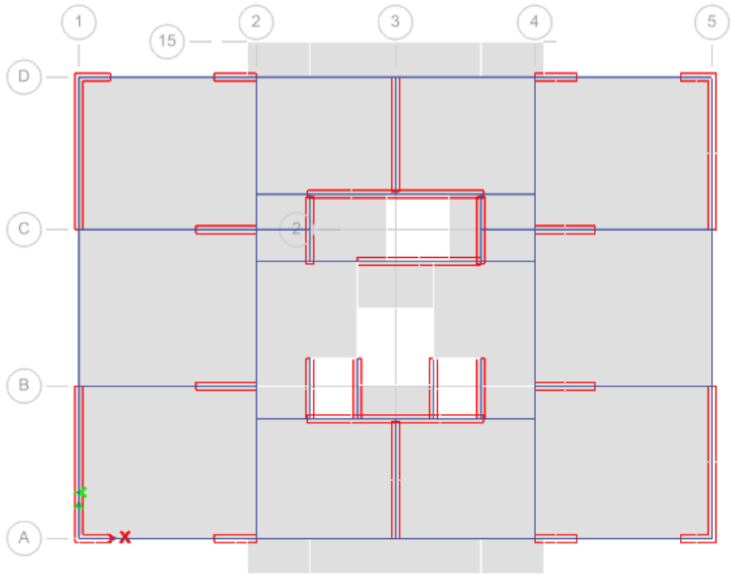


Figure II.3 : Disposition des voiles de Rez-de-chaussée.

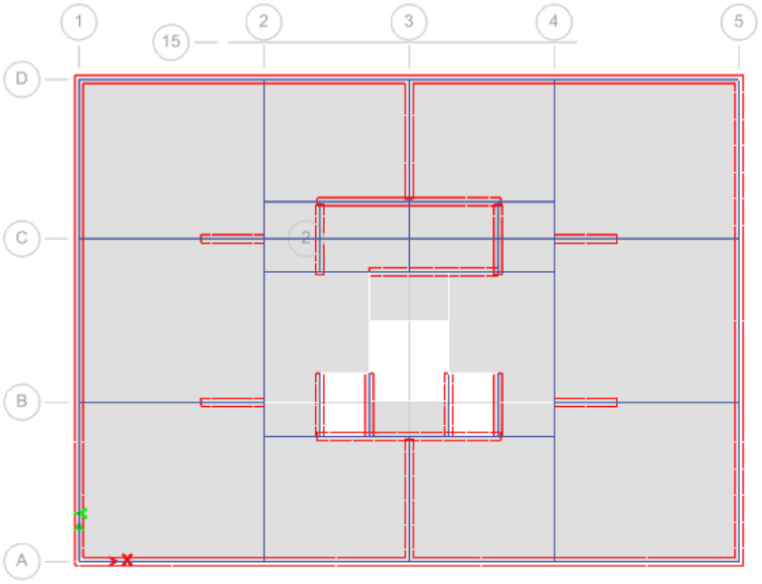


Figure II.4 : Disposition des voiles de sous-sol.

II.4. CLASSIFICATION DE LA STRUCTURE SELON RPA 2024

II.4.1. Classification selon la zone sismique

Selon l'article 3.1 du RPA 2024, le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, en fonction de la wilaya et de la commune.

Étant donné que l'ouvrage étudié est situé dans la wilaya d'Alger, commune de Dar El Beïda (Bab Ezzouar), et conformément au RPA 2024 (Tableau A1-2, Annexe A1), il est classé en zone de sismicité élevée, correspondant à la **Zone VI**.

II.4.2. Classification selon le site

D'après les études géotechniques réalisées, le site a été classé comme site ferme (catégorie S2) conformément à l'article 3.2 du RPA 2024.

II.4.3. Classification selon l'importance

Selon l'article 3.4 du RPA 2024, le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection que le maître d'ouvrage ne peut modifier qu'en surclassant le bâtiment afin d'assurer une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage au regard des objectifs visés.

Conformément à ce règlement, et étant donné que notre projet concerne un bâtiment à usage d'habitation, il appartient au **Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne**.

II.4.4. Classification de la structure selon la configuration

II.4.4.1. Régularité en plan

Suivant Article 3.7.1 de l'RPA 2024, les quatre critères nécessaires pour la régularité en plan sont :

A1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

A2. 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 doivent vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_{0y} \leq 0.3 r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases} \text{ et } \begin{cases} e_{0x} \leq 0.3 r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \quad \text{(II.1)}$$

Avec:

- e_{ox} : la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;
- e_{oy} : la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;
- r_x et r_y: sont, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y ;
- l_s : le rayon de giration massique du plancher en plan.

Tableau II.1 : Vérification de la condition de rigidité minimale à la torsion sens X-X.

Étage	r_x (m)	l_s (m)	Condition
ETAGE 9	10,5932	9,0141	Vérifiée
ETAGE 8	10,5880	9,4529	Vérifiée
ETAGE 7	10,5892	9,4138	Vérifiée
ETAGE 6	10,5942	9,4138	Vérifiée
ETAGE 5	10,6061	9,4142	Vérifiée
ETAGE 4	10,6292	9,4142	Vérifiée
ETAGE 3	10,6709	9,4142	Vérifiée
ETAGE 2	10,7494	9,4142	Vérifiée
ETAGE 1	10,9046	9,4598	Vérifiée
RDC	11,3643	9,4295	Vérifiée
SSOL	15,7257	9,0520	Vérifiée

Tableau II.2 : Vérification de la condition de rigidité minimale à la torsion sens Y-Y.

Étage	r_y (m)	l_s (m)	Condition
ETAGE 9	10,3528	9,0141	Vérifiée
ETAGE 8	10,4325	9,4529	Vérifiée
ETAGE 7	10,5166	9,4138	Vérifiée
ETAGE 6	10,6111	9,4138	Vérifiée
ETAGE 5	10,7200	9,4142	Vérifiée
ETAGE 4	10,8494	9,4142	Vérifiée
ETAGE 3	11,0091	9,4142	Vérifiée
ETAGE 2	11,2140	9,4142	Vérifiée
ETAGE 1	11,4896	9,4598	Vérifiée
RDC	11,8964	9,4295	Vérifiée
SSOL	14,3204	9,0520	Vérifiée

Tableau II.3 : Vérification les excentricités structurales.

Étage	e_{0x} (m)	e_{0y} (m)	$0.3r_x$ (m)	$0.3r_y$ (m)	Condition
ETAGE 9	0,4903	0,1507	3,1779	3,1058	Vérifiée
ETAGE 8	0,4749	0,1507	3,1764	3,1297	Vérifiée
ETAGE 7	0,4653	0,101	3,1767	3,1549	Vérifiée
ETAGE 6	0,4415	0,0797	3,1782	3,1833	Vérifiée
ETAGE 5	0,4124	0,0544	3,1818	3,2160	Vérifiée
ETAGE 4	0,376	0,0245	3,1887	3,2548	Vérifiée
ETAGE 3	0,3303	0,0099	3,2012	3,3027	Vérifiée
ETAGE 2	0,2713	0,0475	3,2248	3,3642	Vérifiée
ETAGE 1	0,1755	0,0522	3,2713	3,4468	Vérifiée
RDC	0,0246	0,1671	3,4093	3,5689	Vérifiée
SSOL	0,44	0,1978	4,7177	4,2961	Vérifiée

L'analyse des résultats met en évidence que la condition d'excentricité est respectée et que la condition de rigidité minimale en torsion est vérifiée pour l'ensemble des étages dans les directions X et Y.

A3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 :

$$\frac{L_x}{L_Y} = \frac{24.1}{17.55} = 1.37 < 4 \qquad \text{(condition vérifiée)}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

$$\frac{l_x}{L_X} = \frac{6.55}{24.1} = 0.27 > 0.25 \quad \text{(condition non vérifiée)}$$

$$\frac{l_y}{L_Y} = \frac{1.2}{17.55} = 0.068 < 0.25 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

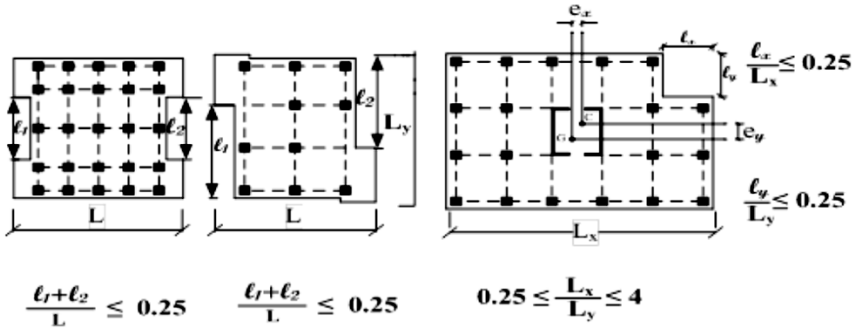


Figure II.5 : Limites des décrochements en plan selon RPA 2024.

A4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre, la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_{\text{ouvertures}} = 2(2.2 \times 1.8) = 7.92\ \text{m}^2$$

$$S_{\text{plancher}} = 24.1 \times 17.55 = 422.955\ \text{m}^2$$

$$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{plancher}}} = \frac{7.92}{422.955} = 1.87\ \% < 15\ \% \quad \text{(condition vérifiée)}$$

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

II.4.4.2. Régularité en élévation

Conformément à l'article 3.7.1 du RPA 2024, une structure est dite régulière en élévation lorsqu'elle vérifie les conditions (b1) à (b4), telles que présentées dans le tableau ci-après :

Tableau II. 4 : Vérification des critères de régularité en élévation selon le RPA 2024.

Critères		vérification
B1	Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.	Vérifiée
B2	Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.	Vérifiée
B3	Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.	Vérifiée
B4	Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions, en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.	Vérifiée

Après vérification des conditions b1 à b4, on conclut que la structure étudiée est **régulière en élévation**.

II.4.5. Classification des systèmes de contreventement

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage. La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Selon l'article 3.5 du RPA 2024, et étant donné que la structure est en béton armé et constituée de voiles, le système de contreventement est considéré comme étant **un système constitué de voiles.**

II.5. CARACTERISTIQUES SISMIQUES DE LA STRUCTURE SELON RPA 2024

II.5.1. Coefficient de comportement R

Le coefficient de comportement R d'une structure dépend du système de contreventement adopté, Cette valeur pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution des efforts dans la structure, ainsi que des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Dans le cas étudié, et pour un système de contreventement constitué de voiles (système 5), le coefficient de comportement est pris égal à **R = 4,5 [(b)]**.

Conformément au RPA 2024, tout système de contreventement de type 1 à 6 ne vérifiant pas la condition de rigidité minimale à la torsion, telle que définie par l'expression (II.2), dans les deux directions horizontales orthogonales, est considéré comme un système à noyau ou à effet noyau.

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ et \\ r_y \leq l_s \end{cases} \quad \text{(II.2)}$$

Tableau II.5 : Vérification de l'effet noyau.

Étage	r_x (m)	r_y (m)	l_s (m)	Condition
ETAGE 9	10,5932	10,3528	9,0141	Non vérifiée
ETAGE 8	10,5880	10,4325	9,4529	Non vérifiée
ETAGE 7	10,5892	10,5166	9,4138	Non vérifiée
ETAGE 6	10,5942	10,6111	9,4138	Non vérifiée
ETAGE 5	10,6061	10,7200	9,4142	Non vérifiée
ETAGE 4	10,6292	10,8494	9,4142	Non vérifiée
ETAGE 3	10,6709	11,0091	9,4142	Non vérifiée
ETAGE 2	10,7494	11,2140	9,4142	Non vérifiée
ETAGE 1	10,9046	11,4896	9,4598	Non vérifiée
RDC	11,3643	11,8964	9,4295	Non vérifiée
SSOL	15,7257	14,3204	9,0520	Non vérifiée

L'analyse du tableau indique que la condition précédente n'est pas vérifiée, ce qui conduit à conclure à l'absence d'effet noyau dans le comportement structural selon la condition imposé par l'RPA 2024.

II.5.2. Facteur de qualité Q_F

La valeur de Q_F est déterminée par Eqn. (3.23) article 3.8 de l'RPA 2024 :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{i} P_q \quad \text{(II.3)}$$

Avec :

- P_q : la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i : le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Tableau II.6 : Les pondérations du facteur de qualité.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	Non observé
(b)	**Régularité en plan**	/	0.05
	Régularité en élévation	0	/
	Redondance en plan	0	/

Donc : $\boldsymbol{Q_F}$ **= 1.05**

II.6. MÉTHODES DE CALCUL

La conception parasismique des structures vise à garantir un niveau de sécurité acceptable face aux effets des séismes. Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) propose plusieurs méthodes d'analyse pour le calcul des forces sismiques, parmi lesquelles :

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

II.6.1. La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une approche simplifiée utilisée en conception parasismique pour évaluer les effets des séismes sur les structures. Elle consiste à remplacer l'action dynamique du séisme par un ensemble de forces horizontales statiques équivalentes appliquées au bâtiment.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans des conditions précisées dans l'article 4.1.2 du RPA 2024, qui sont les suivantes :

a. Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

b. Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au tableau.

Tableau II.7 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Zone sismique	**Groupe d'importance**			
	1A	**1B**	**2**	**3**
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Note : (∗) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur.

Dans notre cas, le bâtiment est situé en zone VI et appartient au groupe d'importance 2. Sa hauteur totale est de 30,94 m, ce qui dépasse la limite fixée par le RPA 2024 (≤ 5 niveaux et ≤ 17 m). Pour cela l'application de la méthode statique équivalente est juste pour des raisons de vérification dans la méthode modale spectrale.

II.6.1.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

D'après l'article 4.2.4 du RPA2024 la formule empirique à utiliser est :

$$T_{empirique} = C_T.(h_N)^{3/4} \qquad (II.4)$$

- $T_{empirique}$: Période fondamentale en seconde (s) ;
- h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau en mètre (m) ;
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau II.8 : Valeurs du coefficient C_T.

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	**0.050**
4	Autres types de structures.	0.050

Dans notre cas la structure est constituée de voiles en béton armé, avec remplissage en maçonnerie, donc $C_T = 0.05$ et $h_N = 30.94\text{m}$:

$$T_{empirique} = 0.656\ \text{s}$$

La période fondamentale numérique donnée par le logiciel ETABS :

$$T_{calculé} = 0{,}549\ \text{s}$$

La valeur de la période (T_0) à prendre pour le calcul de l'effort tranchant à la base V est donnée selon le RPA 2024 par tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{calculé} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calculé}$
$T_{calculé} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Dans notre cas $T_{calculé} = 0.549\ s < 1.3T_{empirique} = 0.853\ s$

La période fondamentale $\mathbf{T_0 = 0.549\ s}$

II.6.1.2. 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 conformément à la formule définie dans l'article 4.2.3 du RPA 2024 :

$$V = \lambda . \frac{S_{ad}}{g}(T_0). W \qquad (II.5)$$

Avec

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;
- T_0: Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;
- λ : Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 \text{ si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \text{ autrement} \end{cases}$$

- W : Poids sismique total du bâtiment.

➢ **Ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$**

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant selon l'article 3.3.3 du RPA2024 :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1}.\left(2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right)\right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2.T_3}{T^2}\right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \qquad (II.6)$$

➢ **Coefficient d'accélération A**

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'Alger. Selon l'RPA2024, cette région est classée en zone VI ce qui correspond à **A= 0.3g**.

➢ **Coefficient d'importance I**

C'est un bâtiment de groupe d'usage 2 donc le coefficient d'importance **I = 1**.

➢ **Coefficient du site S et les périodes caractéristiques**

D'après le tableau 3.3 du RPA 2024 nous avons un spectre de **type I** (Zone VI et V) et un site meuble **S2**.

Tableau II.10 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1(Zones IV, V et VI).

Spectre de type 1 (Zone IV, V et VI)	**S**	$\mathbf{T_1(s)}$	$\mathbf{T_2(s)}$	$\mathbf{T_3(s)}$
Site : S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
Site : S_2	**1.20**	**0.10**	**0.50**	**2.0**
Site : S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
Site : S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

$S = 1.20$; $T_1 = 0.10$ s ; $T_2 = 0.50$ s ; $T_3 = 2.0$ s.

- **Coefficient de comportement global R**

Le bâtiment étudié est une structure en béton armé avec un système de contreventement constitué par des voiles donc **R=4,5 (b).**

- **Facteur de qualité Q_F**

Le facteur de qualité a déjà été calculé **Q_F = 1,05**.

- **Coefficient de correction λ**

On a : $T_0 = 0.549$ s $< 2T_2 = 1$s et nous avons plus de 2 niveaux → **λ = 0.85**

- **Ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$**

Pour $T_2 = 0.50$ s $\leq T = 0.549$ s $< T_3 = 2.0$ s

$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right].\left[\frac{T_2}{T}\right] \rightarrow \frac{S_{ad}}{g}(T) = \mathbf{0.19125}$

II.6.1.3. Poids sismique total du bâtiment W

Il est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi} \qquad \text{(II.7)}$$

Avec

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ;
- W_{Qi} : charge d'exploitation ;
- ψ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné dans le RPA2024 (dans notre cas ψ = 0.3).

Tableau II.11 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ, pour la charge d'exploitation Q_i.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars.	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiments recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0.60

Le poids total de la structure est donné directement par ETABS est **W= 71503.85 KN.**

II.6.1.4. Calcul de la force sismique

Tableau II.12 : Calcul de la force sismique.

λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	W(KN)	V (KN)
0.85	0.19125	71503.85	11623.84

II.6.2. Méthode d'analyse modal spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode de calcul sismique qui consiste à décomposer la structure en ses modes propres de vibration et à déterminer la réponse dynamique de chacun à partir du spectre de réponse réglementaire, puis à combiner ces réponses pour obtenir les efforts sismiques globaux.

Selon l'article 4.1.3 du RPA 2024 la méthode modale spectrale peut être utilise dans tous les cas, en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

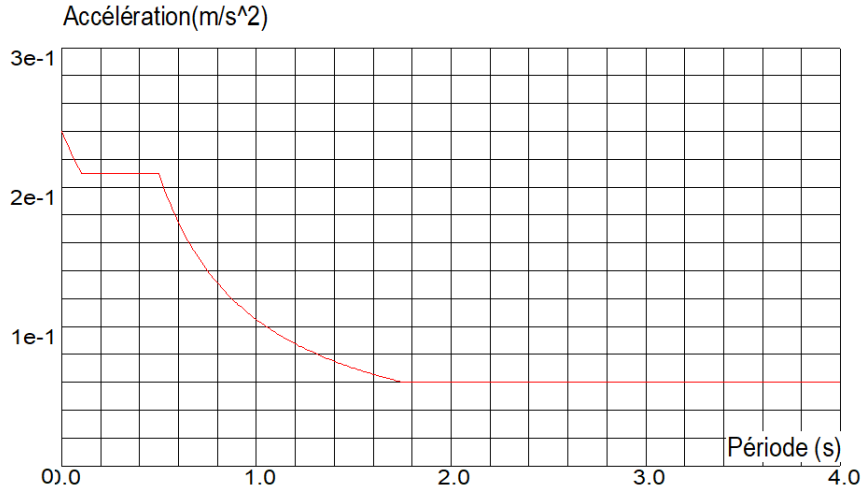


Figure II.6 : Spectre de calcul S_{ad} horizontale.

II.6.2.1. Vérification du taux de participation modale

En se référant à l'Article 4.3.3 du RPA 2024, le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- 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.

Tableau II.13 : Résultats de l'analyse modale UX et UY et RZ.

Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	**0,549**	0,0102	**0,6258**	0,0102	0,6258	0,0145
2	**0,542**	**0,6576**	0,0086	0,6678	0,6344	0,0032
3	**0,479**	0,0019	0,0166	0,6697	0,6509	**0,6254**
4	0,134	0,1656	0,0001	0,8353	0,651	1,688E-05
5	0,131	0	0,0003	0,8353	0,6513	2,1E-06
6	0,123	0,0001	0,1884	0,8354	0,8398	0,0012
7	0,107	0,0001	0,0011	0,8355	0,8409	0,1762
8	0,063	0,0533	0,0001	0,8888	0,841	2,32E-05
9	0,055	0,0001	0,0676	0,8889	**0,9086**	0,0001
10	0,047	2,393E-05	0,0001	0,8889	0,9087	0,0632
11	0,04	0,027	0,0001	**0,9159**	0,9087	1,315E-05
12	0,039	1,622E-05	0	0,916	0,9087	0

➢ **Interprétation des résultats**

- Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, les conditions requises sont vérifiées, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus atteignant 90 % au 9e mode suivant l'axe Y–Y et au 11e mode suivant l'axe X–X.
- Le premier mode est une translation suivante Y.
- Le deuxième mode est une translation suivante X.
- Le troisième mode est une torsion.

II.6.2.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après l'Article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismique à la base $V_{dynamique}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ ($V_{dynamique} > 0.8V_{statique}$).

Tableau II.14 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant à la base	$V_{statique}$		$V_{dynamique}$	
	$0.8V_x$	$0.8V_y$	V_x	V_y
	9299.072 KN	9299.072 KN	9492.2668 KN	9188.5803 KN

L'effort tranchant à la base est vérifié dans la direction X, tandis qu'il n'est pas vérifié dans la direction Y. Par conséquent, conformément aux exigences du RPA 2024 il faut donc augmenter tous les paramètres de la réponse dans la direction Y en les multipliant par le rapport ($\frac{0.8V}{V_t}$).

$$r_Y = \frac{0.8V}{V_y} = 1.012024$$

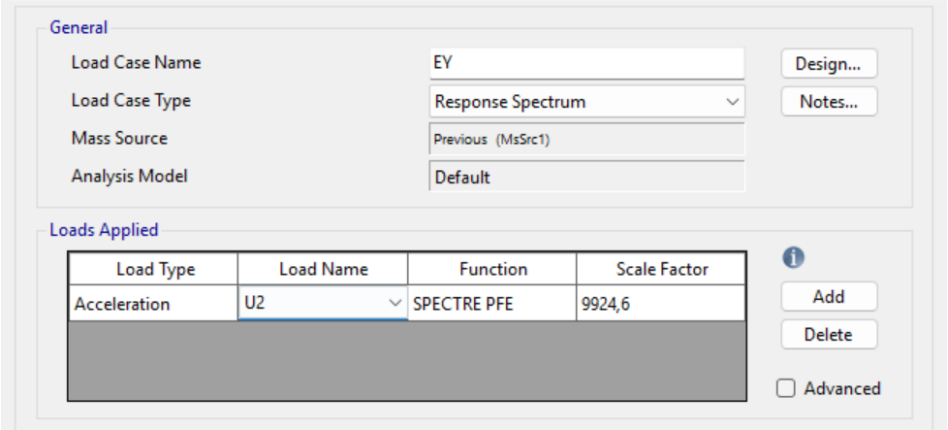


Figure II.7 : Correction du spectre de réponse.

Après la correction sur ETABS on a obtenu suivant la direction Y :

$V_{dynamique} = 9299{,}09$ KN > 9299.07 KN donc la condition est vérifiée.

II.7. LES COMBINAISONS D'ACTIONS

Les combinaisons d'actions selon l'article 5.2 du RPA 2024 sont :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Où :

- G : charges permanentes ;
- Q : charges d'exploitation, non pondérées ;
- ψ: Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;

et :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_X \pm 0.3E_Y \\ E_2 = \pm 0.3E_X \pm E_Y \end{cases} \quad \text{(II.8)}$$

II.8. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

II.8.1. Justification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \qquad \text{(II.9)}$$

où:

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jours.

En plus des vérifications prescrites par le C.B.A, et afin de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée) sous l'effet des sollicitations sismiques d'ensemble, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} < 0.4$$

Le tableau II.15 regroupe les résultats relatifs au calcul de l'effort normal réduit ν :

Tableau II.15 : Vérification de l'effort normal réduit sur les voiles.

Voile	a (mm)	b (mm)	B_c (mm^2)	N_d (KN)	ν	Condition
P1	300	6900	2070000	5761,4773	0,1113	Vérifiée
P6	300	1600	480000	3838,3226	0,3198	Vérifiée
P13	300	2300	690000	4726,1987	0,2739	Vérifiée
P17	300	24100	7230000	17851,0372	0,0987	Vérifiée
P19	300	17550	5265000	10852,6048	0,0824	Vérifiée
P1x	300	6700	2010000	6926,4298	0,1378	Vérifiée
P2x	300	4700	1410000	6776,6879	0,1922	Vérifiée
P1y	300	2550	765000	6280,789	0,3284	Vérifiée
P3y	300	4550	1365000	9711,0025	0,2845	Vérifiée
P4y	300	2300	690000	5921,2993	0,3432	Vérifiée
P8y	300	4550	1365000	9213,9056	0,2700	Vérifiée

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

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations avec un coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1,3.

Tableau II.16 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens X-X).

Étage	V_x (kN)	F_x (kN)	h (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)
ETAGE 9	1696,9946	1696,9946	34	57697,8164	861621,32
ETAGE 8	3342,3776	1368,1663	30,94	42331,0653	861621,32
ETAGE 7	4710,5439	1147,8256	27,88	32001,3777	861621,32
ETAGE 6	5858,3695	962,6527	24,82	23893,04	861621,32
ETAGE 5	6821,0222	808,1418	21,76	17585,1656	861621,32
ETAGE 4	7629,164	669,1636	18,7	12513,3593	861621,32
ETAGE 3	8298,3276	524,9554	15,64	8210,30246	861621,32
ETAGE 2	8823,283	384,5066	12,58	4837,09303	861621,32
ETAGE 1	9207,7896	234,4903	9,52	2232,34766	861621,32
RDC	9442,2799	49,8954	6,46	322,324284	861621,32
SSOL	9492,1753	9492,1753	3,06	29046,0564	**861621,32**
			Total	**230669,948**	

Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement $= \frac{M_s}{M_r} = \frac{861621,32}{230669,948} = 3,735 > 1.3$ (Condition vérifiée).

Tableau II.17 : Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble (sens Y-Y).

Étage	V_y (kN)	F_y (kN)	h (m)	M_r (KN.m)	M_s (KN.m)
ETAGE 9	1739,6248	1739,6248	34	59147,2432	627446,231
ETAGE 8	3383,1819	1643,5571	30,94	50851,6567	627446,231
ETAGE 7	4701,261	1318,0791	27,88	36748,0453	627446,231
ETAGE 6	5782,1365	1080,8755	24,82	26827,3299	627446,231
ETAGE 5	6696,7188	914,5823	21,76	19901,3108	627446,231
ETAGE 4	7463,2207	766,5019	18,7	14333,5855	627446,231
ETAGE 3	8089,459	626,2383	15,64	9794,36701	627446,231
ETAGE 2	8594,3751	504,9161	12,58	6351,84454	627446,231
ETAGE 1	8979,1657	384,7906	9,52	3663,20651	627446,231
RDC	9222,5574	243,3917	6,46	1572,31038	627446,231
SSOL	9297,9617	75,4043	3,06	230,737158	**627446,231**
			Total	**229421,637**	

Coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement $= \frac{M_s}{M_r} = \frac{627446,231}{229421,637} = 2,734 > 1.3$ (Condition vérifiée).

D'après le calcul des coefficients de sécurité vis-à-vis du renversement, la condition est vérifiée, ce qui confirme la stabilité et l'équilibre du système conformément aux exigences du RPA 2024.

II.8.3. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

II.8.3.1. Justification de limitation des dommages

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 la limite suivante :

$$\nu_A \cdot \Delta_K \leq 0.0075\, h_k \qquad \text{(II.10)}$$

Avec :

- Δ_K : Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k −1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \qquad \text{(II.11)}$$

- δ_k : Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon la formule :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta e_k \qquad \text{(II.12)}$$

où:

  - δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion) ;
  - R : Coefficient de comportement ;
  - Q_F : Coefficient de qualité.

Pour notre cas d'etude : $\delta_k = \frac{4.5}{1.05} \cdot \delta e_k = 4.2857\, \delta e_k$

- h_k : est la hauteur du niveau k .
- ν_A : Coefficient réducteur , on le prend égal à 0,5.

Tableau II.18 : Justification vis-à-vis la limitation des dommages (sens X-X).

Étage	$\delta_{ek}\,(mm)$	$\delta_k\,(mm)$	$\Delta_k\,(mm)$	$\nu_A \Delta_k\,(mm)$	$0.0075\, h_k$ (mm)	Condition
ETAGE 9	20,435	87,5785	8,5971	4,2985	22,95	Vérifiée
ETAGE 8	18,429	78,9814	9,1371	4,5685	22,95	Vérifiée
ETAGE 7	16,297	69,8442	9,5485	4,7742	22,95	Vérifiée
ETAGE 6	14,069	60,2957	9,8442	4,9221	22,95	Vérifiée
ETAGE 5	11,772	50,4514	9,9428	4,9714	22,95	Vérifiée
ETAGE 4	9,452	40,5085	9,7714	4,8857	22,95	Vérifiée
ETAGE 3	7,172	30,7371	9,2828	4,6414	22,95	Vérifiée
ETAGE 2	5,006	21,4542	8,4042	4,2021	22,95	Vérifiée
ETAGE 1	3,045	13,05	7,0542	3,5271	22,95	Vérifiée
RDC	1,399	5,9957	5,1342	2,5671	25,5	Vérifiée
SSOL	0,201	0,8614	0,8614	0,4307	22,95	Vérifiée

Tableau II.19 : Justification vis-à-vis la limitation des dommages (sens Y-Y).

Étage	δ_{ek} (mm)	$\delta_k\,(mm)$	$\Delta_k\,(mm)$	$v_A\,\Delta_k\,(mm)$	$0.0075\,h_k$ (mm)	Condition
ETAGE 9	21,16	90,6857	10,2214	5,1107	22,95	Vérifiée
ETAGE 8	18,775	80,4642	10,3885	5,1942	22,95	Vérifiée
ETAGE 7	16,351	70,0757	10,5471	5,2735	22,95	Vérifiée
ETAGE 6	13,89	59,5285	10,5642	5,2821	22,95	Vérifiée
ETAGE 5	11,425	48,9642	10,3671	5,1835	22,95	Vérifiée
ETAGE 4	9,006	38,5971	9,8914	4,9457	22,95	Vérifiée
ETAGE 3	6,698	28,7057	9,09	4,545	22,95	Vérifiée
ETAGE 2	4,577	19,6157	7,9157	3,9578	22,95	Vérifiée
ETAGE 1	2,73	11,7	6,2828	3,1414	22,95	Vérifiée
RDC	1,264	5,4171	4,4057	2,2028	25,5	Vérifiée
SSOL	0,236	1,0114	1,0114	0,5057	22,95	Vérifiée

II.8.3.2. Justification de non-effondrement

Selon l'article 5.10.1 de l'RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon (II.11), ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$:

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta_k} \quad \text{(II.13)}$$

Avec :

$\overline{\Delta_k} = 0.0150 h_k$ pour un bâtiment en béton armé.

Tableau II.20 : Justification vis-à-vis le non-effondrement (sens X-X).

Étage	$\Delta_k\,(mm)$	$\overline{\Delta_k}\,(mm)$	Condition
ETAGE 9	8,5971	45,9	Vérifiée
ETAGE 8	9,1371	45,9	Vérifiée
ETAGE 7	9,5485	45,9	Vérifiée
ETAGE 6	9,8442	45,9	Vérifiée
ETAGE 5	9,9428	45,9	Vérifiée
ETAGE 4	9,7714	45,9	Vérifiée
ETAGE 3	9,2828	45,9	Vérifiée
ETAGE 2	8,4042	45,9	Vérifiée
ETAGE 1	7,0542	45,9	Vérifiée
RDC	5,1342	51	Vérifiée
SSOL	0,8614	45,9	Vérifiée

Tableau II.21 : Justification vis-à-vis le non-effondrement (sens Y-Y).

Étage	$\Delta_k\,(mm)$	$\overline{\Delta_k}\,(mm)$	Condition
ETAGE 9	10,2214	45,9	Vérifiée
ETAGE 8	10,3885	45,9	Vérifiée

ETAGE 7	10,5471	45,9	Vérifiée
ETAGE 6	10,5642	45,9	Vérifiée
ETAGE 5	10,3671	45,9	Vérifiée
ETAGE 4	9,8914	45,9	Vérifiée
ETAGE 3	9,09	45,9	Vérifiée
ETAGE 2	7,9157	45,9	Vérifiée
ETAGE 1	6,2828	45,9	Vérifiée
RDC	4,4057	51	Vérifiée
SSOL	1,0114	45,9	Vérifiée

II.8.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est un effet non linéaire (du 2° second ordre) qui se produit dans chaque structure ou élément soumis à des charges axiales et latérales, à partir de l'Article 5.9 du RPA 2024, 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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \qquad \text{(II.14)}$$

Avec :

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », défini comme:
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \qquad \text{(II.15)}$$
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k :
$$P_k = \sum_{i=k}^{n} (G_i + \psi Q_i) \qquad \text{(II.16)}$$
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^{n} F_i \qquad \text{(II.17)}$$
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Les résultats relatifs au calcul du coefficient θet à l'évaluation de l'effet P-Δ sont présentés dans les tableaux ci-après, pour les deux directions X et Y :

Tableau II.22 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens X-X).

Étage	$P_K(KN)$	$\Delta k\ (mm)$	$V_k(KN)$	$h_k\ (mm)$	θ	Condition
ETAGE 9	6233,1101	8,5971	1696,9946	3060	0,0103	Vérifiée
ETAGE 8	12622,7542	9,1371	3342,3776	3060	0,0112	Vérifiée
ETAGE 7	19012,3983	9,5485	4710,5439	3060	0,0125	Vérifiée
ETAGE 6	25402,0424	9,8442	5858,3695	3060	0,0139	Vérifiée
ETAGE 5	31791,6865	9,9428	6821,0222	3060	0,0151	Vérifiée
ETAGE 4	38181,3306	9,7714	7629,164	3060	0,0159	Vérifiée
ETAGE 3	44570,9747	9,2828	8298,3276	3060	0,0162	Vérifiée
ETAGE 2	50960,6188	8,4042	8823,283	3060	0,0158	Vérifiée
ETAGE 1	57327,3384	7,0542	9207,7896	3060	0,0143	Vérifiée
RDC	63947,8978	5,1342	9442,2799	3400	0,0102	Vérifiée

SSOL	71503,844	0,8614	9492,1753	3060	0,0021	Vérifiée

Tableau II.23 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (sens Y-Y).

Étage	$P_K(KN)$	$\Delta k\ (mm)$	$V_k(KN)$	$h_k\ (mm)$	θ	Condition
ETAGE 9	6233,1101	10,2214	1739,6248	3060	0,0119	Vérifiée
ETAGE 8	12622,7542	10,3885	3383,1819	3060	0,0126	Vérifiée
ETAGE 7	19012,3983	10,5471	4701,261	3060	0,0139	Vérifiée
ETAGE 6	25402,0424	10,5642	5782,1365	3060	0,0151	Vérifiée
ETAGE 5	31791,6865	10,3671	6696,7188	3060	0,0160	Vérifiée
ETAGE 4	38181,3306	9,8914	7463,2207	3060	0,0165	Vérifiée
ETAGE 3	44570,9747	9,09	8089,459	3060	0,0163	Vérifiée
ETAGE 2	50960,6188	7,9157	8594,3751	3060	0,0153	Vérifiée
ETAGE 1	57327,3384	6,2828	8979,1657	3060	0,0131	Vérifiée
RDC	63947,8978	4,4057	9222,5574	3400	0,0089	Vérifiée
SSOL	71503,844	1,0114	9297,9617	3060	0,0025	Vérifiée

II.9. CONCLUSION

Ce chapitre porte sur l'étude sismique de la structure, permettant d'évaluer sa résistance face au risque sismique et d'effectuer les différentes vérifications nécessaires pour garantir un comportement parasismique satisfaisant, conformément aux exigences du RPA 2024. Une disposition adéquate des voiles de contreventement a ainsi été adoptée afin d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment sous l'action sismique.

L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS, qui a permis une modélisation détaillée de la structure en tenant compte de ses principales caractéristiques, notamment la masse, la rigidité, l'amortissement ainsi que les interactions entre les différents éléments structuraux. Cette étude a conduit à la détermination des valeurs propres de la structure à travers l'application de la méthode statique équivalente et de la méthode d'analyse modale spectrale.

Enfin, l'ensemble des vérifications de sécurité exigées par le RPA 2024 ont été satisfaites, montrant que la structure présente une stabilité et un comportement adéquats vis-à-vis de l'action sismique.

CHAPITRE III :
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES.

III.1. INTRODUCTION

Le ferraillage constitue une étape fondamentale dans la détermination des sections d'armature nécessaires pour garantir la résistance des éléments structuraux. Ce processus affecte directement la stabilité et la sécurité de la structure entière. Cette étape vise à garantir une résistance suffisante face aux efforts appliqués tout en respectant les exigences de sécurité et de service. Le présent chapitre est consacré au calcul et au ferraillage des éléments en béton armé de la structure, conformément aux dispositions réglementaires du RPA 2024 et du BAEL 91 modifié 99.

III.2. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.2.1. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé en périphérie de la toiture-terrasse. Sa réalisation est nécessaire pour des raisons de sécurité et d'étanchéité des terrasses inaccessibles. Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher-terrasse.

Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut entraîner des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en flexion composée dans la section d'encastrement, à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

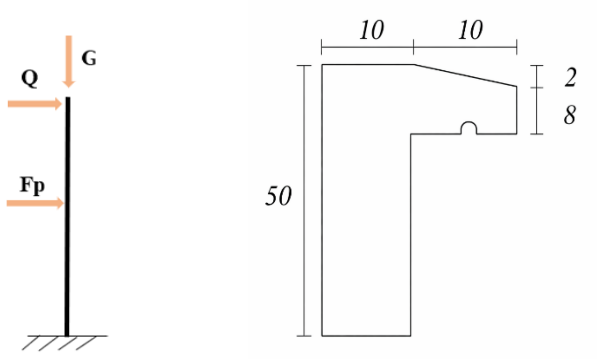


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1.1. Évaluation des charges et surcharges

D'après l'article 6.2.3 du RPA 2024, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.\left(1 + \frac{3h_z}{H}\right).W_p \qquad (III.1)$$

- C_p : Facteur de force horizontale variante entre 0.4 et 0.8 ;
- 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.

Tableau III.1 : Paramètres d'évaluation de la force horizontale.

A	I	S	C_p	W_p(KN/ml)	H(m)	h_z(m)
0.3	1	1.2	0.8	1.475	30.94	30.94

On trouve que : $F_{pk} = 1.699$ KN/ml.

III.2.1.2. Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

- $N_G = 1.475\ KN$; $N_Q = 0\ KN$
- $V_G = 0\ KN$; $V_Q = 1\ KN$
- $M_G = 0\ KN$; $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5\ KN.ml$
- $M_F = F_{pk} \times \frac{h}{2} = 1.699 \times \frac{0.5}{2} = 0.425$ KN. ml

Tableau III.2 : Les combinaisons d'actions que subit l'acrotère.

	Combinaisons	Les moments (KN. ml)	Effort tranchant (KN)
ELU	$1.35G + 1.5Q$	$M_1 = 1.35M_G + 1.5M_Q$ $M_1 = 0.75$ KN. ml	$V_{u1} = 1.35V_G + 1.5V_Q$ $V_{u1} = 1.5$ KN
ELS	$G + Q$	$M_2 = M_G + M_Q$ $M_2 = 0.5$ KN. ml	$V_{u2} = V_G + V_Q$ $V_{u2} = 1$ KN

III.2.1.3. Calcul du ferraillage

Selon BAEL91, le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée pour une bande de 1m linéaire :

h =10 cm; b =100 cm; d = 0.9×h= 9 cm

Calcul des armatures longitudinales

- **Calcul de l'excentricité**

$$GC = e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{M_1}{1.35N_G} = 0.376\text{m} = 37.6\text{cm} \quad \text{(III.2)}$$

$e = 37.6\text{cm} > \frac{h}{2} = 5cm$, le centre de pression est à l'extérieur de la section → La section est partiellement comprimée SPC.

- **Calcul de la section A_s**

$$M_{uA} = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.82965\ \text{KN.m} \quad \text{(III.3)}$$

$$\mu_A = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.007228 < 0.186 \quad \text{(III.4)}$$

Donc il n'y a pas d'armatures comprimées (SSAC) :

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.009068\ ;\quad Z = d(1-0.4\alpha) = 0.08967\ ;\quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435\ \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s}\left[\frac{M_{uA}}{Z} - N_u\right] = 0.167\text{cm}^2 \quad \text{(III.5)}$$

- **Condition de non-fragilité selon BAEL91**

$$A_{min} \geq 0.23.\frac{f_{t28}}{f_e}.bd = 0.87cm^2 \quad \text{(III.6)}$$

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = 0.87\text{cm}^2$$

- **Choix d'armatures**

On opte pour 4HA8 avec $A_s = 2.01$ cm².

Calcul des armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.5024\ \text{cm}^2$$

On opte pour 4HA6 avec $A_t = 1.13$ cm².

III.2.1.4. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton**

Selon l'article A.5.1.313/BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \text{ (Cas de fissuration préjudiciable) (III.7)}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0167\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left\{0.15\frac{30}{1.5} = 2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_b$, la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'espacement**

Armatures longitudinales

$$S_t < \min\{3h\ ; 33\text{cm}\} = \min\{30\text{cm}\ ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{(III.8)}$$

On prend $S_t = 25cm$

Armatures de répartition

$$S_t < \min\{4h\ ; 45\text{cm}\} = \min\{40\text{cm}\ ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \qquad \text{(III.9)}$$

On prend $S_t = 35cm$

III.2.1.5. Vérification à l'ELS

- **Vérification de la compression dans le béton**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}.X}{I_1} \end{cases} \qquad \text{(III.10)}$$

- X : la position de l'axe neutre ;
- I_1 : inertie de la section homogénéisée.

Pour déterminer la position de l'axe neutre on doit résoudre l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} + n.A'_S(X - c') - n.A_s(d - X) = 0 \quad \text{(III.11)}$$

- n : coefficient d'équivalence = 15 ;
- $A'_S = 0$;
- $A_s = 2.01\ cm^2$.

$$50X^2 + 30.15X - 271.35 = 0$$

$$X = 2.047cm$$

Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n.A'_S(X - c')^2 + n.A_s(d - X)^2 \quad \text{(III.12)}$$

$$I_1 = 1743.4898\ cm^4$$

$\sigma_{bc} = 0.587\ MPa \leq 15MPa$, la condition est vérifiée.

➢ **Vérification de la traction dans les armatures**

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left[0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right]\right\} \\ \sigma_{st} = n.\frac{M_{ser}.(d-X)}{I_1} \end{cases} \quad \text{(III.13)}$$

$$\sigma_{st} = 29.9\ MPa \leq \min\{333.33; \max[250; 181.75]\} = 250MPa$$

$\sigma_{st} \leq 250MPa$, la condition est vérifiée.

Tableau III.3 : Récapitulatif du ferraillage de l'acrotère.

Armatures principales			**Armatures de répartition**		
A_s	**Ferraillage**	**S_t**	**A_t**	**Ferraillage**	**S_t**
2.01 cm²	4HA8	$25cm$	$1.13\ cm^2$	4HA6	$35cm$

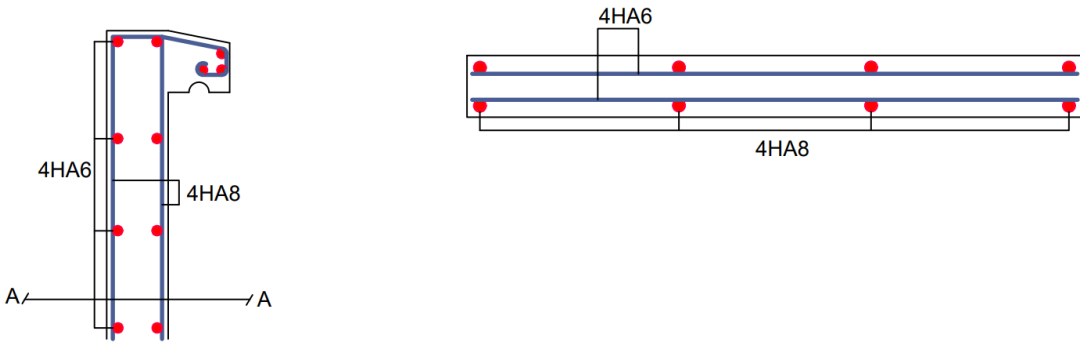


Figure III.2 : Schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.2.2. Les escaliers

L'escalier étant situé à l'intérieur du bâtiment, il est protégé contre les intempéries ; la fissuration est donc jugée peu préjudiciable. Le calcul sera effectué en flexion simple pour une section rectangulaire.

Le schéma statique de l'escalier, se présente comme une poutre droite, chargée uniformément par deux charges q_1 et q_2 traduisant le poids du palier et celui de la volée.

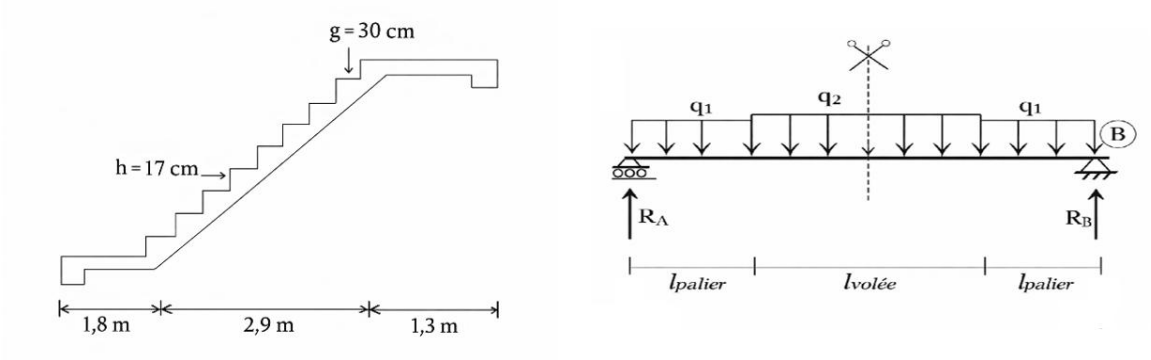


Figure III.3 : Schéma statique de l'escalier étudié.

III.2.2.1. Évaluation des charges et surcharges

- **Calcul des sollicitations**

Pour le palier : $\begin{cases} G = 5.46\ KN/m^2 \\ Q = 2.5\ KN/m^2 \end{cases}$; Pour la volée : $\begin{cases} G = 8.2\ KN/m^2 \\ Q = 2.5\ KN/m^2 \end{cases}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \begin{cases} q_1 = 11.12\ KN/m^2 \\ q_2 = 14.82\ KN/m^2 \end{cases}$$

On calcul la charge équivalente à l'ELU :

$$q_e = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} \quad \text{(III.14)}$$

$$q_e = \frac{11.12 \times 1.8 + 14.82 \times 2.9 + 11.12 \times 1.3}{1.8 + 2.9 + 1.3} = 12.91\ KN/ml$$

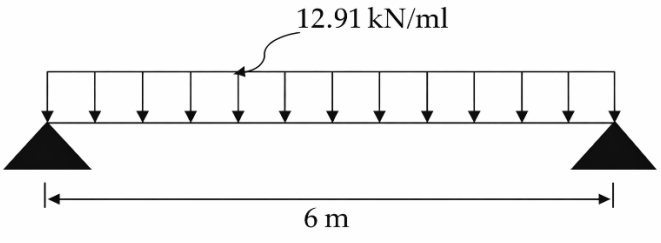


Figure III.4 : La charge équivalente de l'escalier à ELU.

On calcul la charge équivalente à l'ELS :

$$q_{ser} = G + Q \begin{cases} q_1 = 7.96\ KN/m^2 \\ q_2 = 10.7\ KN/m^2 \end{cases}$$

$$q_{ser} = 9.28 \text{ KN/ml}$$

➢ **Calcul des moments**

La distribution des moments en appui et en travée se fait par la méthode forfaitaire :

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_e.L^2}{8}$;
- Le moment en travée : $M_t = 0.85M_0$; (III.15)
- Le moment en appuis : $M_a = 0.3M_0$.

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_0 = 58.095 \text{ KN.m} \\ M_t = 49.38 \text{ KN.m} \\ M_a = 17.43 \text{ KN.m} \end{cases} \qquad \text{ELS} : \begin{cases} M_0 = 41.76 \text{ KN.m} \\ M_t = 35.50 \text{ KN.m} \\ M_a = 12.528 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.2.2. Calcul du ferraillage

Selon le BAEL, la fissuration étant jugée peu préjudiciable, le dimensionnement des sections est effectué à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

h = 15cm; b = 100cm; d = 0.9×h = 13.5cm

➢ **Calcul des armatures longitudinales**

- **En appui :** $M_a = 17.43 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = 0.0675 < 0.186$$

Donc il n'y a pas d'armatures comprimées (SSAC) :

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.0874 \; ; \quad Z = d(1-0.4\alpha) = 0.130; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z.\sigma_s} = 3.082 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$M_t = 49.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 0.191 \; ; \; \mu_c = 0.237 \; \rightarrow \; \mu < \mu_C$$

Donc il n'y a pas d'armatures comprimées (SSAC) :

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.267 \; ; \quad Z = d(1-0.4\alpha) = 0.121; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z.\sigma_s} = 9.38 \text{ cm}^2$$

➢ **Condition de non-fragilité selon BAEL**

$$A_{min} \geq 0.23.\frac{f_{t28}}{f_e}.bd = 1.30 \; cm^2$$

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\}$$

En appui : $A_s = 3.082 \text{cm}^2$;

En travée : $A_s = 9.38cm^2$.

- **Choix d'armatures**

En appui : On prend 4HA10 avec $A_s = 3.14cm^2$;

En travée : On prend 6HA16 avec $A_s = 12.06cm^2$.

- **Calcul des armatures de répartition**

$$A_t = \frac{A_s}{4}$$

En appui :

$$A_t = \frac{3.14}{4} = 0.79\ cm^2$$

On opte pour 4HA10 avec $A_t = 3.14\ cm^2$

En travée :

$$A_t = \frac{12.06}{4} = 3.015\ cm^2$$

On opte pour 4HA10 avec $A_t = 3.14\ cm^2$

III.2.2.3. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$ (Cas de fissuration peu préjudiciable) (III.16)

$$V_u = \frac{q_e L}{2} = 38.73\ KN$$

$$\tau_u = \frac{38.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.287\ MPa$$

$$\bar{\tau}_b = \min\left\{0.2\frac{25}{1.5} = 3.33MPa\ ; 5MPa\right\} = 3.33MPa$$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_b$, la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'espacement**

Armatures longitudinales

$$S_t < \min\{3h\ ; 33cm\} = \min\{45cm\ ; 33cm\} = 33cm$$

En appui : On prend $S_t = 25cm$

En travée : On prend $S_t = 20cm$

Armatures de répartition

$$S_t < \min\{4h\ ; 45cm\} = \min\{60cm\ ; 45cm\} = 45cm$$

On prend un espacement $S_t = 25cm$, pour les 2 cas en appui et en travée.

III.2.2.4. Vérification à l'ELS

➢ **Vérification de la compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}.X}{I_1}$$

On détermine la position de l'axe neutre X :

$$\frac{bX^2}{2} + n.A'_S(X - c') - n.A_s(d - X) = 0$$

– **En appui**

$A'_S = 0$; $A_s = 3.14\ cm^2$

$$50X^2 + 47.1X - 635.85 = 0$$

$$X = 3.126cm$$

– **En travée**

$A'_S = 0$; $A_s = 12.06\ cm^2$

$$50X^2 + 180.9X - 2442.15 = 0$$

$$X = 5.41\ cm$$

Le moment d'inertie par rapport à l'axe neutre :

$$I_1 = \frac{bX^3}{3} + n.A'_S(X - c')^2 + n.A_s(d - X)^2$$

En appui : $I_1 = 6087.135\ cm^4$

En travée : $I_1 = 17117.575\ cm^4$

En appui : $M_{a\ ser} = 12.528\ KN.m$

$\sigma_{bc} = 6.43\ MPa \leq 15MPa$, la condition est vérifiée.

En travée : $M_{t\ ser} = 35.5\ KN.m$

$\sigma_{bc} = 11.22\ MPa \leq 15MPa$, la condition est vérifiée.

Tableau III.4 : Récapitulatif du ferraillage de l'escalier.

	Armatures principales			**Armatures de répartition**		
	A_s	**Ferraillage**	S_t	A_t	**Ferraillage**	S_t
En appui	3.14 cm²	4HA10	$25cm$	$3.14\ cm^2$	4HA10	$25cm$
En travée	12.06 cm²	6HA16	$20cm$	$3.14\ cm^2$	4HA10	$25cm$

III.3. ÉTUDE DES POUTRES

III.3.1. Les recommandations de ferraillage de l'RPA 2024

➢ **Armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60 ∅ (zone VI).
- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

➢ **Armatures transversales**

- Le diamètre φ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm.
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.003).s.b \quad \text{(III.17)}$$

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 : $s = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t; 17.5\,\text{cm} ; 6\phi_l \right)$ (III.18)

En dehors de la zone critique : $s' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) < \frac{h}{2}$ (III.19)

Avec :

- h : hauteur de la poutre ;
- φ_t : diamètre des armatures de confinement ;
- φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

➢ **Vérifications spécifiques aux poutres**

Vérification selon RPA 2024 et CBA 93

- Condition de non-fragilité : $A_{\text{CNF}} = \frac{0.23b\ d\ f_{t28}}{f_e}$
- Section minimale : $A_{min,\text{RPA}} = 0{,}5\% \times b \times h$ (III.20)
- Section maximale :

En zone courante : $A_{max,\text{RPA}} = 4\% \times b \times h$ (III.21)

En zone de recouvrement : $A_{max,\text{RPA}} = 6\% \times b \times h$ (III.22)

Vérification au cisaillement

La contrainte tangentielle maximale dans une poutre, dans le cas d'armatures transversales droites, doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u^{max} \leq \overline{\tau_b}$$

Avec : $\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d}$

- V_u^{max}: Effort tranchant maximal à l'ELU de l'élément considéré ;
- b_0: largeur de la poutre ou de la nervure au droit de V_u^{max};
- d : hauteur utile (valeur réelle).

$\overline{\tau_b} = Min(0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5\ MPa)$ pour une fissuration peu nuisible, Armatures droites ou droites associées à des barres relevées.

Vérification de l'armature inferieure minimale en appui BAEL91 Art 5.1, 312

$$A_s = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \quad \text{(III.23)}$$

Vérification de la bielle comprimée BAEL91 Art 5.1, 313

$$\frac{2V_u}{b_0 a} \leq \frac{0.8\, f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{(III.24)}$$

$$V_u \leq 0.267\, b_0 \times a \times f_{cj} \quad \text{(III.25)}$$

III.3.2. Les sollicitations de calcul des poutres

Tableau III.5 : Les sollicitations des calculs des poutres.

Étage	Combinaisons	Les moments max (KN.m)	
		En appui	En travée
Terrasse inaccessible	ELU : 1.35 G + 1.5Q	-61,5227	58,6054
	ELS : G + Q	-44,9261	42,777
	ELA : G+0.3Q±E_x±0.3E_y G+0.3Q±0.3E_x±E_y	**-118,7721**	**107,4211**
Étage courant	ELU : 1.35 G + 1.5Q	-77,9528	73,1911
	ELS : G + Q	-56,9062	53,4319
	ELA : G+0.3Q±E_x±0.3E_y G+0.3Q±0.3E_x±E_y	**-150,4791**	**158,9609**
RDC	ELU : 1.35 G + 1.5Q	-66,6165	35,798
	ELS : G + Q	-48,8266	26,2257
	ELA : G+0.3Q±E_x±0.3E_y G+0.3Q±0.3E_x±E_y	**-96,836**	**101,9802**
Sous-sol	ELU : 1.35 G + 1.5Q	-42,02	28,5202
	ELS : G + Q	-30,3613	20,582
	ELA : G+0.3Q±E_x±0.3E_y G+0.3Q±0.3E_x±E_y	**-45,3818**	**51,4347**

III.3.3. Exemple de ferraillage d'une poutre

Les poutres sont soumises à une flexion simple résultant de l'action simultanée d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant permet de dimensionner les

armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant sert au calcul des armatures transversales. Dans cet exemple de calcul, on considère le cas **d'une poutre de terrasse inaccessible**.

b = 30 cm; h = 40 cm; d = 0.9 × h = 36cm.

III.3.3.1. Calcul de ferraillage longitudinale

- **En appui**

Tableau III.6 : Ferraillage des armatures longitudinales en appui.

Paramètres et formules	Résultats obtenus
$\mathbf{M_u}$ **(KN.m)**	-118,7721
$\boldsymbol{f_{bu}}$ **(MPa)**	21,739
$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}}$	0,140
$\boldsymbol{\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}}$	0,190
$\boldsymbol{z = d(1-0.4\alpha)}$ **(m)**	0,332
$\boldsymbol{\varepsilon_s}$	10×10^{-3}
$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s}}$ **(cm²)**	7,141

Choix des armatures :

Armatures supérieures : 5 HA Ø14 → $\boldsymbol{A_s = 7,70\ cm^2}$.
Armatures inférieures : 3 HA Ø14 → $\boldsymbol{A_s = 4,62\ cm^2}$.

- **En travée**

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

Paramètres et formules	Résultats obtenus
$\mathbf{M_u}$ **(KN.m)**	107,4211
$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}}$	0,127
$\boldsymbol{\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8}}$	0,170
$\boldsymbol{z = d(1-0.4\alpha)}$ **(m)**	0,335
$\boldsymbol{\varepsilon_s}$	10×10^{-3}
$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s}}$ **(cm²)**	6,404

Choix des armatures :

Armatures supérieures : 3 HA Ø14 → $\boldsymbol{A_s = 4,62\ cm^2}$.
Armatures inférieures : 5 HA Ø14 → $\boldsymbol{A_s = 7,70\ cm^2}$.

III.3.3.2. Vérifications spécifiques aux poutres

- **Vérification selon RPA 2024 et CBA 93**

Condition de non-fragilité :

$$A_s = 12{,}32\ cm^2 > A_{\text{CNF}} = 1{,}19\ cm^2$$

Section minimale :

$$A_s = 12{,}32\ cm^2 > A_{min,\text{RPA}} = 6\ cm^2$$

Section maximale :

- En zone courante : $A_s = 12{,}32\ cm^2 < A_{max,\text{RPA}} = 48\ cm^2$
- En zone de recouvrement : $A_s = 12{,}32\ cm^2 < A_{max,\text{RPA}} = 72\ cm^2$

- **Vérification de l'armature inferieure minimale en appui**

$$A_s = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \rightarrow A_s = 1.77\ \text{cm}^2 < A_{s\ adop} = 4.62\ \text{cm}^2$$ **(Condition vérifiée)**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{76{,}9709}{0.3 \times 0.9 \times 0.4}$$

$$\overline{\tau_b} = Min(0.2 f_{cj}/\gamma_b;\ 5\ MPa) = 3.33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u^{max} = 0.71\ \text{MPa} \leq \overline{\tau_b} = 3.33\ \text{MPa}$$ **(Condition vérifiée)**

- **Vérification de la bielle comprimée**

$$V_u \leq 0.267\, b_0 \times a \times f_{cj} = 700.857\ KN$$

$$V_u = 76{,}9709\ KN \leq 700.857\ KN$$ **(Condition vérifiée)**

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

Tableau III.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition
En appui	-44.9261	7.70	5,76	15	Vérifiée
En travée	42.777	7.70	5,49	15	Vérifiée

III.3.3.3. Calcul de ferraillage transversal

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) = 11.42\ \text{mm}$$ (III.26)

Donc on prend : $\boldsymbol{\phi_t = 8mm}$ → (1 $cadre$ + 1 $étrier$) 4HA8 avec $\boldsymbol{A_t = 2.01cm^2}$

- **L'espacement des armatures transversales**

Dans les zones critiques : $s = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t; 17.5\ \text{cm} ; 6\phi_l\right)$ (III.27)

$$s = \min\left(\frac{40}{4} ; 24 \times 0.8; 17.5\ \text{cm} ; 6 \times 1.4\right) = 8.4\ \text{cm}$$

On prend : $\boldsymbol{s = 8\ cm}$.

En dehors de la zone critique : $s' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) < \frac{h}{2}$ (III.28)

$$s' = \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4\right) = 16.8\,cm < 20\,cm$$

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

➢ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

Dans les zones critiques : $A_{t,min} = (0.003).s.b = 0.72\,cm^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$

En dehors de la zone critique : $A_{t,min} = (0.003).s.b = 1.35\,cm^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$

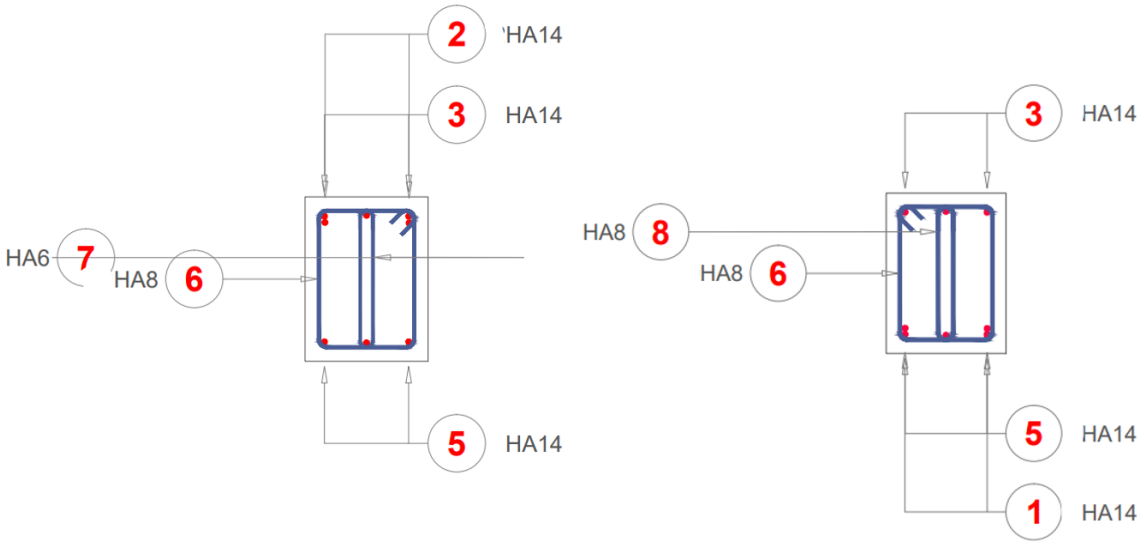


Figure III.5 : Schéma de ferraillage des poutres.

III.3.4. Ferraillage d'autres poutres avec SOCOTEC

➢ **Calcul du ferraillage longitudinal**

Tableau III.9 : Ferraillage longitudinal des poutres.

Étage		A_{min}(cm²)		A_s (cm²)	$A_{s,sup}$ (cm²)	$A_{s,inf}$ (cm²)
		A_{CNF}	$A_{min,RPA}$			
Étage courant	**En appui**	1.19	6	9	5 HA 16 = 10.05	3 HA 14 = 4.62
	En travée			9.57	3 HA 14 = 4.62	5 HA 16 = 10.05
RDC	**En appui**	1.19	6	5.56	3 HA 16 = 6.03	3 HA 14 = 4.62
	En travée			5.88	3 HA 14 = 4.62	3 HA 16 = 6.03
Sous-sol	**En appui**	1.19	6	2.52	3 HA 16 = 6.03	3 HA 14 = 4.62
	En travée			2.87	3 HA 14 = 4.62	3 HA 16 = 6.03

- **Calcul du ferraillage transversal**

Tableau III.10 : Ferraillage transversal des poutres.

Étage	Les diamètres		Zone nodale		Zone courante	
	ϕ_t (mm)	ϕ_l (mm)	s_{max} (cm²)	s_{adop}(cm²)	s'_{max}(cm²)	s'_{adop}(cm²)
Étage courant	14	8	8.4	8	16.8	15
RDC	14	8	8.4	8	16.8	15
Sous-sol	14	8	8.4	8	16.8	15

- **Vérifications spécifiques aux poutres**

Tableau III.11: Vérification de la Contrainte tangentielle maximale.

Étage	V_u^{max} (KN)	τ_u^{max} (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	Condition
Étage courant	78.4568	0.72	3.33	Vérifiée
RDC	72.9258	0.67		Vérifiée
Sous-sol	60.6091	0.56		Vérifiée

Tableau III.12 : Vérification de L'armature inferieur minimale en appui.

Étage	A_s (cm²)	$A_{s\,adop}$ (cm²)	Condition
Étage courant	1.8	4.62	Vérifiée
RDC	1.67	4.62	Vérifiée
Sous-sol	1.39	4.62	Vérifiée

Tableau III.13 : Vérification de la bielle comprimée.

Étage	V_u(KN)	$0.267\, b_0 \times a \times f_{cj}$ (KN)	Condition
Étage courant	78.4568	700.857	Vérifiée
RDC	72.9258		Vérifiée
Sous-sol	60.6091		Vérifiée

Tableau III.14 : Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

Étage		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition
Étage courant	**En appui**	-56,9062	10.05	6,72	15	Vérifiée
	En travée	53,4319	10.05	6,31		
RDC	**En appui**	-48,8266	6.03	6,79	15	Vérifiée
	En travée	26,2257	6.03	3,64		
Sous-sol	**En appui**	-30,3613	6.03	4,22	15	Vérifiée
	En travée	20,582	6.03	2,86		

Tableau III.15 : Vérification des sections d'armatures transversales minimales.

Étage		$A_{t,min}$ (cm²)	A_t (cm²)	Condition
Étage courant	**Dans les zones critiques**	0.72	2.01	Vérifiée
	En dehors de la zone critique	1.35		
RDC	**Dans les zones critiques**	0.72	2.01	Vérifiée
	En dehors de la zone critique	1.35		
Sous-sol	**Dans les zones critiques**	0.72	2.01	Vérifiée
	En dehors de la zone critique	1.35		

III.4. ETUDE DES DALLES

Le dimensionnement des dalles est réalisé en flexion simple. Les tableaux III.16 et III.17 récapitulent les sollicitations maximales auxquelles elles sont soumises, ainsi que le ferraillage associé.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5{,}8}{6{,}75} = 0.85 \quad \text{(III.29)}$$

Avec :

- L_x: la plus petite dimension du panneau ;
- L_y: la plus grande dimension du panneau ($L_x < L_y$).

Étant donné que :

$$0{,}4 \leq \alpha < 1$$

Donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

➢ **Diamètre maximal des armatures**

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correcte, les armatures doivent avoir un diamètre :

$$\varphi \leq \frac{h}{10} \quad \text{(III.30)}$$
$$\varphi \leq 20\ mm$$

➢ **Pourcentages minimaux d'acier en travée**

Sens l_y :

$$A_{y,min}\ (cm^2/m) = \begin{cases} 12\ h_0 & \text{pour les R.L.} \\ 8\ h_0 & \text{pour HA FeE 400} \\ 6\ h_0 & \text{pour HA FeE 500 ou T.S.} \end{cases} \rightarrow A_{y,min} = 1.2\ cm^2/m \quad \text{(III.31)}$$

Sens l_x :

$$A_{x,min}\ (cm^2/m) \geq \frac{3-\alpha}{2} A_{y,min}$$
$$A_{x,min}\ (cm^2/m) \geq 1.29\ cm^2/m$$

➢ **Espacements minimaux**

Cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable :

Armatures dans le sens l_x:

$$S_{tx} \leq \min(3h_0 ;\ 33\ cm)$$
$$S_{tx} \leq \min(60\ cm ;\ 33\ cm) = 33\ cm$$

Armatures dans le sens l_y:

$$S_{ty} \leq \min(4h_0 ;\ 45\ cm)$$
$$S_{ty} \leq \min(80\ cm ;\ 45\ cm) = 45\ cm$$

Tableau III.17 : Ferraillage des dalles sens X-X.

	M (KN.m)	A_s (cm² /m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm2 /m)	$A_{s\ min}$ (cm²/m)	
					BAEL	CNF
En appui	-71,764	9,01	5 HA 16	10.05	1.2	1.73
En travée	38,043	4,62	5 HA 16	10.05	1.2	1.73

Tableau III.18 : Ferraillage des dalles sens Y-Y.

	M (KN.m)	A_s (cm² /m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm² /m)	$A_{s\ min}$ (cm²/m)	
					BAEL	CNF
En appui	-66,683	8,33	6 HA 14	9.24cm2	1.29	1.73
En travée	19,989	2,39	6 HA 14	9.24cm2	1.29	1.73

➢ **Nécessité d'armatures d'âme (cisaillement)**

La vérification se fait selon la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17 \quad \text{(III.32)}$$

V_{xmax} = 64.731 KN $\rightarrow$ $\tau_u = 0.35$ MPa ≤ 1.17 MPa

V_{ymax} = 75.192 KN $\rightarrow$ $\tau_u = 0.41$ MPa ≤ 1.17 MPa

Le calcul montre qu'aucune armature d'âme n'est requise.

III.5. ÉTUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Ils sont des éléments porteurs rigides en béton- armé destinés à transmettre les charges latérales aux fondations.

Le voile est soumis à des forces verticales et des forces horizontales dues à l'action sismique le voile est donc sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Un effort normal résultant de la combinaison des charges permanentes, des charges d'exploitation et des charges sismiques.

Le ferraillage des voiles sera effectué en flexion composée, conformément aux règles et recommandations du BAEL 91 modifié 99 et du RPA 2024

III.5.1. Ferraillage des voiles de contreventement

Pour les voiles élancés ($\frac{h_w}{l_w} > 2.0$), le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu par le calcul de la structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (hcr) de la zone critique du voile.

Pour les voiles courts ($\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$), et les voiles de grandes dimensions ($\frac{h_w}{l_w} \leq \frac{2}{3}$) il n'est pas nécessaire de modifier les moments fléchissants, résultant du calcul de la structure.

$$h_{cr} = \max\left\{l_w; \frac{h_w}{6}\right\} \text{ et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad \text{(III.33)}$$

III.5.1.1. Ferraillage des éléments de rive

Selon l'article 7.7.4 du RPA2024, les recommandations à suivre pour le ferraillage des éléments de rive sont :

- Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur lc, mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égale à ε_{cu} = 0,35%. La longueur de l'élément de rive doit respecter la condition suivante :

$$l_c \geq \max\{0.15l_w; 1.5b_w\} \quad \text{(III.34)}$$

  - l_w: longueur du voile
  - b_w : largeur de l'âme du voile

- L'épaisseur b_c, des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale $\max(2b_w ; 0.2l_w)$, il convient que b_c ne soit pas inférieure à $\frac{h_e}{15}$, $h_e$étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale $\max(2b_w ; 0.2l_w)$, il convient alors que b_c ne soit pas inférieure à $\frac{h_e}{10}$.

➢ **Les armatures longitudinales**

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

➢ **Les armatures verticales**

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_0}{3}; 12.5\text{cm}; 6\phi_l\right\} \quad \text{(III.35)}$$

- ϕ_l: Le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\phi_l \geq 12$ mm.

- La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20 cm.
- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09\, s_t\, b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \qquad \text{(III.36)}$$

$$A_t \geq 0.3\, s_t\, b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \qquad \text{(III.37)}$$

- b_0: La largeur du noyau confiné de l'élément de rive.
- $\frac{A_g}{A_c}$: Le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

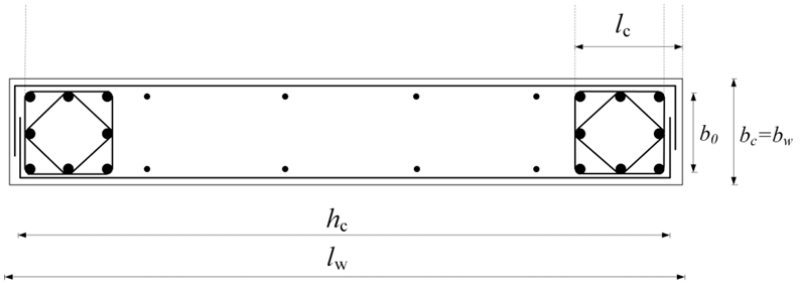


Figure III.6 : Eléments de rive pour les voiles.

III.5.1.2. Ferraillage de l'âme

➢ **Aciers verticaux**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm.
Le diamètre maximal φ_{max}, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{ mm} \leq \varphi_{max} \leq \frac{b_w}{8} \qquad \text{(III.38)}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en retenant 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, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad \text{(III.39)}$$

- $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_u$ (III.40)
- z: distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

III.5.2. Example de calcul et vérification du ferraillage du voile P8

III.5.2.1. Ferraillage des éléments de rive

➢ **Calcul de la hauteur critique**

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{30.94}{1.6} = 19.33 > 2.0$$

Le voile étant élancé, le diagramme du moment fléchissant est pris sous forme d'une enveloppe linéaire, obtenue à partir du calcul de la structure et décalée verticalement d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

$$h_{cr} = \max\left\{l_w; \frac{h_w}{6}\right\} \text{ et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = \max\{1.6; 5.15\} = 5.15 \text{ m et } h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w = 3.2\ m \\ 2h_e \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \rightarrow 6.4 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $h_{cr} = 3.2\ m$

➢ **Enveloppe de calcul des moments fléchissant :**

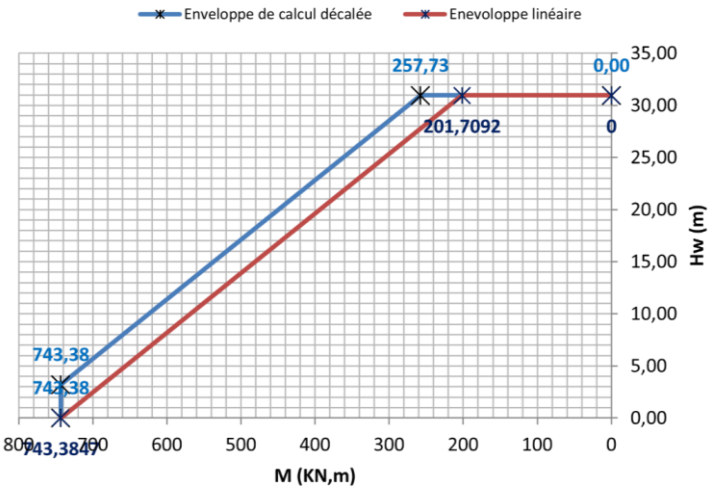


Figure III.7 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

➢ **Dimensions des éléments de rive confinées**

La longueur de l'élément de rive $l_c$doit satisfaire la condition suivante, conformément au RPA 2024 :

$$l_c \geq \max\{0.15l_w; 1.5b_w\}$$
$$l_c \geq \max\{0.24; 0.45\}$$

$$l_c = 0.5\ m$$
$$b_c = 0.3\ m$$

- **Les sollicitations de calcul**

Le tableau suivant présente les efforts N et M du voile P8 sous la combinaison $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$, correspondant au cas le plus défavorable :

Tableau III.19 : Efforts de calcul N et M du voile P8 sous la combinaison sismique $G+0.3Q+E_x+0.3E_y$.

ÉTAGE	Voile	Location	N (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P8	Top	-152,3927	30,94	-201,7092	257,732523
ETAGE 9	P8	Bottom	-189,1127	27,88	-134,2902	311,304825
ETAGE 8	P8	Top	-399,656	27,88	-142,9512	
ETAGE 8	P8	Bottom	-436,376	24,82	-148,2385	364,877127
ETAGE 7	P8	Top	-650,3515	24,82	-147,6295	
ETAGE 7	P8	Bottom	-687,0715	21,76	-166,3748	418,449429
ETAGE 6	P8	Top	-902,9833	21,76	-141,8736	
ETAGE 6	P8	Bottom	-939,7033	18,7	-188,8405	472,021731
ETAGE 5	P8	Top	-1157,4907	18,7	-127,2949	
ETAGE 5	P8	Bottom	-1194,2107	15,64	-212,512	525,594034
ETAGE 4	P8	Top	-1414,5599	15,64	-103,827	
ETAGE 4	P8	Bottom	-1451,2799	12,58	-234,7135	579,166336
ETAGE 3	P8	Top	-1674,8828	12,58	-72,2362	
ETAGE 3	P8	Bottom	-1711,6028	9,52	-258,5372	632,738638
ETAGE 2	P8	Top	-1939,1905	9,52	-31,7707	
ETAGE 2	P8	Bottom	-1975,9105	6,46	-282,4211	686,31094
ETAGE 1	P8	Top	-2205,8302	6,46	3,1642	
ETAGE 1	P8	Bottom	-2242,5502	3,4	-287,9918	739,883242
RDC	P8	Top	-2449,1145	3,4	-10,2273	
RDC	P8	Bottom	**-2489,9145**	0	-743,3847	**743,3847**

- **Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive dans la zone critique**

Pour $M = 743.38$ kN.m et $N = -2489.91$ kN

Le ferraillage adopté est 8HA16 $\rightarrow A_s = 16.08\ cm^2$.

Vérification du pourcentage 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.

$$A_s = 16.08\ cm^2 > 0.5\%\ (l_c \times b_c) = 7.5\ cm^2 \quad \textbf{(Condition vérifiée)}$$

- **Armatures transversales dans les éléments de rive la zone critique**

Conformément aux exigences du RPA 2024, l'espacement des armatures transversales dans la zone critique des éléments de rive doit respecter les limites suivantes :

$$S_t \leq \min\{10\ \text{cm}; 12.5\text{cm}; 9.6\ \text{cm}\}$$

On obtient :

$$S_t \leq 9.6\ \text{cm}$$

Par conséquent, on adopte :

$$S_t = 8\ \text{cm}$$

La section des armatures de confinement doit ensuite satisfaire les conditions suivantes :

$$A_t \geq 0.09\ s_t\ b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.864\ cm^2$$

En considérant la deuxième condition réglementaire :

$$A_t \geq 0.3\ s_t\ b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Le rapport des surfaces est évalué comme suit :

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{b_w \times l_{rive}}{b_c \times l_{confiné}} = \frac{0.3 \times 1.6}{0.24 \times 1.54} = 1.3$$

$$A_t \geq\ 0.864\ cm^2$$

En conclusion, le ferraillage transversal retenu est : 4 HA10

III.5.2.2. Ferraillage de l'âme du voile

Aciers verticaux :

$$8\ \text{mm} \leq \emptyset_{\max} \leq 37.5\ \text{mm} \quad \rightarrow \text{on prend } \emptyset = 12\ \text{mm}$$
$$S_t \leq \min(250\ mm\ ;\ 25 * 12\ ) \rightarrow \text{on prend } S_t = 20\ \text{cm}$$

Pour tous les voiles, on adopte des armatures longitudinales et transversales de diamètre $\emptyset$=12 mm espacées de 20 cm.

Aciers horizontaux :

La section $A_h$des armatures horizontales du voile P8 est déterminée de manière à satisfaire la condition suivante, donnée par le RPA2024 :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Tableau III.20 : Paramètres de calcul des armatures horizontales voile P8.

V(KN)	**$\bar{V}$(KN)**	**Z(m)**	**S(cm)**	**A_h (cm²)**
219.4571	307.2399	1.1	20	1.12

On adopte 2HA10, ce qui correspond à une section $A_h = 1{,}57\ \text{cm}^2$.

III.5.3. Détails de ferraillage

- **Ferraillage longitudinale des voiles pour les étages inférieurs dans la hauteur critique :**

Tableau III.21 : Calcul et choix des armatures longitudinales dans les éléments de rive dans la hauteur critique.

ÉTAGE	Voiles	Dimensions (m)		N_u (KN)	M_u (KN.m)	l_c (m)	A_{min} (cm²)	Choix des barres	A_S Adopté (cm²)
RDC	P8	1,6	0,3	-2489,9145	-743,3847	0.5	7.5	8HA16	16.08
	P2’	1,2	0,3	-1986,3053	-785,9377	0,45	6,75	8HA16	16.08
RDC ETAGE1	P1	5,8	0,3	-6236,1896	-12965,7804	1,3	19,5	12HA20	37.70
	P1Y	2,5	0,3	-4036,6561	-1134,95	0.6	9	10HA16	20.11
	P3Y	4,3	0,3	-9703,3347	-6250,5362	1	15	10HA20	31.42
	P8Y	4,4	0,3	-9208,1447	-7835,17	1.1	16.5	10HA20	31.42
	P4Y	2,3	0,3	-3818,2755	-772,9029	0.5	7.5	8HA20	25.13
	P2X	4,7	0,3	-4396,8726	-6337,3397	1.2	18	12HA20	37.70
RDC ETAGE1	P1X	6,7	0,3	-5613,1823	-16637,135	1.5	22.4	14HA20	43.98
ETAGE2	P3X	6,7	0,3	-4739,2028	-15219,578	1.5	22.4	14HA20	43.98

Tableau III.22: Calcul et choix des armatures verticaux et horizontaux dans l’âme des voiles.

ÉTAGE	Voiles	Dimensions (m)		V (KN)	Choix des barres	A_s Adopté (cm²)	A_h (cm²)
RDC	P8	1,6	0,3	-219,4571	6HA12	6,79	1,12
	P2’	1,2	0,3	-411,49	4HA12	4,52	3,072
RDC ETAGE1	P1	5,8	0,3	-1355,0441	32HA12	36,19	1,69
	P1Y	2,5	0,3	-424,5376	14HA12	15,83	1,25
	P3Y	4,3	0,3	-1146,2871	24HA12	27,14	1,95
	P8Y	4,4	0,3	-1367,7945	22HA12	24,88	2,32
	P4Y	2,3	0,3	-437,9386	14HA12	15,83	1,36
	P1X	6,7	0,3	-3133,5251	38HA12	42,98	3,37
	P2X	4,7	0,3	-976,179	24HA12	27,14	1,561
RDC ETAGE1	P1X	6,7	0,3	-3133,5251	38HA12	42.98	3,37
ETAGE2	P3X	6,7	0,3	-3366,0313	38HA12	42,98	3,43

- **Ferraillage longitudinale des voiles pour les des voiles des étages hors la hauteur critique**

Tableau III.23 : Calcul et choix des armatures longitudinales dans les éléments de rive hors la hauteur critique.

ÉTAGE	Voiles	Dimensions		N_u (KN)	M_u (KN.m)	A_{min} (cm²)	Choix des barres	As Adopté (cm²)
ETAGE 1 à 9	P8	1	0,3	-2449,1145	739,88	8,04	8HA12	9,05
	P2'	1,2	0,3	-1375,065	766,8	8,04	8HA12	9,05
ETAGE 2 à 9	P1	5,8	0,3	-4527,9847	12942,06	18,85	12HA16	24,13
	P1Y	2,5	0,3	-3439,1961	1106,35	10,055	10HA12	11,31
	P3Y	4,3	0,3	-8351,8101	5993,95	15,71	10HA16	20,11
	P8Y	4,4	0,3	-7865,4334	7530,64	15,71	10HA16	20,11
	P4Y	2,3	0,3	-2846,9665	735,590	12,565	8HA16	16,08
	P2X	4,7	0,3	-4085,6976	6075,4	18,85	12HA16	24,13
ETAGE 3 à 9	P1X	6,7	0,3	-4593,6494	16606,92	21,99	12HA16	24,13
	P3X	6,7	0,3	-3503,3447	13732,21	21,99	14HA16	28,15

III.5.4. Vérification spécifiques (RPA2024)

➢ **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux**

Selon l'article 7.7.2 du RPA2024, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'équation suivante :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \text{(III.41)}$$

où :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \quad \text{(III.42)}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 V_u$.
- b_w: épaisseur du linteau ou du voile.
- d: hauteur utile avec $d = 0.9h$.
- h: hauteur totale de la section brute.

Tableau III.24 : Vérification des contraintes limites de cisaillement.

ÉTAGE	Voiles	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	d(m)	τ_b(MPa)
RDC	P8	-219,4571	307.2399	2.754	0.3718
RDC ETAGE1	P1	-1379,7434	1931.64	3.06	2.1
	P1Y	-424,5376	594.3526	3.06	0.647
	P3Y	-1146,2871	1604.8019	3.06	1.748
	P8Y	-1367,7945	1914.9123	3.06	2.085
	P4Y	-437,9386	613.114	3.06	0.667
	P1X	-3133,5251	4386.9351	3.06	4.778
	P2X	-976,179	1366.65	3.06	1.488

RDC ETAGE1 ETAGE2	P3X	-3183,3097	4456.6336	3.06	4.85

III.5.5. Vérification de la 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 :

$$\alpha\,\omega_{wd} = 30\,\mu_\phi\,(\nu_d + \omega_v)\,\varepsilon_{sy,d}\,\frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad \text{(III.43)}$$

Avec :

$$\omega_{w,d} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{(III.44)}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

$$\omega_{w,d} = \frac{2.32}{0.246} \times \frac{500}{25} \times \frac{1.2}{1}$$

$$\omega_{w,d} = 2.544$$

- La valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{200\,000}$$

$$\varepsilon_{sy} = 2.5 \times 10^{-3}$$

- Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c)\,b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{(III.45)}$$

$$\omega_v = \frac{13.57 \times 10^{-4}}{(6.7 - 2 \times 1.5) \times 0.3} \cdot 24$$

$$\omega_v = 0{,}029$$

- Le coefficient d'efficacité du confinement :

$$\alpha = (\alpha_n \times \alpha_s) \quad \text{(III.46)}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6 b_0 h_0}\right) \quad \text{(III.47)}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{t}{2h_0}\right) \quad \text{(III.48)}$$

Avec : n= 14 barres, b_i= cm, t = 8 cm, b_0= 24 cm , h_0=1.44 cm

On trouve :

$$\alpha_n = 0.472$$

$$\alpha_s = 0{,}810$$

$$\alpha = 0.382$$

- Le coéfficient de ductilité en corbure :

$$\mu_\varphi = \begin{cases} 2\left(\frac{R}{Q_F}\cdot\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)-1 & Si: T_0 \geq T_2 \\ 1+2\left[\left(\frac{R}{Q_F}\cdot\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right)-1\right]\cdot\frac{T_2}{T_0} & Si: T_0 < T_2 \end{cases} \quad \text{(III.49)}$$

Avec:

M_{ED} = 16637,135 KN.m; M_{RD} = 30 544 KN.m; N = -5613,1823 KN

R= 4.5 ; Q_f=1.05

T_0= 0.549 s ; T_2= 0.50 s

On trouve :

$$\mu_\varphi = 2\left(\frac{4.5}{1.05}\cdot\frac{16637,135}{30\,544}\right)-1 = 3.66$$

- La position de l'axe neutre :

$$x_u = (\nu_d + \omega_v)\,\frac{l_w\, b_c}{b_0} \quad \text{(III.50)}$$

$$x_u = (0.1378 + 0{,}029)\,\frac{6.7 \times 0.3}{0.24}$$

$$x_u = 1{,}399 \text{ m}$$

- Le raccourcissement limite :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1\,\alpha\,\omega_{wd} \quad \text{(III.51)}$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.1006$$

On calcul pour $\varepsilon_{cu} = 0.0035$:

$$l_{c,calcul} = x_u\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}}\right) \quad \text{(III.52)}$$

$$l_{c,calcul} = 1{,}399 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.1006}\right)$$

$l_{c,calcul} = 1.35\ m \geq \max(0.15\, l_w\,;\ 1.5\, b_w) = 1.005\ m$ **(Condition vérifiée).**

III.6. CONCLUSION

Ce chapitre a abordé le ferraillage des éléments secondaires et des éléments structuraux de l'ouvrage.

L'étude des éléments secondaires a permis de déterminer les armatures nécessaires pour assurer leur résistance aux différentes sollicitations et leur conformité aux normes en vigueur. Bien que ces éléments ne constituent pas les principaux éléments porteurs, ils jouent un rôle important dans la rigidité locale de la structure, la répartition des charges d'exploitation ainsi que le bon fonctionnement de l'ouvrage. Leur conception et leur dimensionnement contribuent ainsi à garantir la stabilité et la sécurité de la construction.

Par ailleurs, le ferraillage des éléments structuraux, notamment les poutres, les dalles et les voiles, a été réalisé selon les combinaisons de charges appropriées et conformément aux exigences du RPA 2024 et du BAEL 91. Ces calculs ont permis d'assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux actions permanentes, accidentelles, ainsi qu'aux sollicitations sismiques. Le respect de ces dispositions réglementaires garantit ainsi la sécurité, la fiabilité et le bon comportement de l'ouvrage.

VOLET 02


ltpite
Laboratoire Travaux Publics
Ingénierie des Transports & Environnement

CHAPITRE IV :
IMPACT CLIMATIQUE ET DIAGNOSTIC DE VULNÉRABILITÉ.

IV.1. INTRODUCTION

Les conditions météorologiques et climatiques constituent des actions environnementales majeures influençant le comportement, la durabilité et la sécurité des structures. Bien que ces actions soient traduites en charges climatiques réglementaires (vent, neige, variations thermiques, pluie), définies selon les caractéristiques du site et introduites dans les combinaisons de calcul, elles sont ensuite prises en considération lors de la conception et du dimensionnement afin d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure. Toutefois, leur évolution et leur intensification au cours du temps peuvent engendrer des effets cumulatifs susceptibles d'affecter significativement la durée de service des ouvrages.

Cette partie de l'étude vise à analyser l'impact des conditions climatiques, à partir des données climatiques fournies, sur les performances structurelles et fonctionnelles des bâtiments qui concernent principalement la stabilité, la capacité portante, la résistance, les déformations et la fissuration ainsi que la capacité du bâtiment à répondre aux besoins des usagers, à assurer leur sécurité et leur confort, Cet impact peut se manifester à travers des processus de dégradation et de détérioration, en particulier la corrosion des armatures dans les éléments structuraux en béton armé.

La première phase consiste à exploiter les projections climatiques, issues de la base de données CORDEX, qui constitue une source de projections climatiques régionales. Cette phase permet de prévoir l'évolution future des principaux paramètres climatiques, tels que la température, les précipitations, l'humidité et les variations climatiques extrêmes.

La seconde phase porte sur l'évaluation des effets de ces paramètres climatiques sur l'état de la structure, notamment à travers l'identification des formes de dégradation étudiées, principalement la corrosion des armatures. Cette analyse permet de mieux comprendre l'impact du climat sur les éléments structuraux et de proposer des mesures d'adaptation, de prévention et de protection, afin de limiter ces effets dans les ouvrages existants et de les anticiper dans les futurs projets de construction.

IV.2. PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS

Les structures sont exposées à divers effets au cours du temps, depuis leur phase de construction jusqu'à la fin de leur durée de vie. Elles sont soumises aux conditions extérieures, notamment aux sollicitations environnementales et climatiques. Dans les pratiques classiques de conception des structures en béton armé ou en acier, ces conditions sont généralement considérées comme stationnaires et sont souvent basées sur des données historiques qui ne prennent pas en compte leur évolution au cours du temps.
Or, l'évolution progressive des conditions climatiques liée au changement climatique, caractérisée par l'augmentation des températures moyennes, la modification des régimes d'humidité, l'intensification des événements extrêmes et, dans les zones côtières, l'accroissement de l'agressivité marine, influence directement les mécanismes de dégradation des matériaux. Ces changements peuvent accélérer les processus de dégradation, en particulier la corrosion des armatures induite par les chlorures et la carbonatation.

Ces dégradations conduisent à une diminution des marges de sécurité prises en compte lors de la conception initiale de la structure afin de garantir son bon fonctionnement. Lorsque ces altérations deviennent plus sévères, elles peuvent compromettre la capacité portante ainsi que la stabilité globale de l'ouvrage.

Cette situation affecte négativement la fonctionnalité, la sécurité, la durabilité et la valeur esthétique des structures, tout en augmentant les coûts de réparation et de maintenance. Il devient donc essentiel de comprendre les causes de ces dégradations et de développer des solutions adaptées afin d'assurer la pérennité et la performance des ouvrages de construction.

C'est dans ce contexte que la présente étude vise à prendre en considération le changement climatique en intégrant des projections climatiques futures dans l'évaluation de la durabilité des ouvrages. L'objectif est de quantifier l'impact de ces variations climatiques sur les mécanismes de corrosion des armatures, afin d'établir un diagnostic de vulnérabilité permettant d'anticiper les risques de dégradation prématurée et de proposer des stratégies d'adaptation appropriées pour améliorer la durabilité et la sécurité des structures.

IV.3. PRINCIPAUX FACTEURS ENVIRONNEMENTAUX AFFECTANT LES STRUCTURES

Cela fait référence à l'exposition des composants de la structure aux agents atmosphériques, tels que l'air, la pluie, l'humidité, les gaz, les radiations et le sol environnant. Ces aspects environnementaux sont majoritairement de nature climatique.

Les principaux facteurs climatiques affectant le bâtiment sont les suivants :

- **Température :** L'augmentation des températures moyennes et la fréquence accrue des vagues de chaleur provoquent la dilatation des matériaux, favorisent l'apparition de fissures et accélèrent le vieillissement des structures, notamment du béton et de l'acier.
- **Humidité :** L'humidité excessive peut entraîner la dégradation des matériaux, le développement de moisissures et la corrosion des éléments métalliques, réduisant ainsi la durabilité des bâtiments.
- **Précipitations :** Les pluies intenses et prolongées augmentent les risques d'infiltration d'eau, d'érosion des sols et d'affaiblissement des fondations, en particulier dans les zones mal drainées.
- **Vent :** Les vents violents et les tempêtes exercent des charges importantes sur les structures, pouvant causer des dommages aux façades, aux toitures et aux éléments porteurs.
- **Gel et cycles gel-dégel :** Les variations de température autour de 0 °C provoquent des cycles gel-dégel qui fragilisent les matériaux poreux, entraînant fissuration et éclatement du béton et des maçonneries.
- **Rayonnement solaire :** Une exposition prolongée au rayonnement solaire accélère la dégradation des revêtements, affecte l'isolation thermique et augmente les besoins énergétiques des bâtiments.

Si la conception et les solutions de détail ne sont pas réalisées en fonction des caractéristiques climatiques de la région où se situe la structure, des phénomènes de dégradation apparaîtront tant que la structure restera exposée à ces éléments.

IV.4. ÉVOLUTION DU CLIMAT DANS LE MONDE (GIEC)

L'augmentation de la fréquence et de l'intensité des effets induits par le climat sur de nombreux aspects de la vie, y compris l'environnement bâti, a suscité une préoccupation mondiale, conduisant à la création du **Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC)**. Cette initiative vise à mieux étudier, évaluer et comprendre le changement climatique et ses conséquences, en fournissant une base scientifique pour l'analyse de ses effets sur les systèmes naturels et bâtis.

Le GIEC est l'organisme des Nations Unies chargé de l'évaluation des connaissances scientifiques relatives au changement climatique. Il a été créé en 1988 par l'Organisation météorologique mondiale (OMM) et le Programme des Nations Unies pour l'environnement (PNUE), en vue de fournir des évaluations détaillées de l'état des connaissances scientifiques, techniques et socio-économiques sur les changements climatiques, leurs causes, leurs impacts potentiels et les stratégies de réponse.



Figure IV. 1 : Le Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC/IPCC).

Le GIEC publie des rapports d'évaluation complets tous les six à sept ans afin de synthétiser les résultats les plus récents de la recherche sur les causes du changement climatique, d'analyser ses impacts socio-économiques et de proposer des orientations en matière de stratégies d'atténuation.

Ces rapports, dont deux exemples sont présentés à la figure I.2, sont élaborés à partir de l'analyse et de la synthèse de milliers d'études scientifiques publiées dans le monde entier. Depuis sa création, le GIEC a publié six rapports d'évaluation multivolume. Parmi ceux-ci, les 5e et 6e rapports examinent en détail cinq scénarios d'émissions Representative Concentration Pathways (RCP). Ces scénarios aident à évaluer les projections climatiques futures en fonction de différents niveaux de forçage radiatif, guidant ainsi les stratégies de politique et d'atténuation.



Figure IV. 2 : Les rapports du GIEC (IPCC) sur le changement climatique (2014 et 2022).

IV.5. LES SCÉNARIOS D'ÉMISSION

L'avenir climatique est incertain et ne peut être décrit avec précision. Cette incertitude est liée à plusieurs facteurs, notamment l'évolution future des trajectoires socio-économiques et des émissions de gaz à effet de serre, la variabilité naturelle du climat telle qu'elle est représentée par les modèles climatiques, ainsi que les limites propres à ces derniers. Dans ce contexte, il devient nécessaire d'anticiper l'évolution des conditions climatiques afin de mieux évaluer leurs impacts sur les ouvrages et les infrastructures.

Ainsi, les données climatiques passées, bien qu'utiles comme référence, ne sont pas suffisantes pour représenter les conditions futures. Les scénarios d'émissions définis dans les rapports du GIEC constituent alors des outils indispensables pour explorer différents futurs possibles et éclairer la planification ainsi que la prise de décision à long terme.

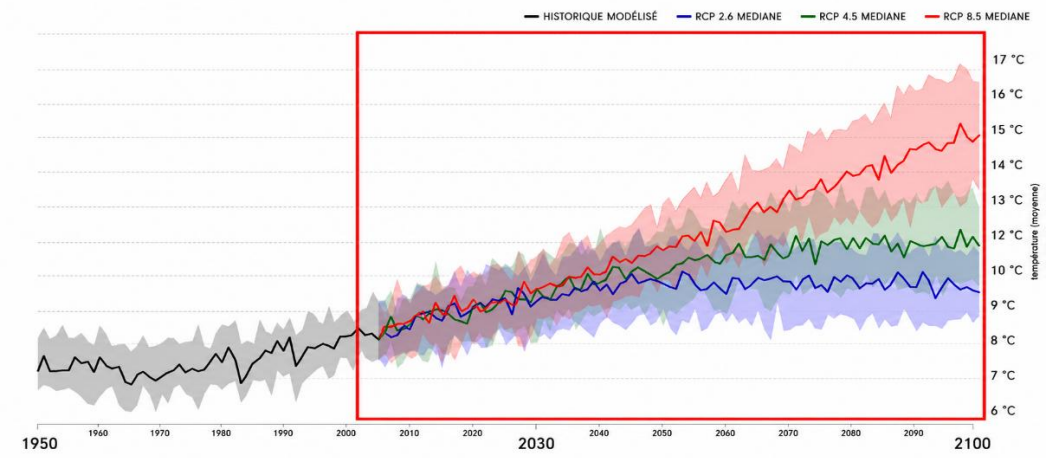


Figure IV. 3 : Évolution des trajectoires d'émissions de gaz à effet de serre selon les scénarios RCP. *Adapté de ClimateData.ca (2026.), Emissions Scenarios (RCPs).*

Au fil des rapports du GIEC, plusieurs générations de scénarios climatiques ont été développées afin de représenter différentes trajectoires possibles d'évolution des émissions de gaz à effet de serre et du climat futur. Les principales familles de scénarios existants dans les travaux climatiques sont les scénarios **SRES et RCP**, présentés ci-après :

IV.5.1. Les scenarios d'émissions du Rapport spécial SRES

Les scénarios **SRES (Special Report on Emissions Scenarios)** constituaient les entrées des modèles climatiques pour le troisième et quatrième rapport d'évaluation du GIEC, publiés respectivement en 2001 et en 2007. Ce sont des scénarios socio-économiques qui intègrent les effets de l'évolution de la démographie mondiale, de l'économie, ainsi que du développement industriel et agricole sur les émissions futures.
Quatre canevas narratifs différents ont été élaborés pour ces scénarios. Ces canevas sont appelés « familles » : A1, A2, B1 et B2. Chaque canevas représente une évolution différente sur les plans démographique, social, économique, technologique et environnemental.
Les scénarios SRES, publiés dans un rapport spécial du GIEC en 2000, ont ensuite été progressivement remplacés par les scénarios RCP, utilisés dans le cinquième rapport

IV.5.2. Les scenarios Representative Concentration Pathways RCP

Dans son cinquième rapport d'évaluation (AR5), publié en 2014, le GIEC a introduit quatre scénarios appelés **RCP (Representative Concentration Pathways)**, qui décrivent différentes trajectoires d'évolution des concentrations de gaz à effet de serre dans l'atmosphère. Contrairement à la génération précédente de scénarios SRES, fondée sur une approche séquentielle reliant d'abord les trajectoires socio-économiques aux émissions puis aux concentrations, la nouvelle méthodologie adopte une approche parallèle, dissociant l'élaboration des scénarios climatiques des trajectoires socio-économiques.

Ces scénarios sont utilisés par le GIEC pour projeter différentes trajectoires de concentration de gaz à effet de serre et évaluer leurs impacts potentiels sur le système climatique. Chaque RCP est défini par un niveau spécifique de forçage radiatif à l'horizon 2100, correspondant au déséquilibre entre l'énergie radiative reçue par la Terre et celle qu'elle émet vers l'espace, sous l'effet notamment de l'augmentation des gaz à effet de serre.

Les différents scénarios RCP sont définis comme suit :

- **Scénario RCP 8.5**

Le scénario RCP 8.5 correspond à une augmentation du forçage radiatif atteignant +8,5 W/m² à l'horizon 2100, traduisant une poursuite des émissions élevées de gaz à effet de serre sans politiques climatiques significatives de réduction. Il s'agit du scénario le plus pessimiste.

- **Scénario RCP 6.0**

Le scénario RCP 6.0 correspond à une trajectoire caractérisée par des émissions relativement élevées de gaz à effet de serre. Il conduit à un forçage radiatif d'environ 6,0 W/m² à l'horizon 2100. Il s'agit d'un scénario de stabilisation, dans lequel le forçage radiatif total se stabilise

après 2100 grâce à la mise en œuvre progressive de technologies et de stratégies visant la réduction des émissions.

- **Scénario RCP 4.5**

Le scénario RCP 4.5 représente également un scénario de stabilisation. Il prévoit une stabilisation du forçage radiatif autour de 4,5 W/m² avant 2100, rendue possible par l'adoption de politiques climatiques et l'utilisation de technologies permettant de limiter les émissions de gaz à effet de serre.

- **Scénario RCP 2.6**

Le scénario RCP 2.6 est considéré comme le plus optimiste. Le forçage radiatif atteint environ 3,1 W/m² au milieu du siècle, puis diminue pour atteindre 2,6 W/m² en 2100. Il correspond à une trajectoire impliquant une réduction importante des émissions, visant à limiter le réchauffement climatique à moins de 2°C par rapport aux niveaux préindustriels.

Selon l'UNEP (2024), la poursuite des politiques climatiques actuelles conduirait à un réchauffement mondial pouvant atteindre 3,1 °C au cours du siècle. Même en cas de mise en œuvre complète des contributions déterminées au niveau national (NDCs), le réchauffement serait seulement réduit à environ 2,8 °C pour les engagements inconditionnels et à 2,6 °C pour les engagements conditionnels. Dans ces conditions, la probabilité de limiter le réchauffement à 1,5 °C serait pratiquement nulle, et le dépassement du seuil de 2 °C pourrait déjà se produire vers le milieu du siècle. Ces projections montrent ainsi que l'atteinte d'une trajectoire compatible avec le scénario RCP 2.6 devient de plus en plus difficile (United Nations Environment Programme (UNEP, 2024).

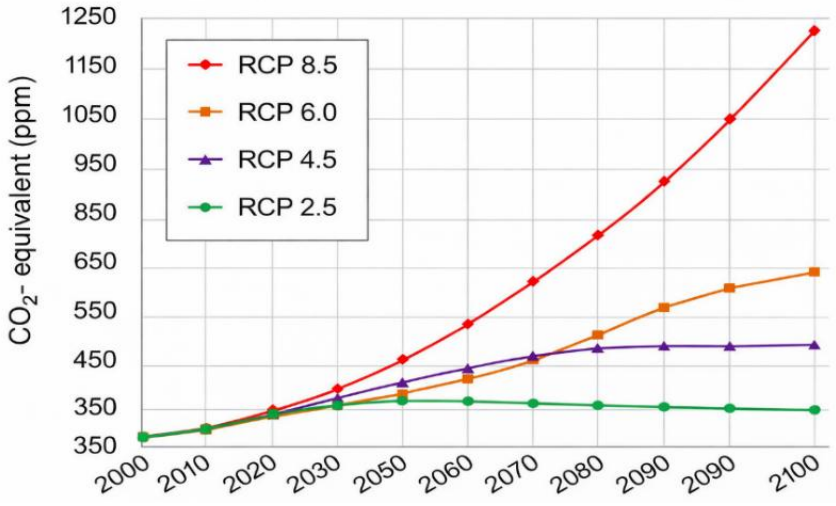


Figure IV. 4: Évolution des concentrations équivalentes en CO_2 selon les différents scénarios (Hanna et al., 2019).

Le tableau IV.1 présente les quatre scénarios RCP en précisant, pour chacun d'eux, le niveau de forçage radiatif, la concentration en gaz à effet de serre ainsi que la trajectoire d'évolution correspondante (Hanna et al., 2019) :

Tableau IV. 1 : Caractéristiques des scénarios RCP (forçage radiatif, concentration et trajectoire) (Moss et al., 2010).

Nom	Forçage radiatif	Concentration (ppm)	Trajectoire
RCP8.5	> 8,5 $W \cdot m^{-2}$ en 2100	> 1370 eq-CO_2 en 2100	Croissante
RCP6.0	~ 6 $W \cdot m^{-2}$ au niveau de stabilisation après 2100	~ 850 eq-CO_2 après stabilisation (>2100)	Stabilisation sans dépassement
RCP4.5	~ 4,5 $W \cdot m^{-2}$ au niveau de stabilisation après 2100	~ 660 eq-CO_2 après stabilisation (>2100)	Stabilisation sans dépassement
RCP2.6	Pic à ~ 3 $W \cdot m^{-2}$ avant 2100 puis déclin	Pic ~ 490 eq-CO_2 avant 2100 puis déclin	Pic puis déclin

Dans le cadre de cette étude, les projections climatiques s'appuieront sur les scénarios **RCP**, qui constituent une génération plus récente que les scénarios **SRES** et qui sont largement utilisés dans les études d'impact climatique.

IV.6. LES DIFFÉRENTES BASES DE DONNÉES CLIMATIQUES UTILISÉS

Il existe plusieurs sources importantes de données climatiques qui fournissent à la fois des données climatiques passées et des projections climatiques futures. Chacune a son propre objectif, sa portée et sa méthodologie, ce qui les rend utiles pour différents types d'études climatiques. Voici un aperçu des plus populaires :

- **IPCC Data Distribution Centre (DDC)**

C'est une plateforme qui propose des données climatiques, socio-économiques et environnementales, couvrant aussi bien le passé que des projections futures. Elle fournit les données issues des modèles climatiques globaux (GCM), constituant ainsi une source de référence pour les études climatiques. Ces données, disponibles à une résolution spatiale relativement faible (environ 100 km), incluant des informations sur la température, les précipitations et d'autres variables climatiques à l'échelle mondiale, basées sur les RCP et les SSP. Cette ressource est largement utilisée par les décideurs et chercheurs pour l'analyse et l'évaluation des changements climatiques.

- **CORDEX (Coordinated Regional Downscaling Experiment)**

C'est un cadre mondial de recherche climatique visant à évaluer la performance des modèles climatiques régionaux à travers un ensemble d'expériences pour produire des projections climatiques régionales. Il se concentre sur le downscaling régional des sorties des modèles climatiques globaux tel que IPCC. CORDEX fournit des projections à haute résolution, généralement d'environ 50 km, adaptées à des régions spécifiques telles que l'Afrique. Il utilise les RCP (provenant de l'AR5 du GIEC) pour les projections futures et fournit des données sur la température, les précipitations et d'autres variables climatiques. Il offre des projections à long terme, généralement jusqu'à l'année 2100, ce qui le rend particulièrement utile pour comprendre les impacts du changement climatique régional sur les prochaines décennies.

- **WorldClim**

C'est une base de données climatiques mensuelles interpolées spatialement pour les zones terrestres mondiales. Elle fournit des données climatiques mondiales à haute résolution, avec des projections sur une grille de 1 km pour le climat actuel et des projections futures basées sur les RCP. La base de données inclut des projections de température et de précipitations.

IV.7. JUSTIFICATION DU CHOIX DE BASE DE DONNÉES UTILISÉES

Pour cette étude sur l'évolution climatique et son impact sur la structure analysée, la base de données CORDEX a été choisie comme source de données climatiques en raison de :

- **Focalisation régionale :**

CORDEX fournit des projections climatiques downscaled (RCM) pour des régions spécifiques et offre des données à haute résolution adaptées à l'Algérie et aux autres régions d'Afrique du Nord. Cette approche permet d'obtenir des projections plus localisées que celles des modèles globaux, facilitant ainsi une modélisation précise à l'échelle régionale et locale. (Giorgi et al., 2009)

- **Utilisation des scénarios d'émissions (RCPs)**

CORDEX repose sur les RCPs (Representative Concentration Pathways) du GIEC AR5 pour générer des projections climatiques (Giorgi et al., 2009). Cette approche permet d'examiner différents futurs possibles en termes de température et d'humidité en Algérie jusqu'en 2100.

- **Projections à long terme (jusqu'à 50 ans)**

CORDEX propose des projections climatiques à long terme (jusqu'en 2100), ce qui correspond parfaitement aux objectifs de cette étude.

IV.8. EXPLICATION DES PARAMÈTRES DE SÉLECTION DES DONNÉES CORDEX

Les données climatiques issues de la base CORDEX sont sélectionnées à partir de plusieurs paramètres permettant d'adapter les simulations climatiques aux objectifs de l'étude, à l'échelle spatiale et temporelle considérée, ainsi qu'au type d'impact analysé.(*CORDEX regional climate model data on single levels*, 2026.).

IV.8.1. Domaine

Le domaine correspond à la zone géographique couverte par la simulation climatique régionale. CORDEX est organisé en domaines continentaux et régionaux (Afrique, Europe, Méditerranée, etc.), chacun étant défini par une emprise spatiale spécifique. Le choix du domaine permet de s'assurer que la région d'étude est correctement représentée par le modèle climatique régional.



Figure IV. 5 : Interface de sélection du paramètre « Domaine » dans CORDEX.

IV.8.2. Expérience

Le paramètre Expérience correspond au type de simulation climatique considérée. Il regroupe les simulations d'évaluation et les simulations historiques utilisées pour l'analyse et la validation du modèle, ainsi que les projections climatiques futures associées aux scénarios RCP 2.6, RCP 4.5 et RCP 8.5, reflétant des niveaux d'émissions respectivement faibles, modérés et élevés.

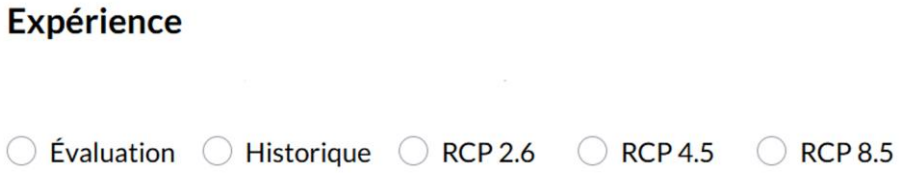


Figure IV. 6 : Interface de sélection du paramètre « Expérience » dans CORDEX.

IV.8.3. Résolution horizontale

La résolution horizontale définit la taille du maillage spatial du modèle climatique régional. Elle est exprimée en degrés (par exemple 0,44°, 0,22° ou 0,11°) et conditionne le niveau de détail spatial des simulations. Une résolution plus fine permet une meilleure représentation des phénomènes locaux, mais implique des volumes de données et des coûts de calcul plus élevés.

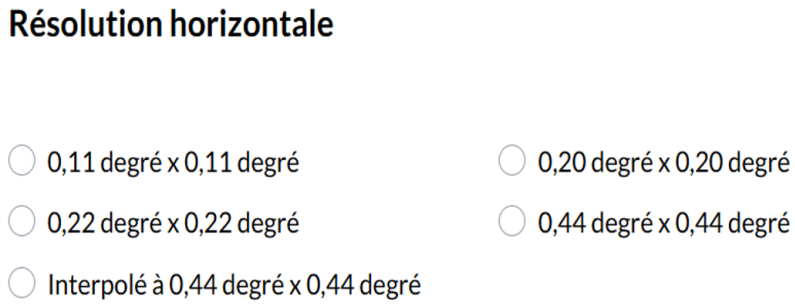


Figure IV. 7 : Interface de sélection du paramètre « Résolution horizontale » dans CORDEX.

IV.8.4. Résolution temporelle

La résolution temporelle indique la fréquence des données climatiques produites par le modèle (horaire, journalière, mensuelle, saisonnière). Ce paramètre est essentiel pour adapter les données aux processus étudiés, certains phénomènes climatiques nécessitant une analyse fine

dans le temps, tandis que d'autres peuvent être étudiés à partir de moyennes.

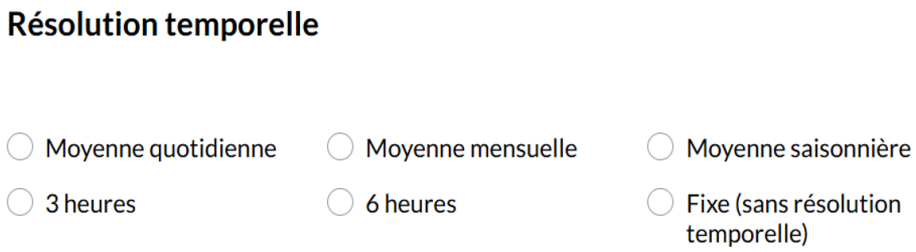


Figure IV. 8 : Interface de sélection du paramètre « Résolution temporelle » dans CORDEX.

IV.8.5. Variables climatiques

Les variables représentent les paramètres climatiques simulés par les modèles, tels que la température de l'air, l'humidité, les précipitations, le vent ou le rayonnement solaire. Le choix des variables dépend directement des objectifs de l'étude et des mécanismes physiques analysés.

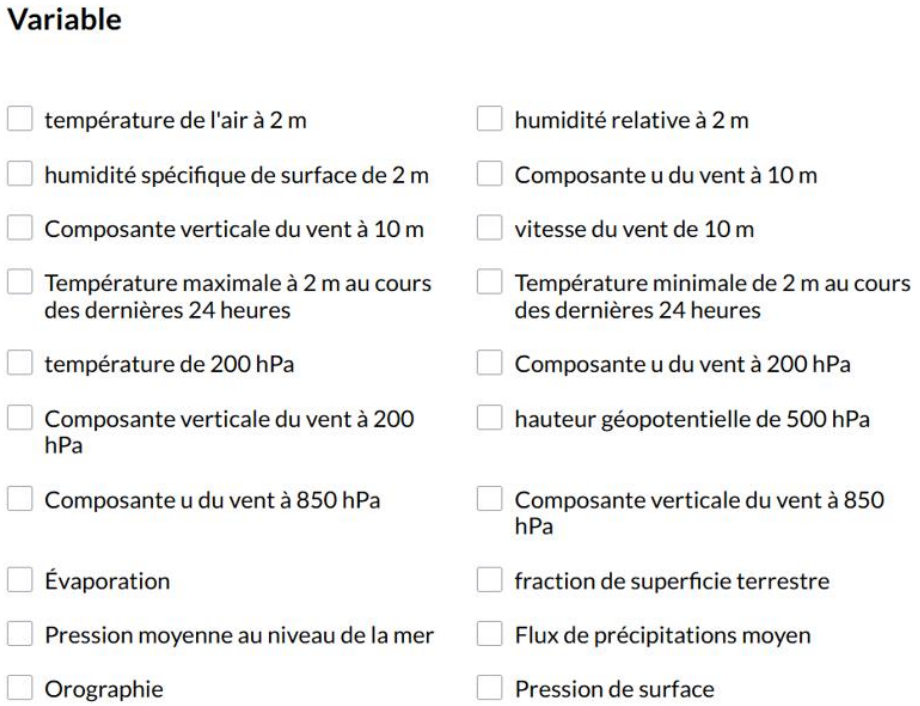


Figure IV. 9 : Interface de sélection du paramètre « Variable » dans CORDEX.

IV.8.6. Modèle climatique global (GCM)

Le modèle climatique global fournit les conditions climatiques à grande échelle qui forcent le modèle régional. Il simule le système climatique à l'échelle planétaire et constitue la base des projections climatiques futures.

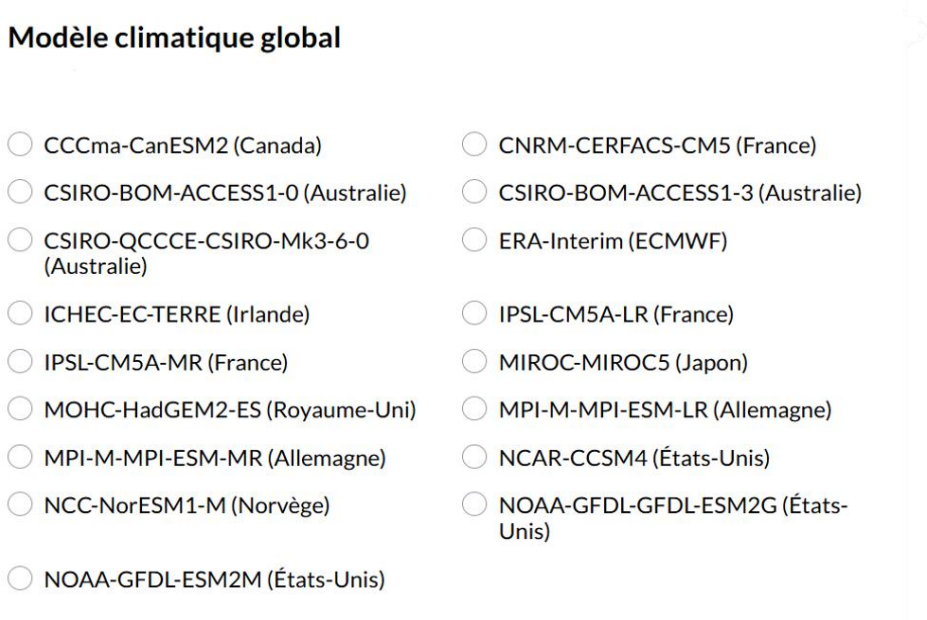


Figure IV. 10 : Interface de sélection du paramètre « Modèle climatique global » dans CORDEX.

IV.8.7. Modèle climatique régional (RCM)

Le modèle climatique régional (RCM) est utilisé pour réaliser le downscaling des résultats issus des modèles climatiques globaux (GCM). Il permet d'affiner ces projections à une résolution spatiale plus fine, adaptée aux études régionales et locales. Cette approche améliore la représentation des effets liés à la topographie, au climat régional et aux interactions surface–atmosphère.

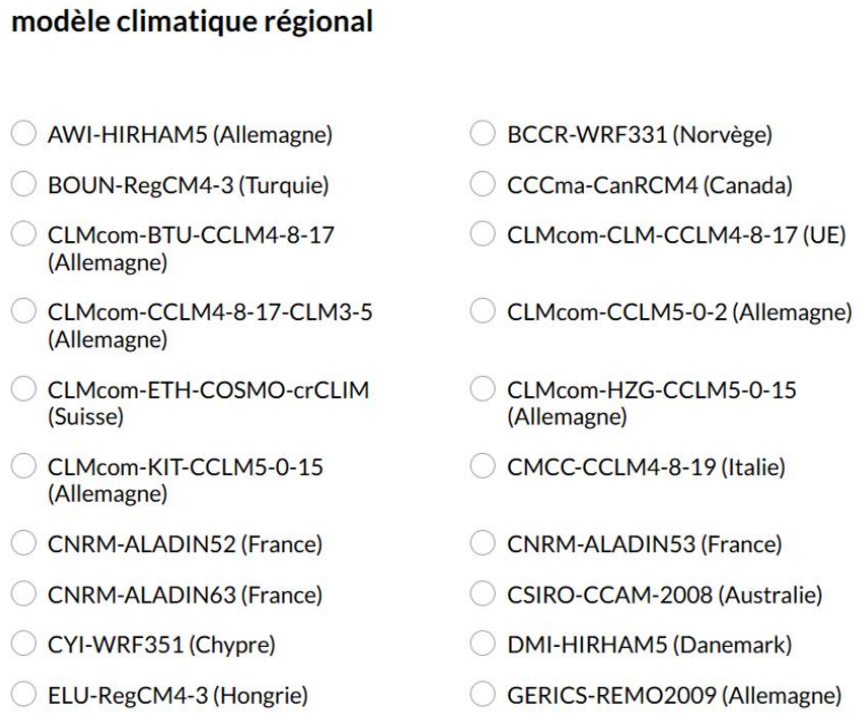


Figure IV. 11 : Interface de sélection du paramètre « Modèle climatique régional » dans CORDEX.

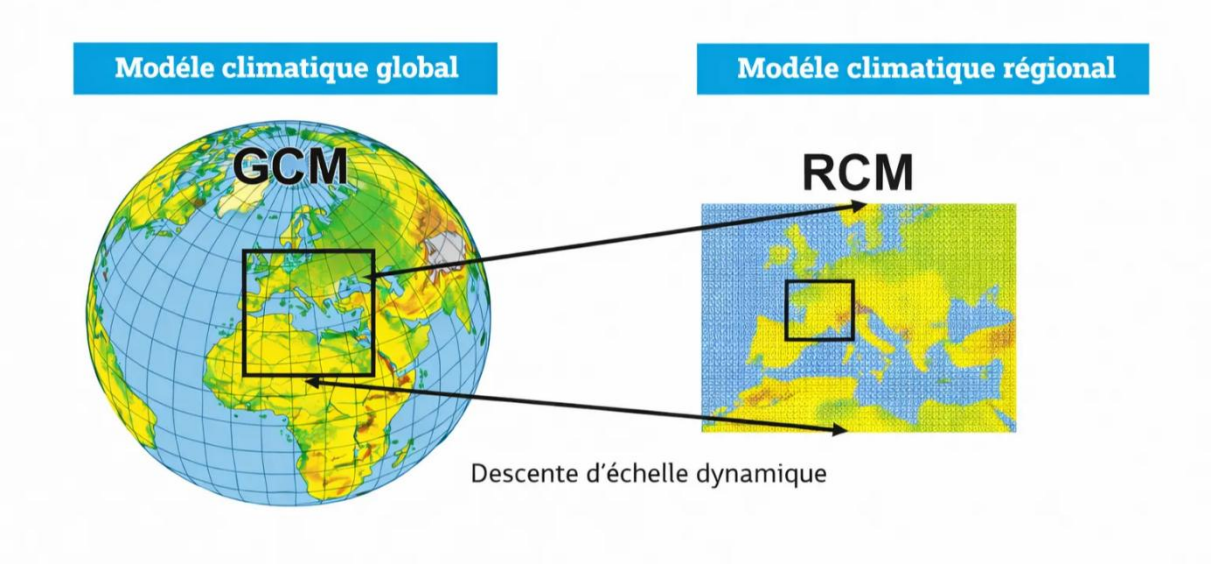


Figure IV. 12 : Modélisation climatique globale et régionale (Patrick Josse, 2021)..

IV.8.8. Membre de l'ensemble

Le membre de l'ensemble correspond à une réalisation spécifique du modèle climatique, définie par une combinaison (r, i, p) de réalisation (realization), d'initialisation (initialization) et de paramétrisation physique (physics). Il est obtenu à partir de conditions initiales légèrement différentes. L'utilisation de plusieurs membres permet d'évaluer la variabilité interne du climat et de réduire l'incertitude des projections climatiques.

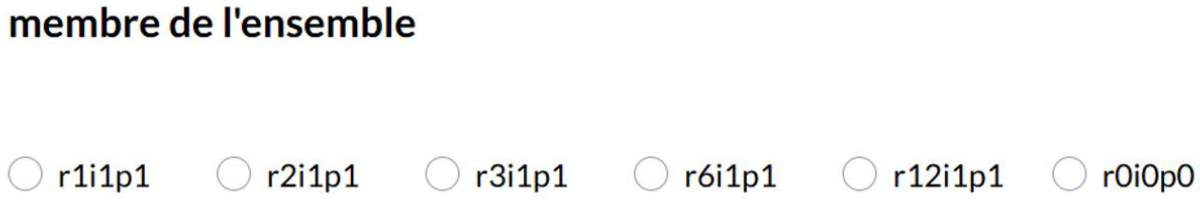


Figure IV. 13 : Interface de sélection du paramètre « Membre de l'ensemble » dans CORDEX.

IV.8.9. Période temporelle

La période temporelle définit l'intervalle de temps couvert par les données sélectionnées, qu'il s'agisse d'une période historique ou future. Elle permet de comparer différentes périodes climatiques et d'analyser les évolutions à long terme.

IV.9. CHOIX ET JUSTIFICATION DES PARAMÈTRES CORDEX

Tableau IV. 2 : Choix et justification des paramètres de CORDEX.

Critère	Choix retenu dans la présente étude	Justification
Domaine	Domaine méditerranéen	La structure étudiée étant implantée à Alger, le **domaine africain** de CORDEX a été retenu. Ce choix se justifie par le fait qu'Alger se situe en Afrique du Nord et appartient au domaine spatial africain défini par CORDEX.
Expérience	Le scénario RCP8.5 et RCP 4.5	**Les scénarios RCP 8.5 et RCP 4.5 ont été retenus**. Le scénario RCP 8.5 correspond à l'hypothèse la plus pessimiste, représentant des conditions climatiques sévères, tandis que le scénario RCP 4.5 constitue un scénario intermédiaire avec des conditions plus modérées.
Résolution horizontale	La résolution de 0,44° × 0,44°	Pour le domaine africain, deux résolutions horizontales sont possibles : 0,11° × 0,11° et 0,44° × 0,44°. La résolution de **0,44° × 0,44°** a été retenue, car elle offre une meilleure représentation des conditions climatiques locales.
Résolution temporelle	La résolution temporelle quotidienne	La résolution temporelle **quotidienne** a été retenue, car elle permet de représenter les variations journalières des paramètres climatiques, essentielles pour l'analyse de l'impact du climat sur la durabilité et le confortement des structures.
Variables climatiques	La température de l'air à 2 m L'humidité relative à 2 m	Les variables climatiques retenues sont **la température de l'air à 2 m** et **l'humidité relative à 2 m**, afin de caractériser les conditions climatiques réelles du site d'étude.
Modèle climatique global (GCM)	1.CNRM-CERFACS-CM5(France) 2.ICHEC-EC-EARTH (Ireland) 3.MIROC5 (Japon)	L'utilisation de plusieurs combinaisons GCM–RCM permet une représentation plus fiable des conditions climatiques futures, en tenant compte à la fois de la variabilité climatique à grande

Modèle climatique régional (RCM)	1.SMHI-RCA4 (Suède) 2.KNMI-RACMO22T 3.SMHI-RCA4(Suède)	échelle et des caractéristiques environnementales locales, tout en réduisant les incertitudes associées aux données d'entrée.
Membre de l'ensemble	r1i1p1	Le membre de l'ensemble **r1i1p1** a été retenu, car il correspond à la réalisation standard du modèle et permet une analyse représentative des conditions climatiques simulées.
Période temporelle	2030–2100	Cette période permet d'évaluer l'évolution des conditions climatiques futures depuis l'année de mise en service de l'ouvrage 2030 jusqu'à 2100. Elle couvre l'ensemble de la durée d'analyse du comportement de la structure au niveau des zones mid span et end span, afin d'estimer l'influence des paramètres environnementaux sur sa durabilité et son évolution au cours du temps.

IV.10. METHODES DE CORRECTION DES BIAIS DANS LES DONNEES CLIMATIQUES

Les modèles climatiques constituent notre principale source de connaissances sur le changement climatique. Les impacts de ce changement sont souvent quantifiés à l'aide de modèles d'impact. Bien que les modèles climatiques, tant régionaux que globaux, aient acquis des performances remarquables ces dernières décennies, des erreurs et des biais persistent.

Les biais des modèles correspondent à des différences systématiques entre les statistiques climatiques simulées et les statistiques réelles correspondantes sur une période historique donnée, pour laquelle des observations sont disponibles. Ces biais peuvent être dus à une résolution topographique imprécise du modèle, à une représentation erronée des processus de convection, à un mauvais positionnement des processus à grande échelle tels que la circulation des latitudes moyennes, ou à de nombreux autres facteurs.(Cannon et al., 2015)

Ces erreurs de modélisation se manifestent par des écarts dans les valeurs et les propriétés statistiques des variables météorologiques. En présence de ces biais, il peut s'avérer difficile d'utiliser les données brutes des modèles climatiques pour projeter l'impact réel du changement climatique.

Les méthodes de correction des biais, désormais devenues une étape de prétraitement standard pour les études d'impact climatique, visent à réduire les erreurs dans les résultats des modèles climatiques. Leur principe repose sur l'établissement de relations statistiques entre les variables climatiques observées et les simulations correspondantes sur une période historique. Ces relations sont ensuite utilisées pour corriger les biais des simulations climatiques sur une période future.

IV.10.1. Quantile Mapping (QM)

Le Quantile Mapping est une technique statistique de correction de biais utilisée pour ajuster les sorties des modèles climatiques afin qu'elles correspondent mieux aux données observées. Elle consiste à trouver une transformation d'une variable modélisée P_m, de sorte que sa nouvelle distribution soit égale à celle de la variable observée P_o:

$$\mathrm{P_o} = \mathrm{h(P_m)}$$

Cette méthode est particulièrement utile en sciences du climat et en hydrologie pour corriger les biais systématiques dans les données simulées, tels que la température ou les précipitations, issus des modèles climatiques.

IV.10.2. Quantile Delta Mapping (QDM)

La méthode QDM (Quantile-Delta Mapping) est une approche statistique moderne de correction de biais pour les sorties de modèles climatiques (données de scénarios climatiques, par exemple pluie, température, etc.). Elle sert à rapprocher les distributions statistiques des simulations du modèle vers les distributions observées, tout en préservant les tendances futures du changement climatique.

L'équation de base de la méthode QDM comprend un terme de valeur corrigée du biais obtenu à partir des données observées, ainsi qu'un terme de changement relatif (delta) obtenu à partir des données du modèle (Kim et al., 2021).

$$\hat{\mathrm{x}}_{\mathrm{o:m,h,p}}(\mathrm{t}) = \mathrm{F}_{\mathrm{o,h}}^{-1}[\mathrm{F}_{\mathrm{m,h}}(\mathrm{x}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t}))] \qquad \text{(IV.1)}$$

$$\Delta_{\mathrm{m}}(\mathrm{t}) = \frac{\mathrm{x}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t})}{\mathrm{F}_{\mathrm{m,h}}^{-1}[\mathrm{F}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{x}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t}))]} \qquad \text{(IV.2)}$$

- $x_{o:m,h,p}(t)$: La donnée corrigée du biais pour la période historique
- $\Delta_m(t)$: Le changement relatif entre les périodes historique et future

Ainsi, la projection future corrigée au temps t est obtenue en multipliant le changement relatif $\Delta_{\mathrm{m}}(\mathrm{t})$ par la valeur historique corrigée du biais.

$$\hat{\mathrm{x}}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t}) = \mathrm{x}_{\mathrm{o:m,h,p}}(\mathrm{t}) \cdot \Delta_{\mathrm{m}}(\mathrm{t}) \qquad \text{(IV.3)}$$

Le terme de changement relatif $\Delta_m(t)$est défini comme le rapport entre les données simulées brutes $x_{m,p}(t)$ et la valeur percentile correspondante issue de la distribution historique du modèle :

$$\Delta_{\mathrm{m}}(\mathrm{t}) = \frac{\mathrm{x}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t})}{\mathrm{F}_{\mathrm{m,h}}^{-1}[\mathrm{F}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{x}_{\mathrm{m,p}}(\mathrm{t}))]} \qquad \text{(IV.4)}$$

- $\mathrm{F_{m,p}}$: La fonction de distribution cumulée (CDF) des données simulées,
- $\mathrm{F_{m,h}^{-1}}$: L'inverse de la CDF des données historiques du modèle.

Ce terme $\Delta_m(t)$ permet de préserver le rapport de changement relatif des données simulées et constitue un élément essentiel de la méthode QDM.

IV.10.3. Empirical Quantile Mapping (EQM)

La cartographie empirique des quantiles (Empirical Quantile Mapping, EQM) est une méthode non paramétrique de correction des biais qui repose sur une fonction de transfert entre les fonctions de distribution cumulatives empiriques (CDF) des données observées et simulées. Elle associe à chaque valeur simulée son quantile dans la distribution du modèle puis la remplace par la valeur correspondante dans la distribution observée. Contrairement aux approches paramétriques, elle ne suppose aucune loi statistique théorique sous-jacente, les CDF étant construites directement à partir des données observées et simulées.(Byun & Hamlet, 2025)

IV.10.4. Multivariate Bias Correction (MBC)

La correction de biais multivariée (MBC), telle que proposée par A. J. Cannon (2016), permet non seulement de corriger les biais des variables comme le font les méthodes univariées décrites précédemment mais aussi de corriger les dépendances entre ces variables, en les comparant aux valeurs observées, souvent présentes dans les variables simulées.
Les trois méthodes MBC les plus utilisées sont MBCp, MBCr et MBCn. Toutes ces méthodes corrigent la distribution marginale à l'aide du quantile mapping ; toutefois, elles diffèrent dans leur manière de reconstruire la dépendance historique entre plusieurs variables.

- La méthode MBCp utilise le coefficient de corrélation de Pearson pour ajuster la dépendance.
- La méthode MBCr utilise le coefficient de corrélation de rang de Spearman.
- La méthode MBCn repose sur une transformation de la fonction de densité de probabilité en N dimensions. Elle ne se limite pas à corriger la corrélation entre variables (comme MBCp et MBCr), mais permet également de transférer l'ensemble des caractéristiques de la distribution multivariée observée vers les sorties du modèle.

IV.11. MÉCANISMES DE CORROSION ET IMAPCT DES FACTEURS CLIMATIQUES SUR LEUR ÉVOLUTION

Les structures en béton armé exposées à des environnements agressifs subissent des dégradations qui affectent leur intégrité. La corrosion des armatures est l'un des mécanismes de dégradation les plus répandus et les plus coûteux en termes de maintenance et de réparation, compromettant directement la capacité portante et l'aptitude au service des ouvrages. Elle accélère la propagation des fissures, et l'action combinée de la corrosion et de la fatigue réduit considérablement la résistance, la durabilité et la durée de vie des structures en béton.

Ce processus est dû à la pénétration d'agents agressifs dans le béton, notamment les ions chlorure et le dioxyde de carbone. Les chlorures induisent une corrosion localisée, dite par piqûres, tandis que le dioxyde de carbone provoque une corrosion généralisée ou uniforme.
De manière générale, la corrosion, qu'elle soit induite par les chlorures ou par la carbonatation, est fortement influencée par les facteurs environnementaux, en particulier les variations de température et d'humidité. Ces facteurs modifient les processus physiques et chimiques et accélèrent les mécanismes de transport ainsi que les réactions chimiques internes au matériau.

Compte tenu de son importance et de ses effets sur les structures en béton armé, notamment

celle étudiée dans notre cas, un modèle probabiliste de prédiction de la durée de vie en fatigue, basé sur la loi de diffusion de Fick, a été développé afin de mieux comprendre et quantifier les effets de corrosion (fib, 2006). Ce modèle intègre des paramètres essentiels tels que la pénétration des chlorures et du dioxyde de carbone, la croissance des piqûres de corrosion, le facteur d'intensité des contraintes, la fréquence des charges cycliques, l'humidité, la température, ainsi que les attaques par les chlorures et le dioxyde de carbone.

IV.11.1. Mécanisme de la corrosion initiée par les chlorures

Les ions chlorure véhiculés par l'eau peuvent être présents dans le béton : ils peuvent être présents dans les composants du béton (granulats marins, …), être incorporés au moment du malaxage (adjuvants accélérateurs de prise chlorés, …) ou encore pénétrer dans l'ouvrage au fil du temps par diffusion à partir du milieu extérieur (eau de mer, sels de déverglaçage, …).
À partir d'une teneur critique en chlorures, une armature peut se corroder localement, pour autant qu'elle soit mise en présence d'eau et d'oxygène, dans ce processus, les ions chlorure réagissent avec les ions ferreux (Fe^{2+}) pour former des chlorures de fer, lesquels consomment les ions hydroxyles, migrent au sein du béton et s'oxydent ultérieurement en déposant des produits de corrosion, responsables notamment de l'apparition de taches de rouille en surface du béton. Toutefois, si la présence des chlorures constitue une condition essentielle à l'initiation de la corrosion, son évolution et sa cinétique sont fortement dépendantes des conditions environnementales. L'augmentation de l'humidité relative facilite la formation de chemins de conduction permettant le transport des ions hydroxyles, ce qui accélère la vitesse de corrosion. Par ailleurs, l'élévation de la température jusqu'à un seuil compris entre 40 °C et 45 °C intensifie les réactions électrochimiques ; au-delà de ce seuil, une diminution progressive du taux de corrosion est observée.

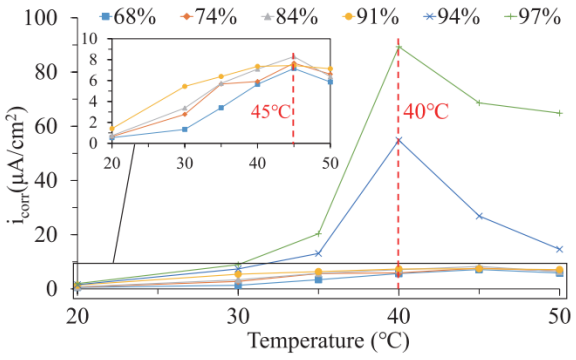


Figure IV. 14 : Relation entre taux de corrosion et la température sous des conditions d'humidité relative variable (Cheng & Maruyama, 2022).

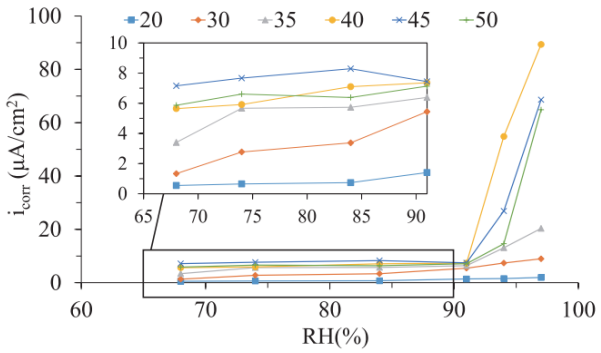


Figure IV. 15 : Relation entre taux de corrosion et l'humidité relative sous des conditions de température variable (Cheng & Maruyama, 2022).

Cette corrosion est susceptible de se poursuivre au même endroit. La corrosion initiée par les chlorures est donc une corrosion localisée par piqûres de l'acier.

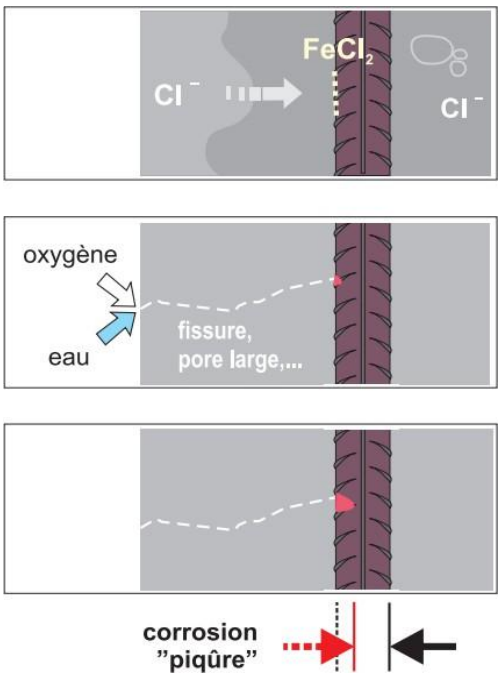


Figure IV. 16 : Mécanisme de la corrosion par piqûre sous l'effet des chlorures et de l'humidité (C. Ployaert, 2008).

IV.11.2. Mécanisme de la corrosion initiée par la carbonatation

Le processus de carbonatation du béton correspond à l'interaction chimique entre la portlandite ($Ca(OH)_2$), présente dans la matrice cimentaire, et le dioxyde de carbone (CO_2) provenant de l'air, conduisant à la formation de calcite ($CaCO_3$) : $Ca(OH)_2 + CO_2 \xrightarrow{H_2O} CaCO_3 + H_2O$

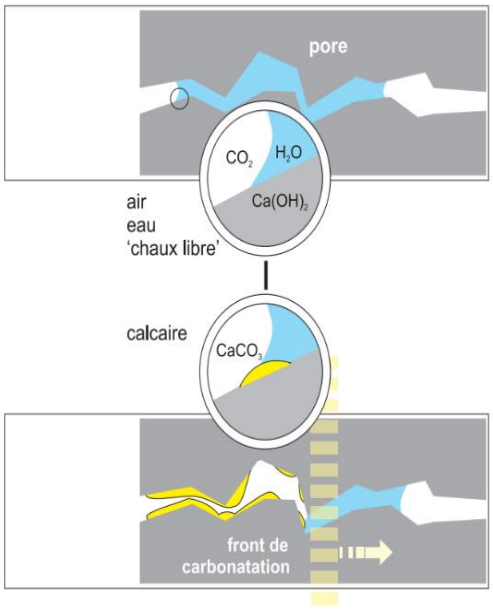


Figure IV. 17 : Processus de carbonatation (C. Ployaert, 2008).

Le dioxyde de carbone (CO_2) présent dans l'air pénètre dans le béton et se dissout dans l'eau contenue dans ses pores, formant un acide faible appelé acide carbonique (H_2CO_3), cet acide réagit ensuite avec l'hydroxyde de calcium ($Ca(OH)_2$). Cette réaction produit du carbonate de calcium ($CaCO_3$), qui se dépose à l'intérieur des pores du béton. Par conséquent, la quantité d'ions hydroxyle (OH^-), responsables du caractère basique du béton, diminue, ce qui entraîne une baisse du pH de la solution interstitielle, passant d'une valeur supérieure à 12,5 à une valeur inférieure à 9,0. (Bhowmik & Riyar, 2023)
Lorsque le béton d'enrobage des armatures est carbonaté (diminution du pH et formation de $CaCO_3$), la dépassivation de l'acier se produit et la dissolution du fer peut s'amorcer. Cette dissolution entraîne la formation de produits de corrosion (rouille) dont le volume est nettement supérieur à celui du fer initial. Il en résulte une expansion interne, provoquant des fissurations puis l'éclatement du béton d'enrobage. La perte de cette couche protectrice accélère alors le processus de corrosion des armatures.

Par la suite, l'augmentation de volume des produits de corrosion génère des contraintes internes dans le béton, susceptibles d'entraîner des fissures ou des éclatements du béton de couverture, ainsi qu'une réduction de la capacité portante des éléments structuraux tels que les poutres et les colonnes.

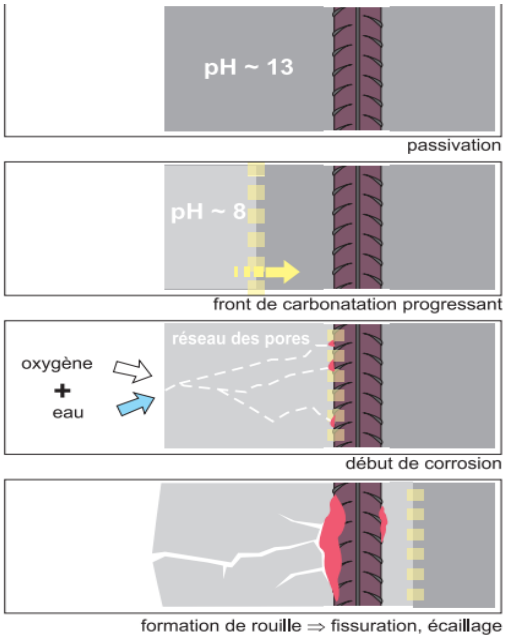


Figure IV. 18 : Corrosion initiée par la carbonatation (C. Ployaert, 2008).

La carbonatation dépend fortement des conditions environnementales, notamment de l'humidité relative, de la concentration en dioxyde de carbone et de la température. Parmi ces facteurs, l'humidité relative joue un rôle prépondérant (C. Ployaert, 2008). Par conséquent, l'évaluation de la carbonatation repose en grande partie sur les données climatiques associées à ce paramètre.

En effet, elle conditionne la teneur en eau du béton et joue un rôle essentiel dans le processus de carbonatation. Celui-ci nécessite à la fois un apport de dioxyde de carbone et la présence

d'eau. Elle doit être suffisamment faible pour permettre la diffusion du CO_2, tout en étant assez élevée pour que la réaction de carbonatation puisse se produire en phase aqueuse.

IV.12. ANALYSE DU TAUX DE CORROSION DES ARMATURES EN BÉTON ARMÉ

Un modèle de corrosion a été proposé par Tuutti, (1982), distinguant deux périodes principales : la phase d'initiation de la corrosion , correspondant au temps nécessaire pour que les agents agressifs (carbonatation ou chlorures) atteignent les armatures et provoquent leur dépassivation, et la phase de propagation, qui représente la période durant laquelle les armatures se corrodent après la perte de passivation, jusqu'à atteindre un état inacceptable où les exigences du projet (sécurité, stabilité, fonctionnalité et esthétique) ne sont plus satisfaites. Cette évolution conduit finalement à la phase de dégradation et, à terme, à la ruine de la structure (Tuutti Kyösti, 1982).

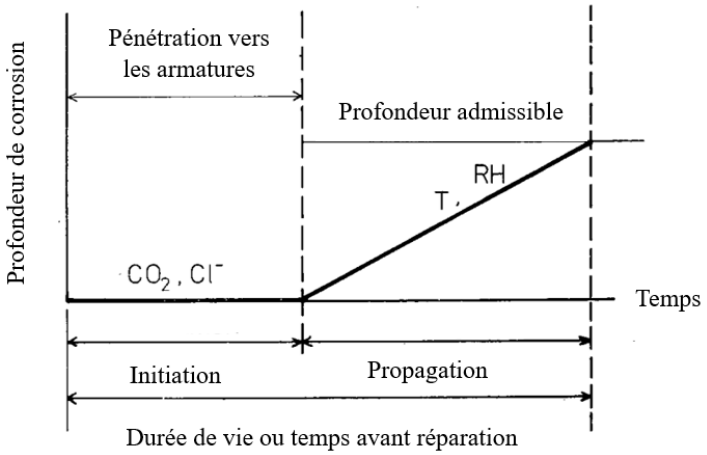


Figure IV. 19 : Phases de corrosion des armatures dans le béton (Tuutti Kyösti, 1982).

Sur la base de ce modèle, trois phases de corrosion sont considérées et présentées comme suit :

IV.12.1. Phase 1 : Initiation (temps avant corrosion)

IV.12.1.1. Méthode des facteurs partiels pour la corrosion induite par la carbonatation pour béton non fissuré

Dans le but d'estimer le taux de corrosion induite par la carbonatation dans la structure étudiée, et de quantifier sa dégradation au fil du temps sous l'effet des facteurs climatiques, on calcule la profondeur de carbonatation $x_{c,d}$ en fonction du temps.

Ce calcul est réalisé en utilisant la méthode des facteurs partiels appliquée à la corrosion induite par la carbonatation dans le béton non fissuré, telle qu'introduite dans **Model code for service life design of concrete structure** (fib, 2006), et basée sur une approche de dimensionnement probabiliste complète présentée dans le même document.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer $x_{c,d}$ afin d'estimer le moment où la dépassivation complète des armatures se produit, c'est-à-dire lorsque le front de carbonatation atteint les armatures.

La méthode est basée sur les formules suivantes :

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0 \qquad \text{(IV.5)}$$

$$x_{c,d}(t_{SL}) = \sqrt{2 \cdot k_{e,d} \cdot k_{c,d} \cdot \left(k_{t,d} \cdot R_{ACC,0,k}^{-1} \cdot \widetilde{a_R} + a_{t,d}^{\cdot}\right) \cdot C_{S,d}} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W(t_{SL}) \quad \text{(IV.6)}$$

Avec :

- a_d : valeur de calcul de l'enrobage du béton [mm] dont $a_d = a_{nom} - \Delta a$;
- a_{nom} : enrobage nominal du béton [mm] ;
- Δa : marge de sécurité de l'enrobage du béton [mm], on la prend égale à 10 mm ;
- t_{sL} : durée de vie de service de calcul [années] ;

La profondeur de carbonatation $x_{c,d}$, exprimée en millimètres au temps t_{SL}, est fonction des paramètres suivants :

➢ **Valeur de calcul de la fonction environnementale $k_{e,d}$**

$$k_{e,d} = \left(\frac{1 - \left(\frac{RH_{\text{real},k}}{\gamma_{RH} \cdot 100}\right)^{fe}}{1 - \left(\frac{RH_{\text{ref}}}{100}\right)^{fe}} \right)^{ge} \quad \text{(IV.7)}$$

- $RH_{real,k}$: valeur caractéristique de l'humidité relative de la couche carbonatée [%] ;
- RH_{ref}: humidité relative de référence [%] , on prend $RH_{ref} = 65$ %
- fe: exposant [-],fe = 5.0 ;
- ge: exposant [-],ge = 2.5 ;
- γ_{RH}: coefficient partiel de sécurité pour l'humidité relative $RH_{real,k}$ [-], soit $\gamma_{RH} = 1.3$;

➢ **Valeur de calcul du paramètre de transfert d'exécution $k_{c,d}$**

Le paramètre de transfert d'exécution $k_{c,d}$, défini pour différentes durées de cure t_c, traduit l'influence des conditions de cure du béton sur sa résistance à la carbonatation. Les valeurs adoptées sont issues du tableau C1-1 du *Model Code for Service Life Design*.

Tableau IV. 3 : Valeurs de paramètre de transfert d'exécution kc,d.

Period de cure d_c [J]	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**
$k_{c,d}$	3.00	2.03	1.61	1.37	1.20	1.09	**1.00**	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70	0.67

Pour une durée de cure $d_c = 7$ jours, le coefficient $k_{c,d}$ est considéré égal à 1.

➢ **Valeur de calcul du paramètre de régression $k_{t,d}$**

Valeur moyenne de $k_{t,d} = 1.25$

➢ **Valeur de calcul de la concentration en CO_2, $C_{S,d}$**

Ce paramètre représente la concentration de dioxyde de carbone dans l'environnement considéré, exprimée en $[kg/m^3]$. Il est calculé à partir de la concentration volumique du CO_2 dans l'air, notée CO_2(ppm), selon la relation suivante :

$$C_{CO_2}\,[kg/m^3] = \frac{CO_2(ppm)}{10^6} \times \rho_{CO_2} \quad \text{(IV.8)}$$

La valeur de CO_2(ppm) varie en fonction du scénario climatique retenu, elle est déterminée par interpolation à partir des valeurs proposées par Malte Meinshausen et al. 2011 :

Tableau IV. 4 : Évolution de CO2(ppm) selon les scénarios climatiques RCP4.5 et RCP8.5 (Meinshausen et al., 2011).

	Scénario	2005	2050	2100
CO_2 (ppm)	**RCP4.5**	379	487	538
	RCP8.5	379	541	936

- **Valeur caractéristique de l'inverse de la résistance effective du béton à la carbonatation $R_{ACC,0,k}^{-1}$**

Ce paramètre caractérise la capacité du béton à résister à la pénétration du dioxyde de carbone. Il dépend principalement du rapport eau/ciment (E/C) ainsi que du type de ciment utilisé. Il s'exprime en [(mm²/années)/(kg/m³)] .
Les valeurs retenues de $R_{ACC,0}^{-1}$sont déterminées à partir du taux de carbonatation k_{NAC}, conformément aux relations présentées ci-après (Zambon et al., 2017) :

$$x_c(t) = k_{NAC} \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a}\sqrt{t} \cdot W(t) \quad \text{(IV.9)}$$

- **k_{NAC} :** taux de carbonatation dans des conditions d'essai standard ;
- **k_e :** fonction décrivant l'effet environnemental de l'humidité relative RH_a ;
- **k_c :** fonction décrivant l'effet de la cure / de l'exécution ;
- **k_a :** fonction décrivant l'effet de la concentration de CO_2dans l'air ambiant
- **W(t) :** fonction décrivant l'effet du mouillage (ou de l'humidification) en fonction du temps ;

$$x_c(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot \Delta C_S} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)$$

$$k_{NAC} \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a}\sqrt{t} \cdot W(t) = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot \Delta C_S} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t)$$

Conditions d'humidité standard (k_e = 1), absence d'humidification périodique (W = 1), cure standard (k_c = 1) et conditions naturelles standard de CO_2 (C_l = 0,04 % en volume) :

$$k_{NAC} \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a} = \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot \Delta C_S}$$

$$k_{NAC}{}^2 = 2 \cdot R_{NAC,0}^{-1} \cdot \Delta C_S$$

$$R_{NAC,0}^{-1} = \frac{k_{NAC}{}^2}{2 \cdot \Delta C_S} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec:

$$R_{NAC,0}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t \quad \text{(IV.11)}$$

Donc:

$$R_{ACC,0}^{-1} = \frac{\frac{{k_{NAC}}^2}{2 \cdot \Delta C_S} - \varepsilon_t}{k_t} \quad \text{(IV.12)}$$

Pour un ciment de type CEM II/B, la valeur de K_{NAC} est déterminée à partir du tableau ci-dessous :

Tableau IV. 5 : Valeurs de la vitesse de carbonatation kNAC pour[MA22.1] différentes combinaisons de types de ciment et de rapports E/C (Zambon et al., 2017).

Type de ciment	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80
CEM I	1	2	3	4	5	6	7	8	9
CEM II/A	1	2	3	4	5	6	7	8	9
CEM II/B	2	3	**4**	5	6	7	8	9	10
CEM III/A	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CEM III/B	3	4	5	6	7	8	9	10	11

$$R_{ACC,0}^{-1} = \frac{\frac{4^2}{2 \cdot 0{,}00082} - 315{,}5}{1{,}25}$$

$$R_{ACC,0}^{-1} = 7552{,}5 \ (\frac{mm^2}{an})/(\frac{kg}{m^3})$$

- **Fonction climatique W(t)**

$$W(\mathrm{t}) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_{w,d}}}{2}} \quad \text{(IV.13)}$$

- t_0: temps de référence [années], t_0 = 0.0767 ;
- ToW (Time of Wetness): durée d'humidité [-]
- p_{SR}: probabilité de pluie battante [-] ;
- $b_{w,d}$: valeur de calcul de l'exposant de régression [-], la valeur moyenne adoptée est $b_{w,d}$ = 0,44.

- **Valeur de calcul du terme d'erreur $\varepsilon_{t,d}$ou $\dot{a}_{t,d}$, (fib, 2006)**

Ce paramètre tient compte des imprécisions conditionnelles liées à l'utilisation de la méthode d'essai ACC. Il a été quantifié selon les données proposées par Gehlen et Kapteina (2004) , La La valeur moyenne adoptée est $\varepsilon_{t,d} = 315{,}5$.

- **Coefficient partiel de sécurité $\gamma_R$ou $\tilde{a}_R$, (fib, 2006)**

C'est un coefficient de sécurité appliqué à l'inverse de la résistance à la carbonatation du béton $R_{ACC,0,k}^{-1}$,la valeur adoptée est $\gamma_R = 1{,}5$.

IV.12.1.2. Méthode complète de dimensionnement probabiliste pour la corrosion induite par les chlorures béton non fissuré

Afin d'évaluer la corrosion, il est nécessaire de déterminer le temps d'initiation, correspondant à la durée requise pour que les agents agressifs atteignent les armatures et déclenchent le processus de corrosion. Ce temps est calculé à l'aide de la loi de Fick inversée (fib, 2006), selon la relation suivante :

$$t = \frac{a^2}{4.D_{app}(t).\left[erf^{-1}(1-\frac{C_{crit}}{C_s})\right]^2} \quad \text{(IV.14)}$$

Cette formule est basée sur la deuxième loi de Fick relative à la diffusion des chlorures dans le béton. Elle repose sur l'hypothèse que la corrosion s'initie lorsque la concentration en chlorures à la profondeur des armatures atteint la valeur critique C_{crit}, selon (fib, 2006) soit :

$$C_{\text{crit}} = C(x=a,t) = C_0 + \left(C_{S,\Delta x} - C_0\right)\left[1 - erf\left(\frac{a-\Delta x}{2\sqrt{D_{\text{app,C}}\,t}}\right)\right] \quad \text{(IV.15)}$$

- **C_{crit} :** Teneur critique en chlorures critique**,** Définie comme la teneur totale en chlorures qui entraîne la dépassivation de la surface des armatures et l'initiation de la dissolution du fer, indépendamment de l'apparition ou non de dommages de corrosion visibles à la surface du béton.

  La limite inférieure de la variable C_{crit} est fixée à $C_{crit,min}$ = 0,20 wt.-% / ciment.
  La valeur moyenne de C_{crit} est fixée à $C_{crit,m}$ = 0,60 wt.-% / ciment.

Ces valeurs sont recommandées pour les aciers ordinaires. Si un autre type d'acier est utilisé, ces valeurs seront différentes.

- **C(x,t) :** Teneur en chlorures dans le béton à une profondeur x (surface de la structure : x = 0) et à un instant t [wt. %/c].
- **C_0 :** Teneur initiale en chlorures présente dans le béton avant son exposition à l'environnement, pouvant provenir des constituants du béton (granulats, ciment ou eau de gâchage) lors de sa fabrication [wt. %/c].
- **$C_{S,\Delta x}$:** Teneur en chlorures à la profondeur Δx et à l'instant t, dépendant des propriétés du matériau ainsi que des conditions géométriques et environnementales.
- **C_s :** Concentration de saturation en chlorures atteinte dans le béton. Elle peut être estimée à partir des isothermes d'adsorption des chlorures propres au liant utilisé, de la composition du béton et du niveau d'exposition aux chlorures, représenté par la concentration équivalente C_{eq} [g/L]).
- **a** : Enrobage du béton [mm].
- **Δx** : Profondeur de la zone de convection (couche de béton jusqu'à laquelle le processus de pénétration des chlorures diffère de la deuxième loi de Fick) [mm].
- **t** : Temps [années].
- **erf** : Fonction erreur.

- **$D_{app,C}$:** Coefficient apparent de diffusion des chlorures à travers le béton [mm²/années], déterminé à l'aide de l'équation suivante (fib,2006) :

$$D_{\text{app},C} = k_e \cdot D_{\text{RCM},0} \cdot k_t \cdot A(t) \quad \text{(IV.16)}$$

– **K_e :** Variable de transfert environnemental, pouvant être déterminée à l'aide de l'équation suivante (fib,2006) :

$$k_e = \exp\left[b_e \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T_{\text{real}}}\right)\right] \quad \text{(IV.17)}$$

- **b_e** : variable de régression [K], dont la valeur varie entre 3500 K et 5500 K, la valeur moyenne étant égale à m=4800 K (fib,2006).
- **T_{ref}** : température d'essai de référence [K], définie comme étant égale à 293 K (20 °C) et pouvant être considérée comme constante (fib,2006).
- **T_{real}** : température de l'élément structurel ou de l'air ambiant [K], pouvant être déterminée à partir des données climatiques disponibles (données météorologiques CORDEX).

– **$D_{RCM,0}$:** Coefficient de migration des chlorures en mm^2/an pouvant être déterminé à l'aide du tableau suivant (fib,2006) :

Tableau IV. 6 : Quantification de DRCM,0 $\times 10^{-12}$pour différents mélanges de béton.

Type de ciment	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.35**	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.40**	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.45**	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.50**	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.55**	$\frac{w}{C_{eqv}} =$ **0.60**
CEM I 42.5 R	n.d.	8.9	10	15.8	19.7	25.0
CEM I 42.5 R + FA (k = 0.5)	n.d.	5.6	6.9	9.0	10.9	14.9
CEM I 42.5 R + SF (k = 2.0)	4.4	4.8	n.d.	n.d.	5.3	n.d.
CEM III/B 42.5	n.d.	1.4	1.9	2.8	3.0	3.4

Avec :

- w/C_{eqv} : rapport eau/ciment équivalent, tenant compte des additions FA (cendres volantes) ou SF (fumée de silice) avec le facteur d'efficacité k correspondant.
- n.d. : le coefficient de migration des chlorures $D_{RCM,0}$ n'a pas été déterminé pour ces mélanges de béton.

– **A(t) :** Sous-fonction tenant compte du vieillissement selon l'équation suivante :

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad \text{(fib, 2006) (IV.18)}$$

- **t_0** : instant de référence [années], choisi égal à t_0=0,0767 années (t_0=28 jours), il s'agit d'une valeur constante.
- **a** : exposant de vieillissement, pouvant être déterminé à l'aide du tableau suivant :

Tableau IV. 7 : Valeurs de l'exposant de vieillissement « a » selon les types de ciment.

Type de ciment	Exposant de vieillissement a
Portland cement concrete (CEM I; 0.40 ≤ w/c ≤ 0.60)	Beta (m = 0.30; s = 0.12; a = 0.0; b = 1.0)
Portland fly ash cement concrete (f ≥ 0.20; z = k = 0.50; 0.40 ≤ w/ceqv ≤ 0.62)	Beta (m = 0.60; s = 0.15; a = 0.0; b = 1.0)
Blast furnace slag cement concrete (CEM III/B; 0.40 ≤ w/c ≤ 0.60)	Beta (m = 0.45; s = 0.20; a = 0.0; b = 1.0)

– **Paramètre de transfert k_t :** $k_t = 1$ comme valeur constante.

IV.12.2. Phase 2 : Propagation (Vitesse de Corrosion)

La vitesse de corrosion est définie comme la vitesse à laquelle un métal se détériore sous l'effet de la corrosion. Elle est généralement exprimée en millimètres par an.
La mesure de la vitesse de corrosion peut être réalisée à l'aide de méthodes électrochimiques, qui constituent des techniques non destructives, quantitatives et des outils performants pour l'étude des processus de corrosion et plusieurs techniques électrochimiques peuvent être utilisées pour évaluer ou prévoir la corrosion, notamment :

- La méthode de la résistance de polarisation linéaire (LPR) ;
- La méthode d'extrapolation de Tafel ;
- La détermination par analyse du bruit électrochimique (ENA) ;
- La spectroscopie d'impédance électrochimique (EIS).

Les techniques électrochimiques appliquées à l'étude de la corrosion fournissent généralement des résultats sous forme de paramètres électriques. Cette partie de l'étude a pour objectif de proposer des éléments méthodologiques permettant de relier les mesures électrochimiques aux vitesses de corrosion uniformes.
Dans cette phase, on détermine la vitesse maximale théorique de corrosion, puis la vitesse réelle de corrosion des armatures en intégrant l'influence des conditions climatiques, notamment la température et l'humidité.

➢ **Calcul de la vitesse de corrosion**

La loi de Faraday permet de déterminer la vitesse de corrosion, exprimée soit sous forme de taux de pénétration (CR), soit sous forme de taux de perte de masse (MR) (ASTM International, 2015) :

$$CR = K_1 \frac{i_{cor}}{\rho} EW \qquad \text{(IV.19)}$$

$$MR = K_2 \, i_{cor} \, EW \qquad \text{(IV.20)}$$

Où :

- **ρ :** density en g/cm³.

- **K_1 et K_2 :** Constante de conversion (ASTM International, 2015), tel que :

$$K_1 = 3.27 \times 10^{-3}$$
$$K_2 = 8.954 \times 10^{-3}$$

- **i_{cor} :** C'est le courant de corrosion, Il s'agit d'une mesure de la vitesse à laquelle un métal se corrode dans un environnement donné. Elle représente le flux d'électrons quittant le métal vers l'électrolyte environnant au cours du processus de corrosion (ASTM International, 2015)

$$i_{\text{cor}} = \frac{I_{\text{cor}}}{A} \qquad \text{(IV.21)}$$

  - **i_{cor} :** densité de courant de corrosion (µA/cm²).
  - **I_{cor} :** courant anodique total (µA).
  - **A** : surface exposée de l'échantillon (cm²).

- **EW :** C'est le poids équivalent, il est défini comme la masse de métal, exprimée en grammes, qui est oxydée ou dissoute lors du passage d'une charge électrique égale à une constante de Faraday, soit (96 489 ± 2 C (amp-sec)).

Pour les éléments purs, le poids équivalent est donné par (ASTM International, 2015) :

$$EW = \frac{W}{n} \qquad \text{(IV.22)}$$

où :

- W : est la masse atomique de l'élément,
- n : est le nombre d'électrons nécessaires pour oxyder un atome de l'élément au cours du processus de corrosion, c'est-à-dire la valence de l'élément.

Le poids équivalent d'un alliage peut être déterminé en considérant 1 g d'alliage oxydé et en calculant l'équivalent en électrons correspondant, noté Q (ASTM International, 2015) :

$$Q = \Sigma(n_i \times f_i)/W_i \qquad \text{(IV.23)}$$

Avec :

- f_i : fraction massique du i^e élément dans l'alliage.
- W_i : masse atomique du i^e élément dans l'alliage.
- n_i : valence du i^e élément de l'alliage.

$$EW = \frac{1}{\Sigma \frac{n_i f_i}{W_i}} \qquad \text{(IV.24)}$$

➢ **La Vitesse Réelle**

La vitesse réelle de corrosion est obtenue en corrigeant la vitesse maximale par les conditions climatiques réelles du site :

$$V_{corr} = V_{max} \cdot k_e(T) \cdot TOW \qquad \text{(IV.25)}$$

- V_{max} **:** C'est la vitesse maximale théorique de corrosion, déjà définie dans l'équation (I.15) à partir du courant de corrosion conformément à la norme (ASTM International, 2015)**.**
- $K_e(T)$ **:** C'est un paramètre de transfert environnemental introduit pour prendre en compte l'effet de la température réelle sur le coefficient de diffusion des chlorures dans le béton. Il permet de corriger les valeurs de diffusion déterminées à une température de référence afin de les adapter aux conditions thermiques réelles d'exposition de l'ouvrage. Il a déjà été défini en phase 1.
- **TOW :** C'est le temps d'exposition à l'humidité correspond à la durée pendant laquelle une surface métallique reste humide, sous l'effet de la pluie, de la condensation ou d'une humidité élevée, condition indispensable au déclenchement et au développement de la corrosion. Selon la norme ISO 9223, cette durée est définie comme la période durant laquelle l'humidité relative dépasse 80 % et la température est supérieure à 0 °C (Corvo et al., 2008).

IV.12.3. Phase 3 : Dégradation et ruine de la structure

Après la phase d'initiation, marquée par l'atteinte du seuil critique en chlorures, et la phase de propagation, caractérisée par le développement progressif de la corrosion des armatures, la phase 3 correspond à l'étape de dégradation avancée de la structure. Cette phase se traduit par une perte significative de section des armatures due à la corrosion, pouvant entraîner des fissurations, des éclatements du béton de couverture et, à terme, une diminution de la capacité portante de l'ouvrage.
L'objectif de cette phase est d'évaluer les conséquences mécaniques et structurelles de la corrosion sur la durabilité et la sécurité de la structure, en estimant la perte de section des armatures et l'état résiduel de l'élément étudié.
Dans cette phase, on évalue successivement la profondeur maximale de corrosion, puis la perte de section des armatures sur la durée de service considérée.

- **Profondeur de corrosion P_{max}**

La profondeur maximale de corrosion, notée P_{max}, est la distance maximale mesurée radialement entre la surface initiale de l'armature en acier et le fond de la piqûre de corrosion la plus profonde observée sur cette armature. Elle représente l'attaque la plus sévère localement subie par la barre. Cette mesure repose sur les travaux de **González et al. (1995)**, qui ont montré que, dans les environnements chlorurés, la profondeur des piqûres peut être bien plus grande que la corrosion moyenne observée sur la surface de l'armature.

$$P_{max} = \alpha_{pit} \times P_{moy} \qquad (IV.26)$$

D'où :

- α_{pit} **:** C'est le rapport entre la perte moyenne de section et la perte maximale de section, appelé le facteur de piqûration « pitting factor ». Conformément aux travaux expérimentaux de González et al. (1995), le facteur est compris entre 4 et 8 dans le cas d'une corrosion induite par les chlorures, tandis qu'une valeur de 2 est adoptée pour la corrosion induite par

la carbonatation, cette dernière étant généralement plus uniforme (Jesús Rodríguez & Carmen Andrade, 2000).

- **P_{moy} :** C'est la pénétration moyenne de la corrosion de l'acier, définie comme l'épaisseur moyenne d'acier consommée en supposant une attaque uniforme sur toute la surface de l'armature. Elle est mesurée radialement, depuis la surface de la barre vers son centre, et s'exprime en mm ou µm.

$$P_{moy} = V_{corr} \times \Delta t \qquad (IV.27)$$

  - **V_{corr} :** C'est la vitesse réelle de corrosion de l'acier, correspondant à la perte d'épaisseur d'acier par unité de temps. Elle est calculée en Phase 2 (Propagation) en tenant compte des conditions climatiques (température, humidité) et du temps d'humidité, puis utilisée pour déterminer la pénétration moyenne de corrosion.
  - **Δt :** Représente la durée de corrosion active, correspondant à l'intervalle de temps écoulé entre le début de la corrosion de l'armature, marqué par la perte de la passivation, et le moment considéré pour l'évaluation de la perte de section. Cette durée s'exprime en années.

$$\Delta t = t - t_{ini}$$

➢ **Perte de section :**

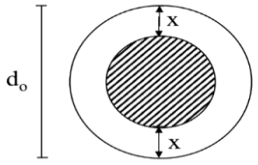
La perte de section des armatures due à la corrosion est une étape critique pour évaluer la capacité résiduelle de la structure. Cette perte dépend principalement de la profondeur de corrosion et de la réduction du diamètre de l'armature causée par la corrosion localisée.
La section résiduelle A_{res} de l'armature est la partie restante de l'armature après la perte de matière due à la corrosion. Elle correspond à l'aire de la section transversale de la barre d'acier une fois qu'une partie de son diamètre a été consumée par la corrosion localisée.

$$A_{res} = \pi \left(\frac{\phi_{res}}{2}\right)^2 \qquad (IV.28)$$

D'où :

- **ϕ_{res}:** C'est le diamètre de l'armature après qu'elle a eu subi une corrosion localisée Il est obtenu en soustrayant deux fois la profondeur de corrosion maximale P_{max} du diamètre initial de l'armature ϕ_{init}, car la corrosion attaque uniformément des deux côtés de la barre.

$$\phi_{res} = \phi_{init} - 2 \times P_{max} \qquad (IV.29)$$



uniform corrosion

Figure IV. 20 : Schema de la corrosion uniforme d'une barre d'acier.

➢ **Taux de corrosion final :**

Le taux de corrosion final correspond à la perte de section exprimée en pourcentage, calculée comme le rapport entre la section perdue et la section initiale de l'armature.

$$\tau = \frac{A_{init} - A_{res}}{A_{init}} \times 100 \qquad \text{(IV.30)}$$

D'où :

- **A_{init} :** C'est la section transversale de l'armature avant qu'elle subisse la corrosion. C'est la section initiale de la barre d'acier.

$$A_{init} = \pi \left(\frac{\phi_{init}}{2}\right)^2 \qquad \text{(IV.31)}$$

- **A_{res} :** C'est la section transversale de l'armature après qu'elle subisse la corrosion.

IV.13. ÉVALUATION DU TAUX DE CORROSION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

Compte tenu de la localisation de la structure étudiée dans un environnement urbain (Bab Ezzouar, Dar El Beïda), il convient de noter que Stewart et al. (2011), ont montré que la concentration ambiante en CO_2 dans un tel environnement est généralement supérieure de 5 à 10 % à celle observée en milieu rural. Cette augmentation est principalement due aux émissions issues de la combustion des combustibles fossiles (trafic routier, chauffage domestique, production d'énergie), avec des concentrations souvent plus élevées à proximité du sol (Stewart et al., 2011).

Par ailleurs, la structure se situe dans un environnement non marin, caractérisé par l'absence de sources significatives de chlorures. Selon le Fib Model Code,(2010) et la classification des classes d'exposition liées à la durabilité des structures en béton armé, la corrosion induite par les chlorures est principalement associée à une exposition à l'eau de mer (Val & Stewart, 2003), tandis que la corrosion induite par la carbonatation résulte d'une exposition à l'air et à l'humidité (C. Ployaert, 2008).

De plus, l'effet d'écran généré par les bâtiments environnants limite l'exposition aux agents agressifs, notamment les chlorures. En effet, il a été établi qu'une diminution significative du dépôt de chlorures se produit à courte distance de la mer en présence d'obstacles tels que des structures bâties (Abel Castañeda et al., 2018).

En conséquence, la corrosion induite par la carbonatation apparaît comme le mécanisme de dégradation prédominant dans le cas étudié. Son évolution sera évaluée et quantifiée dans la suite de cette étude, en tenant compte des différentes phases du processus de corrosion.

IV.13.1. Étude de la phase d'initiation de la corrosion

Dans cette section, le calcul de la phase d'initiation de la corrosion est d'abord présenté à travers un exemple d'application journalier. Cet exemple concerne la date du **01/01/2030** et utilise les données climatiques journalières issues du couple de modèles CNRM-CERFACS-CM5 /

SMHI-RCA4, sous le scénario RCP 4.5. Il permet de détailler les paramètres d'entrée, les équations utilisées et les étapes nécessaires à la détermination de la profondeur de carbonatation $\boldsymbol{x_{c,d}}$. La même procédure de calcul a ensuite été appliquée, jour par jour, à l'ensemble de la période 2030 à 2100, puis répétée pour les autres combinaisons de modèles climatiques et pour les scénarios RCP 8.5 et RCP 4.5.

- **Données d'entrée (Input) :**

Tableau IV. 8 : Paramètres d'entrée de l'exemple de calcul de temps d'initiation de la corrosion par carbonatation.

Paramètre	Symbole	Valeur	Référence
Humidité relative	RH	82.56%	Données climatiques CORDEX
Température	T	10.45°C	Données climatiques CORDEX
Paramètre de transfert d'exécution	$k_{c,d}$	1	Fib Model Code (2006)
Paramètre de régression	$k_{t,d}$	1.25	Fib Model Code (2006)
Concentration en CO_2	$C_{S,d}$	0,00082	Meinshausen et al., 2011
Inverse de la résistance effective du béton à la carbonatation	$R_{ACC,0,k}^{-1}$	7552.75	Christoph Gehlen, 2000
Fonction climatique	W(t)	1	Fib Model Code (2006)
Terme d'erreur	$\varepsilon_{t,d}$	315.5	Fib Model Code (2006)
Coefficient partiel de sécurité	γ_R	1.5	Fib Model Code (2006)
Enrobage du béton	a_d	20	Données du projet

- **Calcul du temps d'initiation de corrosion**

À partir des formules (IV.3) et (IV.13), les fonctions environnementales ont été calculées pour la date du 01/01/2030. Les valeurs obtenues sont les suivantes :

$$k_{e,d}(RH) = 1.0363$$

$$k_{e,d}(T) = 0.5811$$

La profondeur de carbonatation pour cette même date a ensuite été déterminée, donnant :

$$x_{c,d} = 0.198047 \text{ mm}$$

Les valeurs journalières de x_{cd} ont ensuite été cumulées afin d'obtenir l'évolution globale de la profondeur de carbonatation au cours du temps.
Le temps d'initiation est atteint lorsque la profondeur de carbonatation devient égale à l'enrobage des armatures :

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) < 0$$

Les résultats montrent que la condition d'initiation de la corrosion est atteinte le 26/03/2043. Le temps d'initiation associé est de $t_{\text{init}} = 13{,}22$ ans, correspondant à l'atteinte de l'enrobage par le front de carbonatation.

De la même manière, les calculs ont été effectués à partir des données des autres modèles climatiques pour les deux scénarios RCP 4.5 et RCP 8.5. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 9 : Temps d'initiation de la corrosion selon les modèles climatiques et les scénarios RCP.

Modèle climatique	Scénario	$x_{c,d}$	Date d'initiation	Temp d'initiation (années)
CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)	RCP 8.5	20,00023802	02/01/2043	13
	RCP 4.5	20.0003138	26/03/2043	13,22
ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)	RCP 8.5	20.0003532	23/05/2042	12,38
	RCP 4.5	20,00277862	24/05/2043	13,39
MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4)	RCP 8.5	20.00141761	27/10/2041	11,82
	RCP 4.5	20.0013755	20/09/2042	12,71

IV.13.2. Étude de la phase de propagation de la corrosion

- **Données d'entrée (Input)**

Tableau IV. 10 : Paramètres d'entrée pour le calcul de la phase de propagation.

Paramètre	Symbole	Valeur	Référence
Fonction environnementale	$k_{e,d}(RH)$	1.0363	Fib Model Code (2006)
Fonction environnementale	$k_{e,d}(T)$	0.5811	Fib Model Code (2006)
Densité de courant de corrosion	i_{cor}	3 µA/cm²	Stefanoni et al., 2018
Poids équivalent	EW	27,92 (g/eqv)	ASTM International, 2015.
Constante de conversion	K_1	3.27×10^{-3}	ASTM International, 2015.
Temps d'exposition à l'humidité	TOW	1	Corvo et al., 2008

- **Calcul de vitesse de corrosion**

À partir des formules (IV.15) et (IV.21), la vitesse de corrosion a été calculée pour la date du 01/01/2030. Les valeurs obtenues sont les suivantes :

V_{max} = 34,89 µm/année
V_{corr} = 21,01 µm/année

La même méthodologie a ensuite été appliquée au calcul de la vitesse de corrosion pour chaque journée de la période étudiée, en utilisant les différents modèles climatiques considérés.

IV.13.3. Évaluation de la durée de vie de la structure

- **Données d'entrée (Input)**

Tableau IV. 11 : Paramètres d'entrée pour l'évaluation de taux de corrosion.

Paramètre	Symbole	Valeur	Référence
Vitesse réelle de corrosion	V_{corr}	21,01 µm/année	ASTM International, s. d.
Durée de corrosion active	Δt	1 jour	Données du projet
Facteur de piqûration	α_{pit}	2	Jesús Rodríguez & Carmen Andrade, 2000
Diamètre de l'armature	ϕ_{init}	10 mm	Données du projet
Section d'armature	A_{init}	79 mm^2	Données du projet

- **Calcul du taux de corrosion**

La perte moyenne de corrosion calculée pour la date du 01/01/2030 est donnée par :

$$P_{moy} = 0.05749697\ \mu m$$

À partir des paramètres précédents, les pertes de section des armatures ont été calculées quotidiennement pour les différents modèles climatiques et scénarios RCP considérés, puis cumulées sur l'ensemble de la période de corrosion. Les résultats obtenus permettent ainsi d'évaluer l'influence des projections climatiques sur l'évolution de la corrosion des armatures et sur le niveau de dégradation de la structure :

Tableau IV. 12 : Évaluation des taux de corrosion des armatures selon les différents modèles climatiques et scénarios RCP.

Modèle climatique	Scénario	P_{moy} (µm)	P_{max} (µm)	ϕ_{res} (mm)	τ (%)
CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)	RCP 8.5	208.7490	417.4981	9.16	16
	RCP 4.5	235.9459	471.8918	9.05	17.98
ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)	RCP 8.5	238.2299	476.4598	9.04	18.15
	RCP 4.5	259.6888	519.3777	8.96	19.69
MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4)	RCP 8.5	206.8370	413.6740	9.17	15.86
	RCP 4.5	202.8249	405.6498	9.18	15.56

IV.14. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'évaluation des impacts du changement climatique sur les structures en béton armé, en mettant en évidence l'influence des conditions environnementales sur leur durabilité et leur comportement au cours du temps.

Il a présenté les différents scénarios d'émissions climatiques définis par le GIEC, notamment les scénarios RCP 4.5 et RCP 8.5, utilisés pour représenter différentes évolutions possibles des concentrations de gaz à effet de serre et des conditions climatiques futures. Il a également introduit les principales bases de données climatiques, tout en justifiant le choix de la base CORDEX pour l'extraction des données climatique.

Ces données ont permis d'évaluer l'évolution de la corrosion des armatures au cours du temps. Le recours à plusieurs modèles climatiques a contribué à réduire l'incertitude liée aux projections climatiques et d'obtenir une estimation plus représentative du taux de corrosion des armatures. Les résultats obtenus montrent que les taux de corrosion finaux varient dans un intervalle compris entre 15,56 % et 19,69 %, ce qui traduit une variation limitée entre les modèles étudiés. Il est également constaté que le taux de corrosion le plus élevé n'est pas forcément obtenu avec le scénario le plus pessimiste RCP 8.5, ce qui montre que la corrosion dépend non seulement du scénario climatique, mais aussi des données simulées par chaque modèle, notamment la température et l'humidité relative.

Ainsi, les résultats obtenus confirment l'importance d'intégrer les effets du changement climatique dans l'évaluation de la vulnérabilité et de la durée de vie des ouvrages en béton armé.

CHAPITRE V :
ÉTUDE DES STRATÉGIES DE CONFORTEMENT

V.1. INTRODUCTION

Dans de nombreux pays, le rythme et l'ampleur des nouvelles constructions diminuent progressivement au profit des travaux de rénovation et de renforcement, qui représentent aujourd'hui plus de la moitié de l'activité du secteur du bâtiment. Cette évolution s'explique principalement par l'augmentation des exigences des occupants et des utilisateurs des structures existantes, ainsi que par la nécessité de respecter les principes du développement durable, notamment en tenant compte du coût des nouvelles constructions et de leur impact sur l'environnement (Michałowska-Maziejuk & Goszczyńska, 2023).

Cette nouvelle approche favorise ainsi la conservation, la réparation et le renforcement des bâtiments existants, plutôt que leur démolition suivie d'une reconstruction. Elle concerne en particulier les structures situées dans des zones à risque sismique ou soumises à des conditions environnementales et d'exploitation défavorables (Lampropoulos, 2026). Ces facteurs peuvent entraîner différentes formes de dégradation, notamment la corrosion des armatures provoquée par les chlorures en milieu marin ou par la carbonatation, comme dans le cas de notre étude. Ces structures peuvent présenter divers problèmes, tels qu'une capacité portante insuffisante, des déformations excessives ou d'autres formes de dégradation (Michałowska-Maziejuk & Goszczyńska, 2023)

Ce chapitre présente deux méthodes de renforcement retenues pour la structure étudiée après dégradation due à la corrosion, sous l'effet des conditions climatiques futures. Les deux techniques considérées sont parmi les solutions les plus couramment utilisées dans le renforcement des structures en béton armé, à savoir le chemisage en béton armé et le renforcement par matériaux composites en PRFC.

Le chapitre décrit d'abord le principe de chaque méthode, ses conditions d'application et son mode de mise en œuvre. Ensuite, il présente les approches de dimensionnement adoptées afin de restaurer la résistance et la capacité portante perdues à la suite de la dégradation des armatures par corrosion. Le chemisage permet d'augmenter la section résistante et d'améliorer la capacité portante de l'élément, tandis que le PRFC constitue une solution légère, rapide à mettre en œuvre et efficace pour améliorer la résistance et le confinement des éléments dégradés.

Afin de compenser la vulnérabilité structurale causée par la corrosion des armatures, la perte de résistance est évaluée à partir d'une analyse statique non linéaire de type Pushover. Cette analyse permet de comparer le comportement de la structure à l'état sain et à l'état corrodé à travers les courbes effort tranchant à la base déplacement. Les écarts observés entre ces deux états servent ensuite de base au dimensionnement des deux solutions de renforcement étudiées, à savoir le chemisage en béton armé et le PRFC, dans le but de restaurer les performances mécaniques perdues et d'améliorer le comportement global de la structure renforcée.

V.2. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

L'objectif du renforcement des éléments structuraux est d'améliorer la résistance et la capacité de déformation des structures. L'augmentation de la résistance de certains éléments structuraux se traduit par une amélioration de leur résistance en flexion et en cisaillement, ainsi qu'une amélioration de leur ductilité grâce à l'application de différentes techniques de renforcement, notamment l'augmentation de la section des éléments structuraux, l'ajout d'armatures, la précontrainte, la modification du cheminement des efforts ou du système de résistance de la structure, ainsi que le collage de plaques d'acier, le chemisage métallique ou encore l'application de matériaux composites à base de fibres de carbone.

Dans le cadre de cette étude, l'accent sera principalement mis sur deux techniques de renforcement, à savoir le chemisage en béton armé et le renforcement par PRFC, en raison de leur efficacité avérée et de leur large utilisation dans la pratique du renforcement structural.

V.2.1. Renforcement par chemisage

Le chemisage en béton armé est l'une des techniques de renforcement les plus utilisées pour les éléments structuraux en béton armé déficients ou endommagés. Cette méthode consiste à augmenter la section de l'élément existant par l'ajout d'une nouvelle couche de béton armé ou de mortier, associée à des armatures longitudinales et transversales. La nouvelle section est reliée à l'élément initial à l'aide de barres d'ancrage ou de dispositifs de liaison, afin d'assurer un comportement monolithique de l'ensemble.

Cette technique permet d'améliorer la capacité portante de l'élément renforcé, notamment vis-à-vis de la compression axiale, de la flexion et du cisaillement. Elle contribue également à augmenter la rigidité et la ductilité de la structure, ce qui justifie son utilisation dans le cadre du renforcement des structures en béton armé soumises à des dégradations ou à des exigences de performance plus élevées.

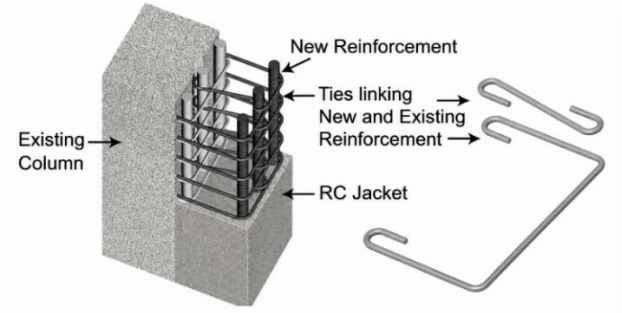


Figure V.1: Principe du chemisage en béton armé (UKIM-ZIIS-Skopje, R.N.Macedonia et al., 2019).

Parmi les principaux avantages de cette solution figurent l'augmentation uniforme de la rigidité de la structure ainsi que l'absence, dans certains cas, de nouvelles fondations, puisque les nouvelles armatures longitudinales du chemisage peuvent être ancrées dans les semelles existantes.

Une attention particulière doit cependant être accordée à l'adhérence entre les nouveaux éléments structuraux et la structure existante, car le succès de cette technique dépend du comportement monolithique de l'élément composite. De plus, lorsque le chemisage doit traverser plusieurs étages, des ouvertures dans les dalles sont nécessaires afin de permettre le passage des armatures longitudinales.

- **Avantages du chemisage**
  - Matériau couramment utilisé et facilement disponible.
  - Bonne familiarité des ingénieurs praticiens avec ce matériau.
  - Capacité du béton armé à prendre n'importe quelle forme.
  - Augmente à la fois la résistance et la ductilité.

- **Inconvénients du chemisage**
  - Coûteux, nécessite beaucoup de main-d'œuvre et prend du temps en raison de l'installation du coffrage.
  - Modification de la section transversale, ce qui entraîne un changement de la rigidité et des sollicitations sismiques.
  - L'augmentation de la ductilité est faible en raison de la nature fragile du béton.
  - Perturbation de l'occupation du bâtiment (les activités à l'intérieur peuvent être dérangées).

- **Processus de réalisation du chemisage des éléments en béton armé**

Tableau V. 1 : Étapes de mise en œuvre du chemisage (Habib et al., 2020; Sh & Fr, 2020).

Processus	Description
Étaiement temporaire de l'élément	L'objectif principal de cette étape est de permettre au chemisage en béton armé de reprendre les charges appliquées conjointement avec l'ancien élément afin qu'ils se comportent comme un seul élément structural.
Retrait de la partie endommagée	Lorsque le renforcement concerne un élément endommagé ou détérioré, le processus débute par la réparation de celui-ci, qui consiste à enlever le béton dégradé, redresser les armatures longitudinales et remplacer les anciens étriers dans la zone concernée.

Création d'une surface rugueuse	La surface doit être préparée de manière à assurer une adhérence maximale entre l'élément existant et le chemisage. Afin d'obtenir une excellente liaison entre les deux matériaux, L'augmentation de la rugosité de la surface constitue la méthode la plus efficace pour améliorer l'adhérence et assurer un comportement monolithique de l'élément renforcé.
Ancrage des armatures	Cette opération est généralement réalisée en perçant des trous pour les armatures, en nettoyant les trous, puis en injectant un matériau d'ancrage tel qu'une résine époxy à deux composants.
Connecteurs de cisaillement	L'un des moyens les plus efficaces pour améliorer la résistance au cisaillement des éléments chemisés consiste à ajouter des connecteurs de cisaillement. Des barres d'acier sont ancrées dans l'élément existant afin d'assurer la liaison entre celui-ci et le chemisage. Cette technique améliore la résistance au cisaillement et renforce l'élément obtenu.
Humidification de la surface	La pré-humidification de la surface de contact fait l'objet de recommandations divergentes. Certaines normes autorisent le coulage du nouveau béton sur une surface non humidifiée, sauf en période chaude et sèche, tandis que d'autres recommandent de saturer l'ancienne surface en béton pendant au moins 24 heures avant le chemisage.
Ferraillage du chemisage	Les nouvelles armatures longitudinales ainsi que les étriers du chemisage sont ensuite installés conformément aux dimensions et diamètres définis dans le dimensionnement, en accordant une attention particulière à la bonne fermeture des cadres. Cependant, en raison de la présence de l'élément existant et de la faible épaisseur du chemisage, il est souvent difficile de réaliser des crochets à 135°. Dans ce cas, le recours au soudage des étriers peut s'avérer nécessaire afin d'assurer un confinement adéquat.

Coulage du béton	Il est essentiel de limiter la taille maximale des granulats afin de respecter les exigences relatives à l'espacement des armatures et à l'enrobage du béton. Dans certains cas, l'utilisation d'un béton autoplaçant est nécessaire lorsqu'il n'est pas possible de vibrer le béton en raison de la faible épaisseur du chemisage. Pour la même raison, un béton à haute résistance peut être utilisé afin de réduire les dimensions de l'élément renforcé et d'améliorer l'adhérence entre l'ancien et le nouveau béton. Enfin, le retrait du béton doit être pris en considération en raison de son influence sur la capacité portante de l'élément structural.

V.2.2. Renforcement par PRFC (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone)

Le polymère renforcé de fibres de carbone (**PRFC**), employé depuis plusieurs décennies dans le secteur de la construction, particulièrement pour la rénovation et le renforcement des structures existantes, représente une solution innovante grâce à ses remarquables performances mécaniques et physiques présentées dans les chapitres précédents, offrant ainsi un fort potentiel pour consolider et préserver les structures tout en contribuant à éviter leur démolition.

L'utilisation de produits composites en PRF pour renforcer les structures en béton a été démontrée pour la première fois au milieu des années 1950 (ACMA MDA 2006) (Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007). Depuis lors, il est considéré comme une solution vitale face à différents types de dégradations des structures, y compris la corrosion présentée dans notre cas d'étude.

Afin d'exploiter efficacement les propriétés mécaniques des composites PRFC dans le renforcement des structures en béton armé, plusieurs techniques ont été développées au cours des dernières décennies. Parmi les méthodes les plus utilisées figurent la technique de renforcement externe et la technique d'insertion en surface.

V.2.2.1. Définition générale du PRFC

Les matériaux composites en polymère renforcé de fibres (FRP) sont des matériaux hétérogènes et anisotropes qui ne présentent pas de déformation plastique. Parmi les polymères renforcés de fibres utilisés pour le renforcement du béton, on trouve le polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC), appelé en anglais Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).
Les polymères renforcés de fibres de carbone sont des matériaux composites constitués de fibres de carbone, généralement fabriquées à partir de polyacrylonitrile (PAN), et d'une matrice polymère qui peut être composée de différents matériaux, tels que la résine époxy (la plus couramment utilisée), le polyméthacrylate de méthyle, le polydiméthylsiloxane, l'acide polylactique, le polyétheréthercétone et le polyamide (Dong et al., 2025). Dans cette composition, les fibres de carbone assurent la résistance mécanique et la rigidité, tandis que la matrice polymère agit comme un matériau liant qui protège et maintient les fibres ensemble, tout en apportant un certain degré de ténacité.

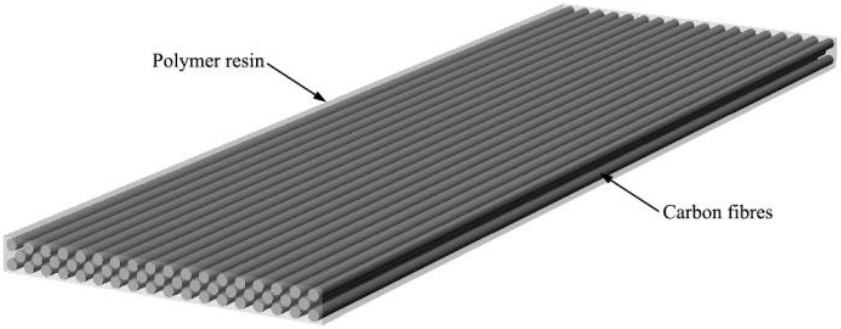


Figure V.2 : Constitution d'un matériau PRFC (fibres de carbone + résine polymère).

Les fibres de carbone possèdent des propriétés qui diffèrent considérablement de celles des métaux couramment utilisés. Elles peuvent être conçues de manière à permettre des réductions de masse importantes, impossibles à obtenir avec les métaux (« Design of Auto Body », 2017). Étant donné que ces matériaux sont des composites artificiellement fabriqués, leurs propriétés et leurs performances peuvent être adaptées aux applications spécifiques en faisant varier :

- La résistance des fibres,
- La longueur des fibres,
- Leur orientation (directionnalité),
- La quantité de fibres de renforcement,
- Ainsi que le type de matrice polymère utilisée.

Le matériau PRFC est largement utilisé dans de nombreuses applications modernes, notamment dans les secteurs aérospatial, aéronautique, automobile et maritime. Ils sont également utilisés en génie civil, notamment lorsque le renforcement d'une structure est nécessaire, Cela peut se produire dans plusieurs situations, telles que :

- Un changement d'usage d'un bâtiment,
- L'utilisation de matériaux de qualité insuffisante lors de la construction,
- Ou lorsque la structure a subi des dommages.

Dans ces cas, le PRFC peut être utilisé comme alternative aux matériaux plus conventionnels tels que l'acier, l'aluminium ou d'autres alliages (Vo Dong et al., 2015). C'est également le cas dans notre étude, où ce matériau est considéré comme l'une des solutions pour remédier à la détérioration de la structure étudiée. Le PRFC peut aussi être utilisé dans des environnements agressifs, comme dans certaines installations industrielles, où il assure la protection des éléments en béton contre les attaques chimiques (The Concrete Society, 2000 ; Wei et al., 2020). Le PRFC est disponible sous plusieurs formes, notamment bandes, feuilles et barres, chacune ayant des applications spécifiques :

- **Bandes**

Les bandes ou lamelles en PRFC sont généralement fabriquées sous forme de plaques minces préfabriquées collées sur la surface des éléments structuraux à l'aide de résines époxydiques. Plusieurs systèmes industriels existent sur le marché, notamment ceux de la société Sika, comme le système **Sika CarboDur®.**





Figure V. 3 : Les bandes ou lamelles en PRFC.

- **Feuilles**

Les feuilles ou tissus en PRFC sont constitués de fibres de carbone tissées ou unidirectionnelles qui sont appliquées sur la surface de l'élément structurel, conçus pour les applications de renforcement des structures. Des systèmes comme **SikaWrap®**, développés par la marque Sika, sont largement utilisés dans ce domaine pour l'enveloppement des colonnes et le renforcement des poutres**.**





Figure V. 4 : Les feuilles ou tissus en PRFC.

V.2.2.2. Constituants du PRFC

a. Les fibres de carbone

Les fibres de carbone sont produites à partir de plusieurs matériaux précurseurs, principalement le polyacrylonitrile (PAN), le pitch (brai) et la rayonne, qui sont convertis en fibres de carbone à travers une séquence de traitements thermiques et chimiques. Parmi ces précurseurs, le PAN est de loin le plus utilisé et représente environ 90 % des fibres de carbone fabriquées dans le monde, en raison de sa capacité à produire des fibres présentant d'excellentes propriétés mécaniques (Jang et al., 2022).

La production de fibres de carbone implique la carbonisation du matériau précurseur à travers une série de traitements thermiques contrôlés. Les principales étapes du procédé de fabrication des fibres de carbone sont illustrées dans la Figure I.12 :

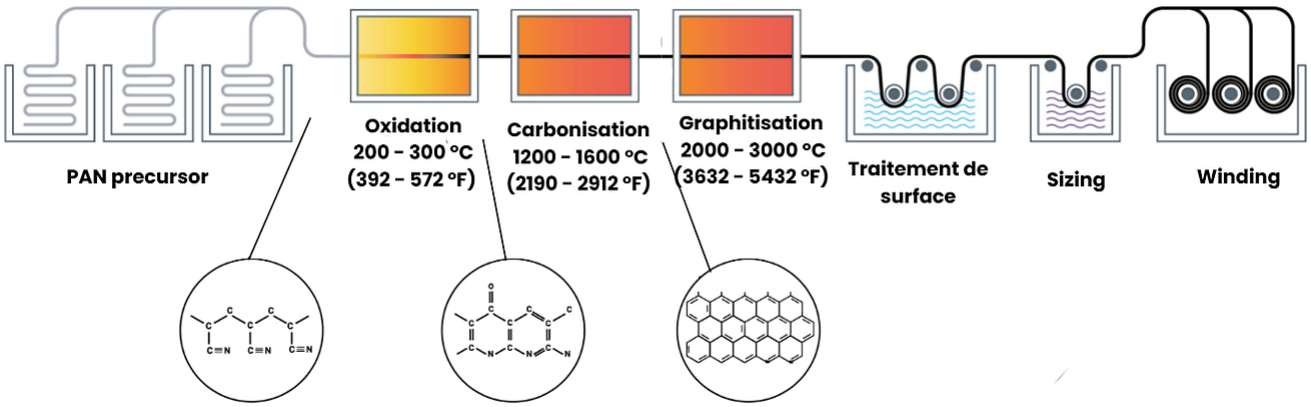


Figure V. 5 : Processus de fabrication des fibres de carbone à partir du précurseur PAN (polyacrylonitrile). (Introduction complète au polymère renforcé de fibre de carbone (CFRP), 2024)

- La première étape du procédé est l'**oxydation** des fibres précurseurs de PAN. Les fibres sont stabilisées sous tension grâce à un programme de chauffage contrôlé, dans l'air entre 200 °C et 300 °C, afin de convertir le PAN en une structure moléculaire en forme d'échelle (ladder-like). Cette transformation permet aux fibres précurseurs de supporter un traitement ultérieur à des températures plus élevées et rend les fibres de polyacrylonitrile ininflammables.
- Dans l'étape suivante, les fibres de PAN stabilisées sont converties en fibres de carbone par **carbonisation**. Ce processus implique un traitement thermique dans une atmosphère inerte à des températures pouvant atteindre 1500 °C. Pendant la carbonisation, presque tous les éléments autres que le carbone sont éliminés sous forme de divers sous-produits, et une structure moléculaire de type graphite se forme.
- La fibre de carbone peut ensuite subir un second traitement thermique à des températures supérieures à 2000 °C, appelé **graphitisation**. Sous l'effet de la chaleur, la structure cristalline de la fibre de carbone se modifie, permettant la production de fibres de carbone à haut module avec une structure graphitique plus ordonnée.
- La fibre de carbone subit ensuite **un traitement de surface** afin de donner aux fibres de meilleures propriétés d'adhésion. Leur surface est légèrement oxydée. L'ajout d'atomes d'oxygène à la surface procure de meilleures propriétés de liaison chimique et grave également la surface en la rendant plus rugueuse pour de meilleures propriétés d'adhésion mécanique.
- Après le traitement de surface, les fibres sont enduites pour les protéger contre les dommages pendant l'enroulement ou le tissage. Ce procédé est appelé **encollage (sizing)**. Et à la fin, les fibres de carbone sont enroulées sur des bobines **(winding)** et sont prêtes à être utilisées.

b. La matrice polymère

Dans les polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), les fibres de carbone assurent la

majeure partie du travail et supportent l'essentiel des charges, mais elles ne peuvent pas fonctionner seules. La matrice polymère, qui peut être constituée de plusieurs matériaux mais qui est le plus souvent une résine époxy, remplit plusieurs fonctions essentielles. Elle maintient les fibres dans une structure rigide, empêche leur flambage et permet au composite de répartir efficacement les charges. La matrice assure également une protection environnementale en protégeant les fibres contre l'humidité, les produits chimiques et l'abrasion.

V.2.2.3. Le procédé de fabrication des PRFC

Le procédé de fabrication consiste généralement à associer des fibres de renforcement avec une matrice polymère afin d'obtenir un matériau composite présentant des propriétés mécaniques élevées. Les fibres peuvent être utilisées sous différentes formes, notamment fibres continues ou fibres courtes, les fibres continues étant généralement privilégiées dans les applications nécessitant de meilleures performances mécaniques.
Lors de la fabrication des composites, les fibres peuvent être orientées dans une seule direction (fibres unidirectionnelles) ou tissées sous forme de tissus. Plusieurs couches de ces tissus, appelées plis, peuvent ensuite être superposées selon différentes orientations afin de former une préforme composite, permettant ainsi d'obtenir les propriétés mécaniques requises.

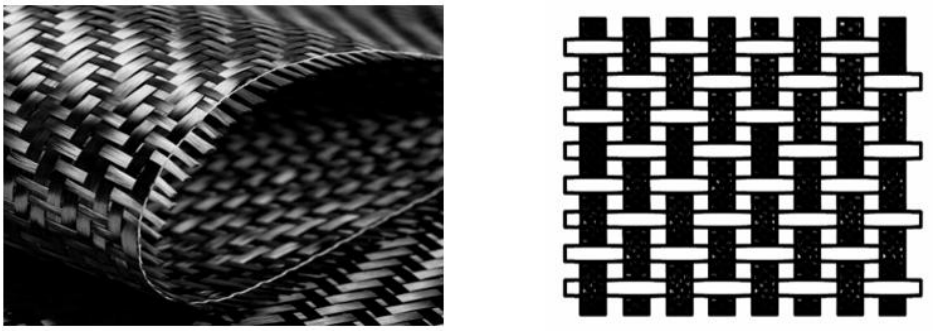


Figure V. 7 : Fibres de carbone tissées (woven carbon fibres).

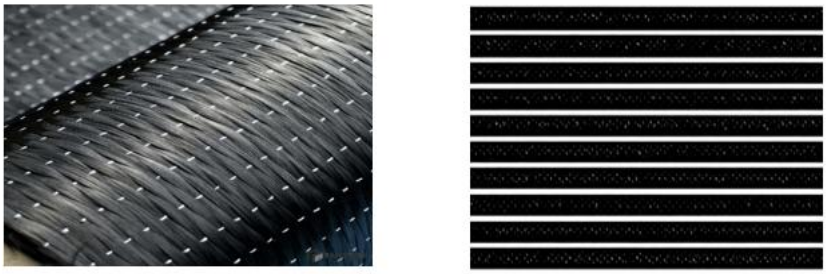


Figure V. 6 : Fibres de carbone unidirectionnelles.

Les procédés de fabrication des composites CFRP peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les procédés à résine liquide, dans lesquels la résine est injectée ou appliquée sur des fibres sèches pendant la fabrication ;
- Les procédés utilisant des fibres pré-imprégnées (prepreg), où les fibres sont déjà imprégnées de résine avant l'étape de mise en forme.

V.2.2.4. Les propriétés de PRFC

- **Rapport résistance/poids élevé et rapport rigidité/poids élevé**

Cela signifie que le PRFC peut supporter des charges importantes tout en restant léger.

- **Grande résistance à la fatigue et résistance à la corrosion**

Contrairement aux matériaux métalliques tels que l'acier, le PRFC ne rouille pas et ne se dégrade pas lorsqu'il est exposé à l'humidité, aux produits chimiques ou à des environnements agressifs. De plus, le PRFC peut supporter des chargements cycliques répétés sans perte significative de ses propriétés mécaniques (Mallick, 2008).

- **Propriétés mécaniques du PRFC**

Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même.
Les propriétés mécaniques typiques du PRFC sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 :Propriétés mécaniques typiques du PRFC carbone/époxy.

Propriété	Unité	(Qureshi & Saleem, 2018)	Sika Wrap®	Sika® CarboDur
Densité	kg/m³	1500	1820	1600
Résistance à la traction	MPa	1600	4 000	3100
Résistance à la flexion	GPa	104	-	-
Coefficient de dilatation thermique (10^{-6} / °C)	%	0.2	-	-
Allongement à la Rupture	%	1.8	1.8	1.7
Module d'élasticité	GPa	231	230	170

V.3. MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ANALYSE PUSHOVER

L'analyse Pushover est une procédure statique non linéaire simplifiée destinée à estimer les déformations sismiques des structures. Elle est utilisée pour atteindre différents objectifs, notamment l'évaluation et la conception de solutions de renforcement parasismique des bâtiments existants, ainsi que la conception de nouvelles structures intégrant des matériaux, des systèmes ou des configurations structurelles non conventionnels et ne répondant pas entièrement aux exigences des codes de calcul.
Lors d'un séisme, le comportement structurel évolue progressivement, lorsque certains éléments atteignent leur limite de résistance ou subissent des dommages, les efforts dynamiques sont redistribués vers les autres composants de la structure. L'analyse pushover permet de reproduire ce phénomène en appliquant progressivement des charges latérales au modèle structurel jusqu'à l'apparition d'un premier élément critique. Le modèle est ensuite actualisé afin de prendre en compte les modifications induites par cette défaillance, puis le chargement est poursuivi pour identifier les redistributions successives des efforts et les nouveaux points

faibles de la structure. Ce processus se répète jusqu'à la mise en évidence du mécanisme global de plastification sous l'action sismique.

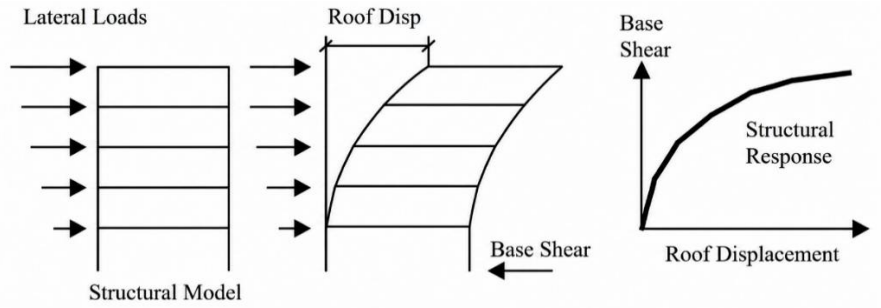


Figure V.8 : Approximation statique utilisée dans l'analyse Pushover (Enrico Spacone & Russel Martino, 2000).

V.3.1. Définition des mots clés

- **La demande**

La demande représente le mouvement sismique du sol ou les secousses auxquelles le bâtiment est soumis. Dans les procédures d'analyse statique non linéaire, la demande est représentée par une estimation des déplacements ou des déformations que la structure est susceptible de subir.

- **La capacité**

La capacité représente l'aptitude de la structure à résister à la demande sismique. La performance dépend de la manière dont cette capacité peut satisfaire la demande. En d'autres termes, la structure doit posséder une capacité suffisante pour résister aux sollicitations du séisme de manière compatible avec les objectifs de conception.

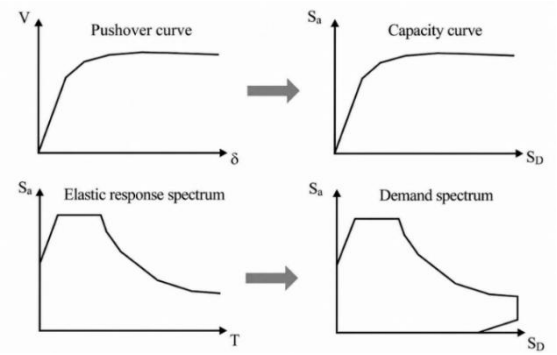


Figure V. 9 : Représentation de la capacité structurale et de la demande sismique (Aşıkoğlu et al., 2021).

- **Point de performance**

Le point de performance représente le point d'intersection entre la courbe de capacité de la structure et le spectre de demande sismique. Il correspond à l'état d'équilibre où la capacité de résistance de la structure devient égale à la demande imposée par le séisme. Ce point permet d'estimer le déplacement maximal ainsi que le niveau de performance que la structure peut atteindre lors d'un événement sismique donné.

- **Rotules plastiques**

La rotule plastique est une zone localisée d'un élément structural (poutres, poteaux, voiles, etc.) soumise à des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous l'effet de sollicitations alternées. Au-delà d'un certain seuil de sollicitation, cette zone se comporte comme une articulation permettant la rotation des autres parties de l'élément.
Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales permanentes qui se combinent aux actions horizontales, notamment les charges sismiques. Sous l'effet de ces actions, les efforts internes augmentent progressivement et se concentrent dans certaines zones critiques de la structure appelées zones de plastification. C'est dans ces zones que les moments atteignent leur capacité ultime, entraînant l'apparition progressive de déformations plastiques. Ces dernières se localisent alors et donnent naissance aux rotules plastiques.
À mesure que le nombre de rotules plastiques augmente, le comportement non linéaire de la structure se concentre principalement dans ces zones, jusqu'à la formation d'un mécanisme global de ruine.

V.3.2. Niveaux de performance

L'analyse Pushover s'inscrit dans le cadre de l'approche basée sur la performance (Performance-Based Analysis), dans laquelle les critères structuraux sont définis selon l'atteinte d'objectifs de performance prédéterminés. Cette approche se distingue de la méthode conventionnelle, où les critères de conception reposent principalement sur des limites imposées aux efforts internes des éléments structuraux résultant d'un niveau prescrit d'effort tranchant.

Un niveau de performance décrit un état limite de dommage qui peut être considéré comme satisfaisant pour un bâtiment donné et pour un mouvement sismique donné. Cet état limite est défini par :

- Les dommages physiques dans le bâtiment,
- Le niveau de danger pour la sécurité des occupants provoqué par ces dommages,
- La capacité du bâtiment à rester fonctionnel après le séisme.

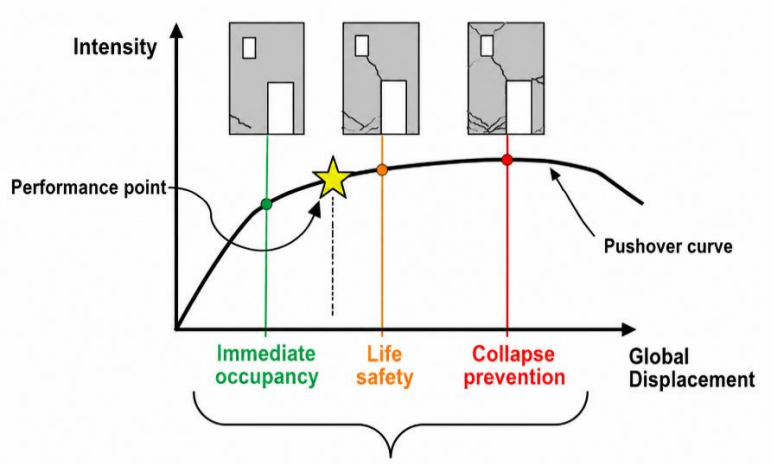


Figure V. 10 : Niveaux de performance décrits par une courbe pushover.

Les niveaux de performance permettent de caractériser l'état de dommage d'une structure soumise à une action sismique sont :

- **Occupation immédiate (Immediate Occupancy – IO)**

Correspond à un état où les systèmes principaux de résistance aux charges verticales et latérales du bâtiment conservent leur résistance et leur rigidité initiales avant le séisme.

- **Sécurité des vies humaines (Life Safety – LS)**

Correspond à un état où la structure a subi des dommages importants, mais où une certaine marge de sécurité, sans toutefois provoquer de risques importants liés à la chute de débris, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment.

- **Prévention de l'effondrement (Collapse Prevention – CP)**

Correspond à un état dans lequel le bâtiment a subi des dommages très importants, pouvant entraîner une dégradation significative de la rigidité et de la résistance du système de contreventement latéral, ainsi que de grandes déformations latérales permanentes.

V.3.3. Méthodes d'évaluation de la performance sismique par analyse pushover

Il existe deux procédures non linéaires utilisant les méthodes pushover :

- **Méthode du coefficient de déplacement (Displacement Coefficient Method – DCM)**

La méthode du coefficient de déplacement, utilisée initialement dans le FEMA 273, puis intégrée par la suite dans le FEMA 356, est considérée comme l'une des principales procédures d'analyse statique non linéaire. Cette méthode consiste à modifier la réponse élastique linéaire d'un système équivalent à un seul degré de liberté (SDOF) afin de prédire le déplacement global maximal, appelé déplacement cible (target displacement). Un ensemble de coefficients est utilisé pour ajuster cette réponse.

Cette méthode simplifiée demeure toutefois moins précise pour les structures irrégulières ou présentant un comportement fortement non linéaire. La DCM permet de calculer des coefficients de déplacement afin d'améliorer la prédiction du comportement inélastique et d'assurer une détermination plus fiable du déplacement cible du nœud de contrôle de la structure à partir du déplacement d'un système élastique équivalent. En raison de sa simplicité et de son aspect pratique, cette méthode est principalement utilisée durant les phases préliminaires de conception.

Le déplacement cible est déterminé par la relation suivante :

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (V.1)$$

- C_0: coefficient de conversion du déplacement du système SDOF vers le déplacement en toiture du système MDOF.
- C_1: coefficient reliant le déplacement inélastique maximal au déplacement élastique.
- C_2: coefficient tenant compte de la dégradation de rigidité et de résistance.
- C_3: coefficient représentant les effets du second ordre $(P-\Delta)$.
- $S_a(T_{eff})$: accélération spectrale à la période effective.

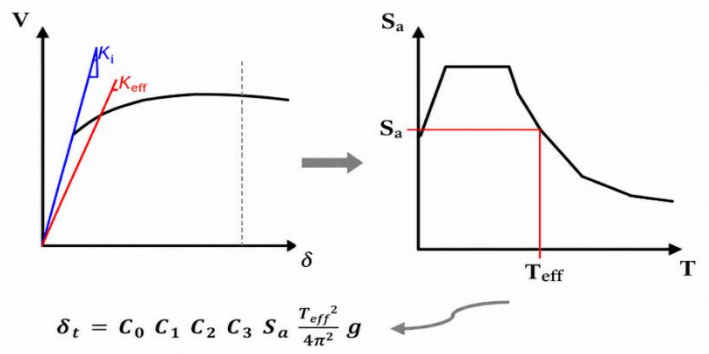


Figure V.11 : Représentation schématique de la procédure de la méthode du coefficient de déplacement (Aşıkoğlu et al., 2021).

K_i représente la rigidité latérale initiale ou élastique du bâtiment, reflétant sa rigidité sous de faibles déformations dans le domaine élastique.

K_{eff}, la rigidité latérale effective, est calculée à un point où l'effort tranchant à la base atteint 60 % de la résistance effective à la limite d'élasticité du bâtiment, déterminée à partir de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, ce qui traduit le comportement du bâtiment sous des sollicitations plus importantes. (Kuria & Kegyes-Brassai, 2023)

- **Méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method – CSM)**

La méthode du spectre de capacité est une méthode d'évaluation sismique basée sur la relation entre l'accélération spectrale et le déplacement spectral. Introduite initialement par Freeman, cette approche constitue l'une des procédures de conception sismique permettant d'établir une corrélation entre la performance des bâtiments et les mouvements sismiques du sol. Elle est également utilisée dans l'analyse sismique basée sur la performance des structures en acier et en béton armé.

La procédure consiste à comparer la capacité de la structure, représentée par la courbe de pushover, à la demande sismique, représentée par un spectre de réponse. L'intersection de ces deux courbes permet d'estimer la réponse de la structure.

Afin de prendre en compte le comportement inélastique non linéaire du système structural, des valeurs d'amortissement visqueux effectif sont appliquées au spectre de réponse linéaire élastique, de manière similaire à un spectre de réponse inélastique.

En convertissant les efforts tranchants à la base et les déplacements en toiture issus de l'analyse pushover non linéaire en accélérations et déplacements spectraux équivalents, la courbe de pushover est transformée en spectre de capacité. La courbe de demande sismique est alors représentée par des spectres de réponse correspondant à différents niveaux d'amortissement visqueux effectif ou équivalent afin de représenter la réduction de la réponse structurelle due à l'augmentation du niveau d'endommagement.

Le point d'intersection entre le spectre de capacité et la courbe de demande sismique correspond au point de performance de la structure. À partir de ce point, il est possible d'estimer l'accélération spectrale, le déplacement maximal ainsi que le niveau de dommage susceptible de se produire sous l'effet d'un séisme donné.

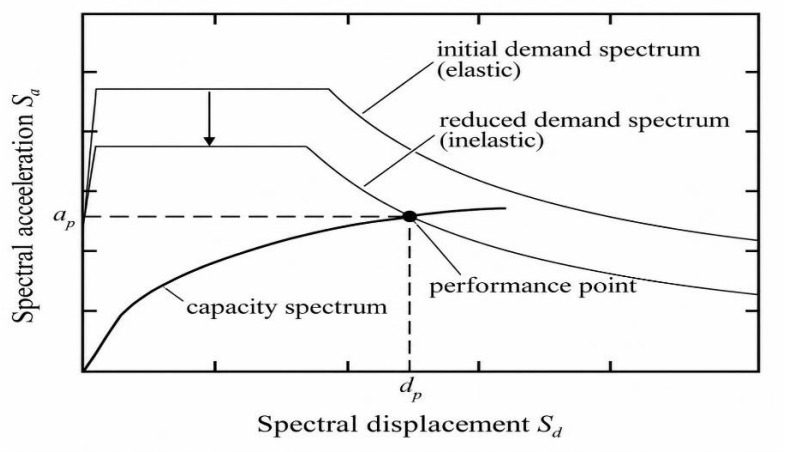


Figure V.12 : Représentation de la méthode du spectre de capacité (ChBhupal Reddy & K. Vasugi, 2017).

V.4. DÉMARCHE D'ANALYSE DES MODÈLES CORRODÉS ET LE MODÈLE SEINE

L'objectif principal de l'analyse statique non linéaire (pushover) dans le cadre de notre étude est de quantifier la dégradation par la perte de résistance de la structure due à la corrosion induite par la carbonatation, qui entraîne une diminution du diamètre des armatures dans les éléments structuraux, principalement les voiles, comme présenté dans les chapitres précédents. Cette évaluation est nécessaire afin de déterminer la capacité de renforcement requise pour les deux solutions proposées, à savoir le chemisage et le renforcement par PRFC, appliquées aux modèles corrodés.

L'analyse statique non linéaire (pushover) a donc été adoptée comme outil d'évaluation, puisqu'elle permet d'estimer la capacité résistante des différents modèles étudiés, suivie d'une comparaison des efforts tranchants à la base entre les modèles corrodés et le modèle sain afin d'obtenir ΔV.

Dans cette étape, la modélisation de la structure saine ainsi que des six modèles corrodés, définis selon leurs taux de corrosion et les diamètres résiduels des armatures, a été réalisée. Une analyse pushover a ensuite été effectuée pour chaque modèle, suivant la même méthodologie :

- **Définition du comportement non linéaire de la structure**

Le comportement non linéaire des éléments structuraux est pris en compte par l'introduction de rotules plastiques « Plastic Hinges » au niveau de sections spécifiques des éléments. Les propriétés de ces rotules sont définies automatiquement par le logiciel conformément à la bibliothèque de référence sélectionnée, permettant ainsi de simuler la formation et l'évolution des zones plastifiées au cours du chargement.

- **Définition du spectre non linéaire**

Le spectre non linéaire est un spectre utilisé dans l'analyse Pushover pour représenter la demande sismique réelle en tenant compte du comportement inélastique de la structure et de la dissipation d'énergie par déformation plastique. Il permet d'estimer plus précisément le déplacement sismique maximal de la structure.

➢ **Affectation du ferraillage des éléments structuraux**

Les sections d'armatures des différents éléments ont été intégrées dans les modèles de calcul conformément aux ferraillages existants présentés dans le volet I, chapitre II, ainsi qu'aux diamètres résiduels des armatures correspondant aux taux de corrosion indiqués dans volet II tableau I.12.

➢ **Définition du chargement de l'analyse pushover**

Les charges à considérer lors de cette analyse statique non linéaire sont de deux types :

- **Les charges gravitaires :** correspondent à un chargement gravitaire permanent statique non linéaire appliqué à la structure avant l'application des charges sismiques.
- **Les charges latérales** : appelées Pushover Loads, sont appliquées progressivement après les charges gravitaires dans le plan horizontal, en mode « déplacement contrôlé », afin de représenter les poussées induites par l'action sismique dans le domaine non linéaire.

➢ **Obtention et interprétation des résultats**

Après l'analyse Pushover réalisée, les principaux résultats obtenus sont la courbe de capacité, le point de performance et la distribution des rotules plastiques. Ces résultats ont été obtenus pour la structure saine ainsi que pour les différents modèles corrodés, afin d'évaluer l'effet de la corrosion sur le comportement structural et la capacité sismique de la structure.

V.5. RESULTATS DE L'ANALYSE PUSHOVER

V.5.1. Courbes de capacité

Après l'analyse, les courbes de capacité de chaque modèle, représentant la capacité de la structure à résister aux charges latérales et à faire face aux sollicitations sismiques, ont été obtenues pour chacun des sens d'application de l'action sismique Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes :

Tableau V. 3 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb = f(\delta)}$ pour la structure saine.

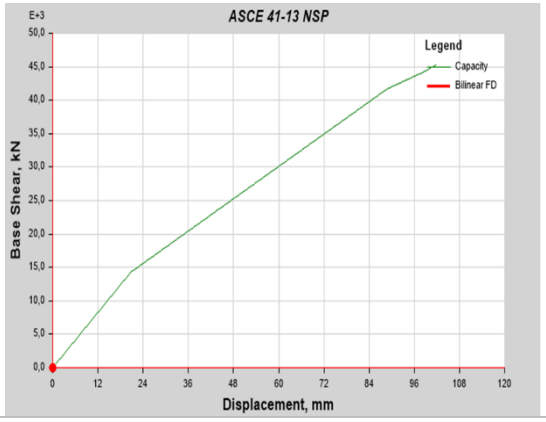
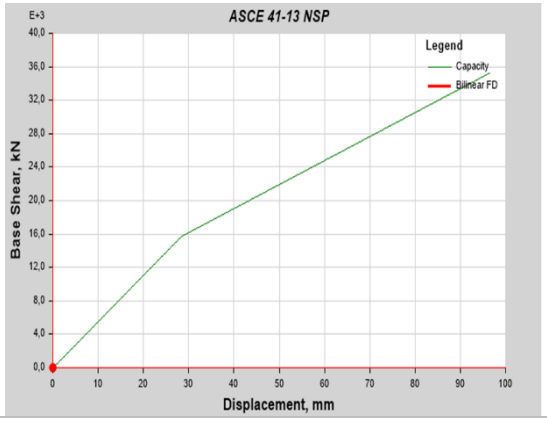
	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
Modèle Sain		

Tableau V. 4 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ».

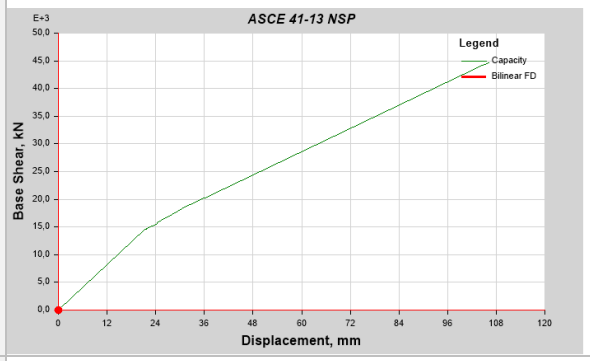
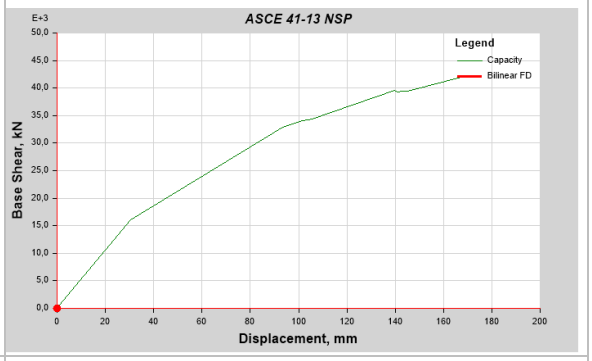
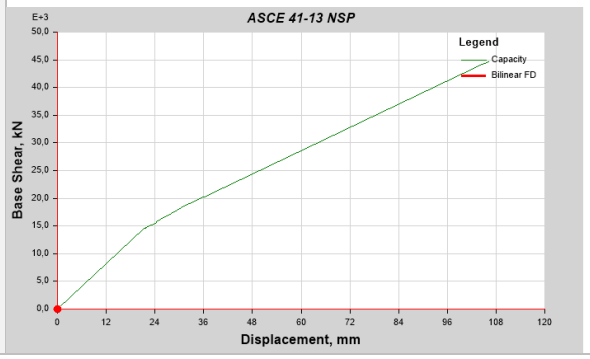
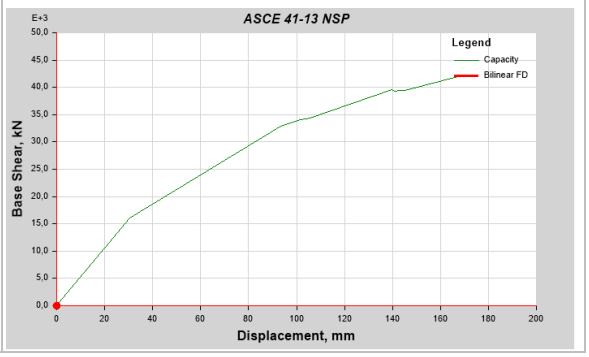
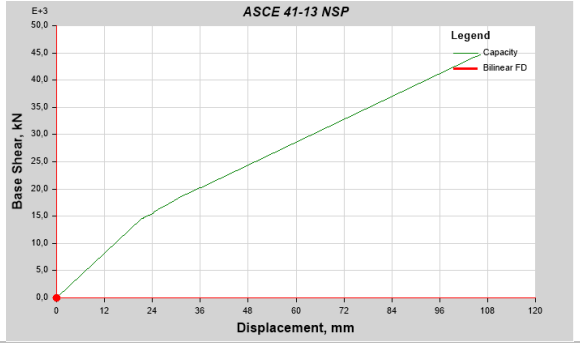
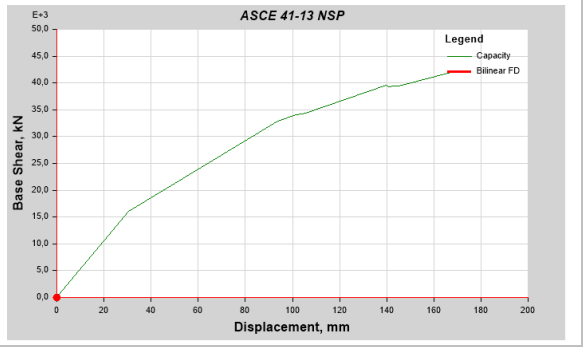
	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 5 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ».

	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		

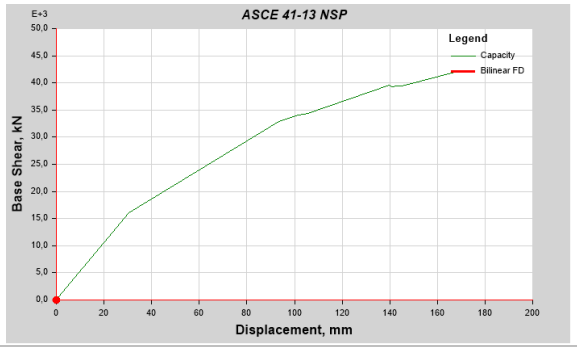
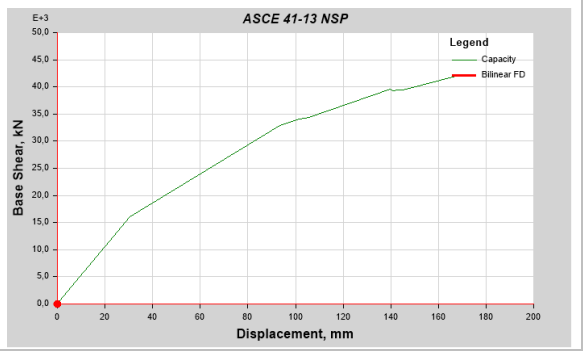
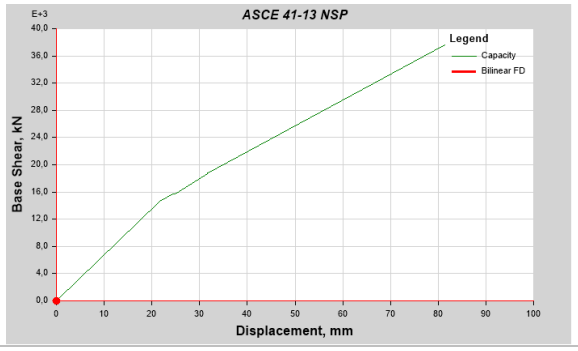
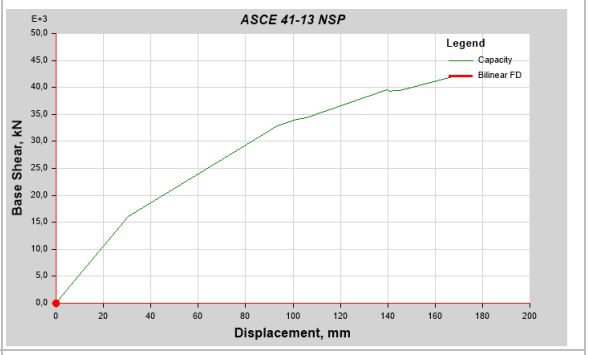
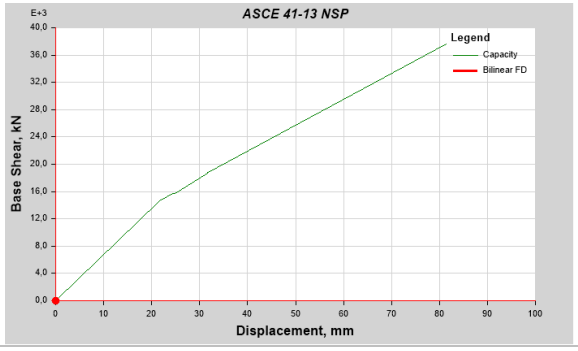
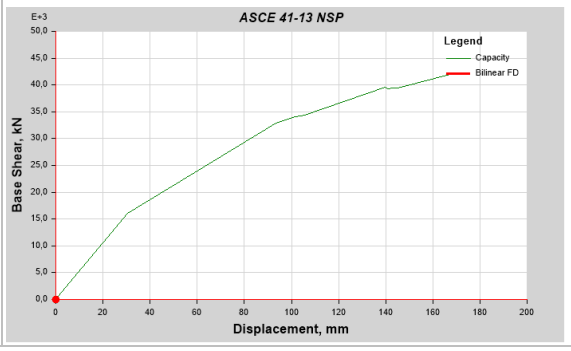
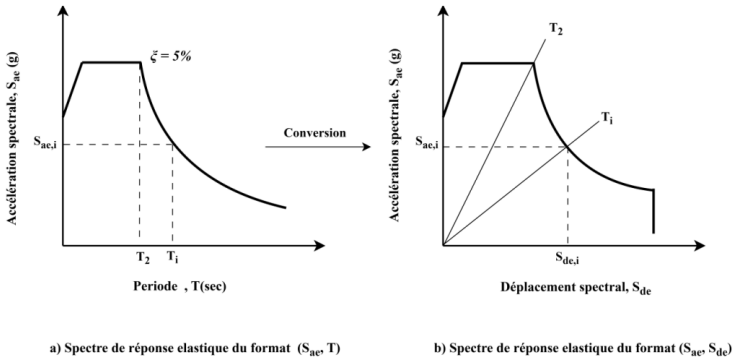
RCP 4.5		

Tableau V. 6 : Courbe capacitaire $\boldsymbol{Vb} = \boldsymbol{f}(\boldsymbol{\delta})$ pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ».

	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
RCP 8.5		
RCP 4.5		

V.5.2. Le point de performance

Le point de performance est représenté par l'intersection entre la courbe de capacité de la structure et la courbe de demande sismique, représentant l'action imposée par le séisme à la structure, exprimée sous le format Accélération–Déplacement (ADRS), un spectre de réponse inélastique . Ce format constitue une représentation graphique ayant l'accélération spectrale en ordonnée et le déplacement spectral en abscisse. La position de ce point représente l'état probable dans lequel la structure devrait se trouver lors du séisme de dimensionnement.



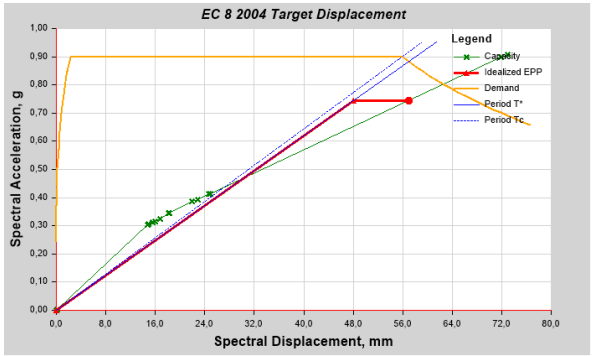
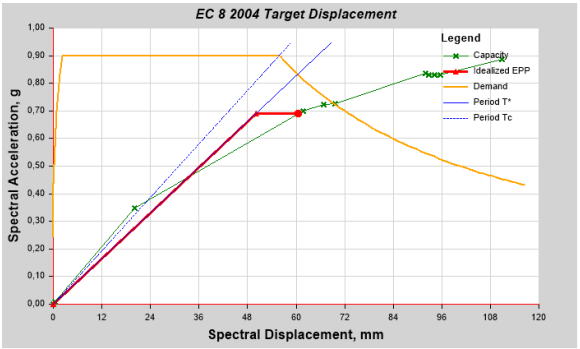
a) Spectre de réponse elastique du format (S_{ae}, T) b) Spectre de réponse elastique du format (S_{ae}, S_{de})

Figure V. 13 : Spectre inélastique en format ADRS (accélération spectrale – déplacement spectral).

Tableau V. 7 : Point de performance de la structure saine.

	Pushover sens X	Pushover sens Y
Modèle sain		

Tableau V. 8 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ».

	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		

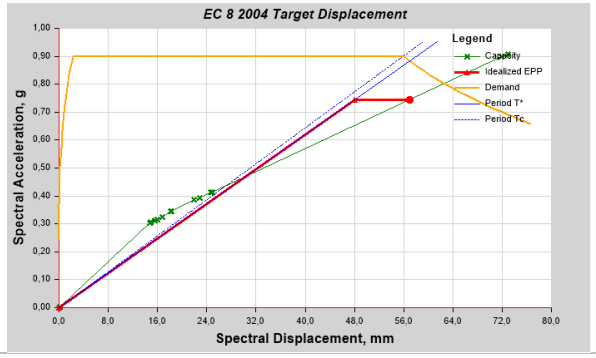
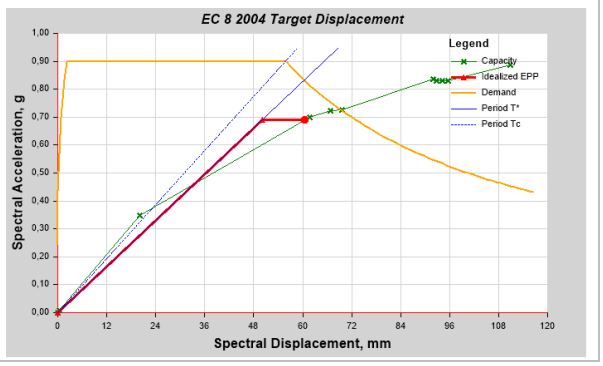
RCP 4.5		

Tableau V. 9 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ».

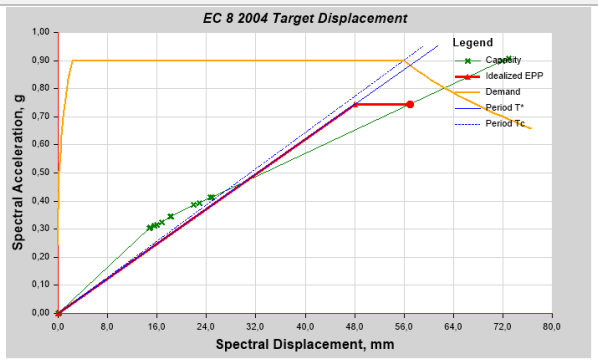
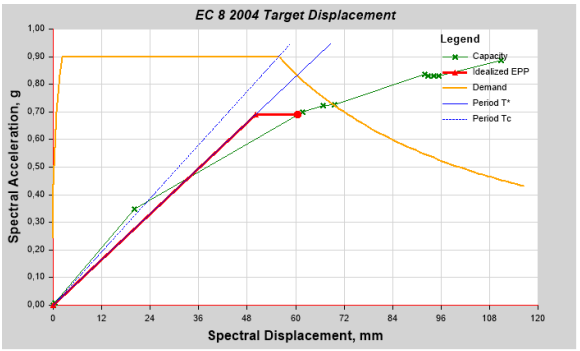
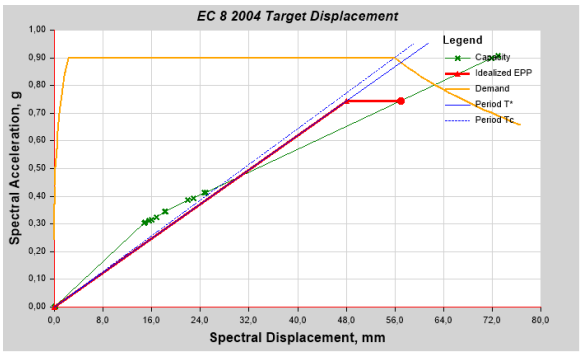
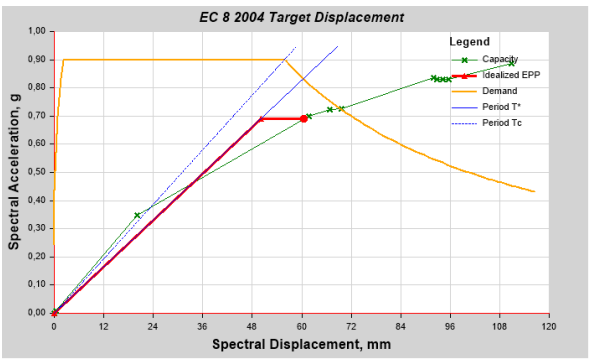
	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 10 : Point de performance de la structure corrodée pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ».

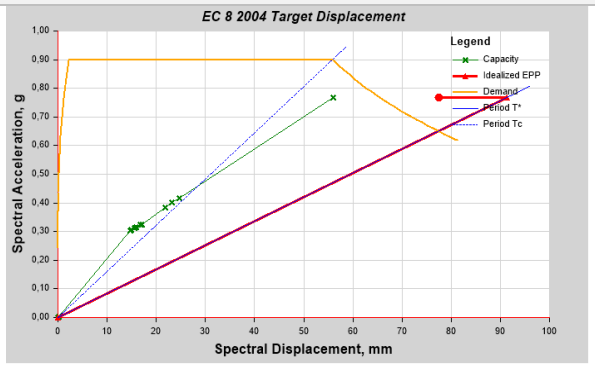
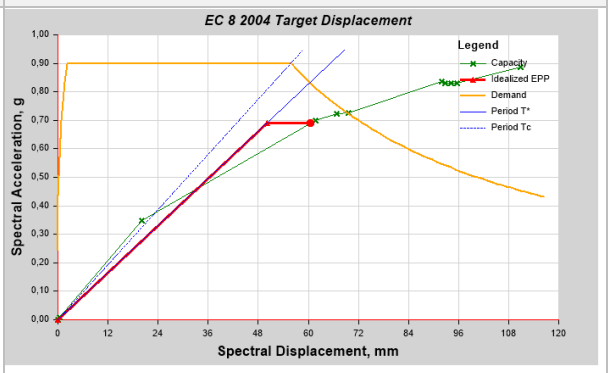
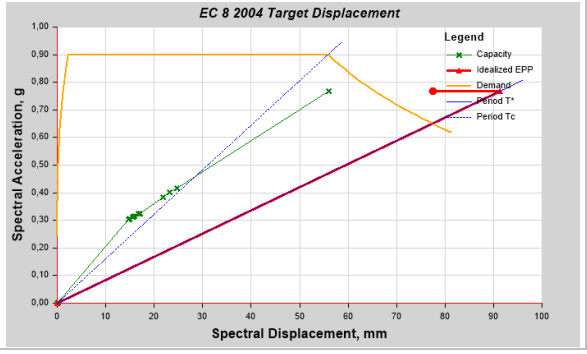
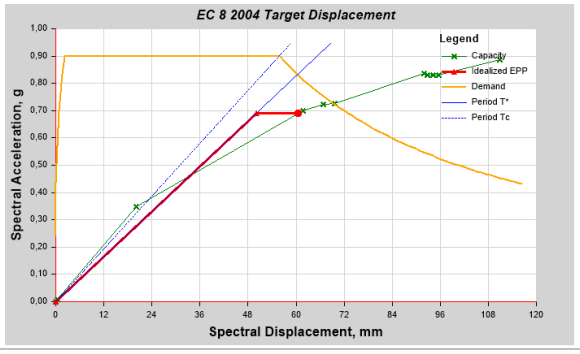
	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 11 : Paramètres de point de performance pour la structure saine.

Paramètres	V_p (KN)	δ_p (mm)
Sens X	38757,6494	81,611
Sens Y	33492,1875	90,406

Tableau V. 12 : Paramètres des points de performance pour les structures corrodées RCP 4.5.

Scenario climatique	**RCP 4.5**					
Modèle climatique	**CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) 9.05 mm**		**ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) 8.96 mm**		**MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) 9.18 mm**	
Paramètres	V_p (KN)	δ_p (mm)	V_p (KN)	δ_p (mm)	V_p (KN)	δ_p (mm)
Sens X	36577,4006	82,817	36578,308	82,512	36201,6213	77,437
Sens Y	32447,7037	91,699	32445,937	91,701	32447,705	91,699

Tableau V. 13 : Paramètres des points de performance pour les structures corrodées RCP 8.5.

Scenario climatique	**RCP 8.5**					
Modèle climatique	**CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) 9.16 mm**		**ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) 9.04 mm**		**MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) 9.17 mm**	
Paramètres	**V_p (KN)**	**δ_p (mm)**	**V_p (KN)**	**δ_p (mm)**	**V_p (KN)**	**δ_p (mm)**
Sens X	36577,396	82,817	36577,3799	82,778	35752,4708	81,447
Sens Y	32448,1665	91,698	32448,1693	91,840	32476,3442	91,803

V.5.3. Distribution des rotules plastiques

Dans l'analyse Pushover, la distribution des rotules plastiques permet de prévoir les emplacements des points faibles ainsi que les modes de ruine probables auxquels la structure peut être confrontée lors de son exposition à un mouvement sismique. Elle permet également de suivre la propagation de l'endommagement et d'identifier les zones potentielles de ruine de la structure sous chargement sismique. Cette méthode évalue la ductilité et le niveau d'inélasticité du bâtiment avant son effondrement.

Tableau V. 14 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4) ».

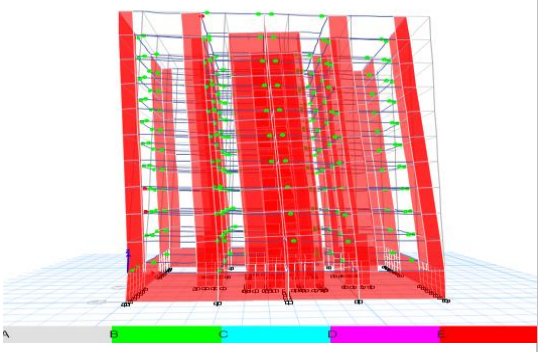
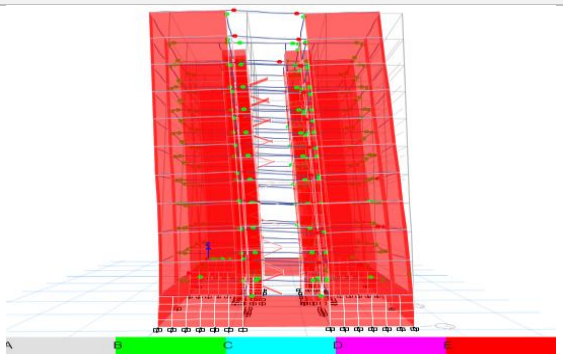
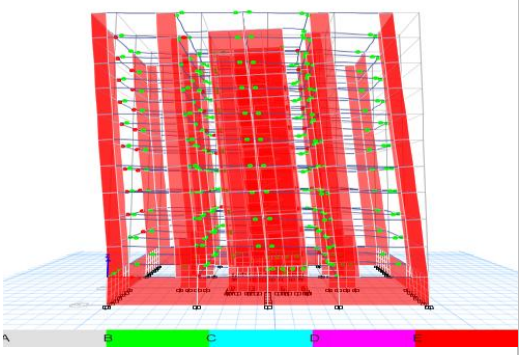
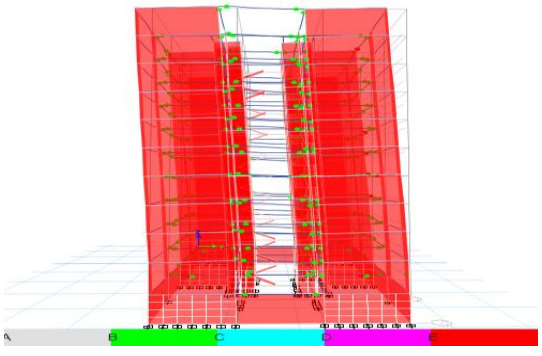
	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 15 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T) ».

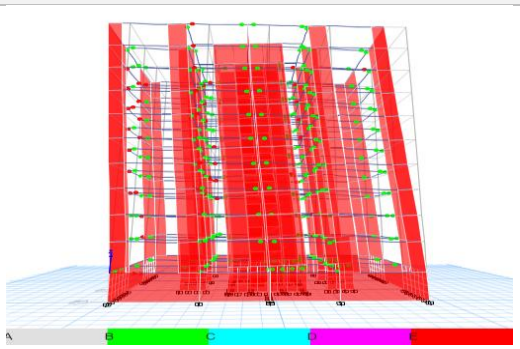
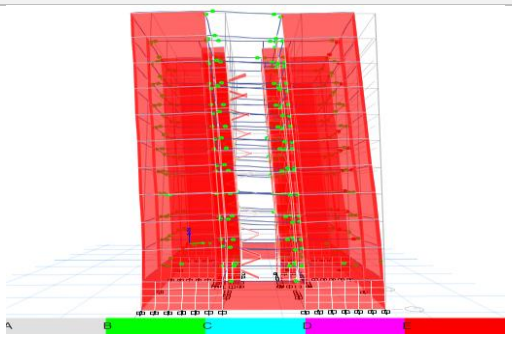
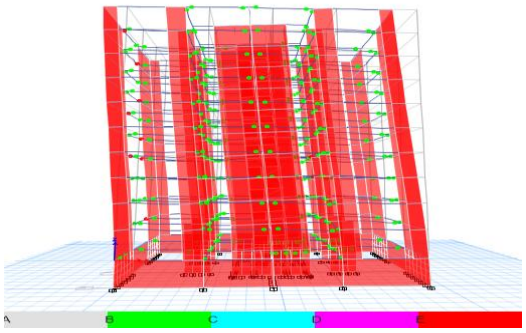
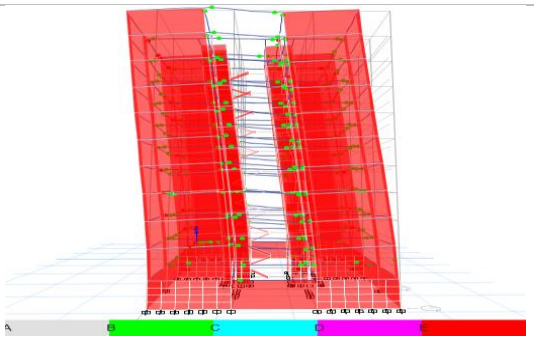
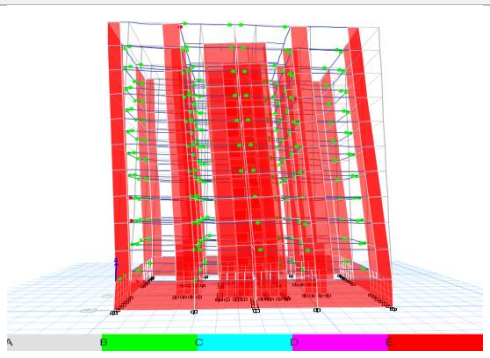
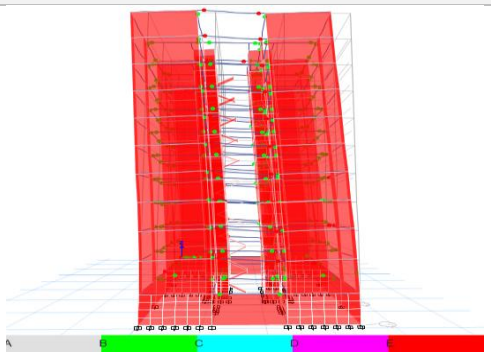
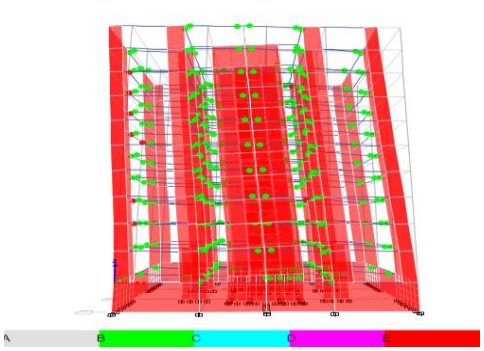
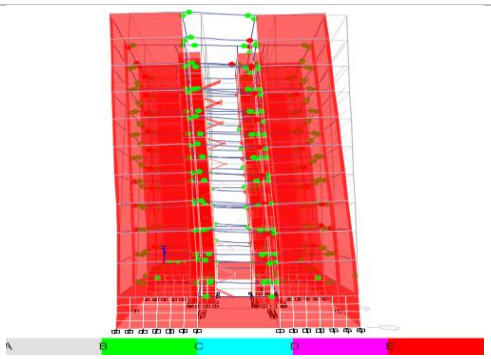
	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 16 : Distribution des rotules plastiques pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) ».

	Pushover sens X	Pushover sens Y
RCP 8.5		
RCP 4.5		

V.6. ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ DE RENFORCEMENT NÉCESSAIRE

V.6.1. Détermination de la perte de résistance

Afin d'analyser l'effet de la corrosion sur le comportement structural, les figures suivantes présentent les courbes de variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement pour la structure saine et les différentes structures corrodées. Ces courbes permettent de visualiser la diminution de la résistance due à la corrosion. Les résultats correspondants sont présentés ci-dessous :

Tableau V. 17 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)»

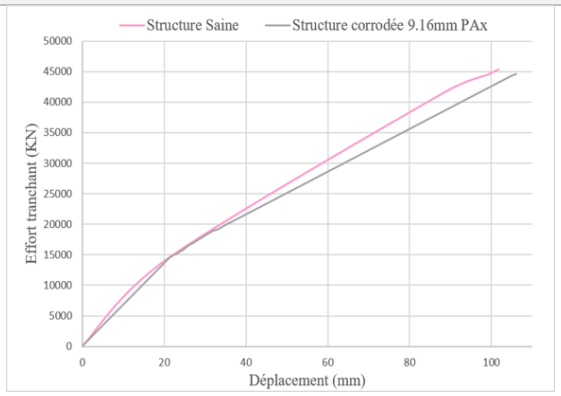
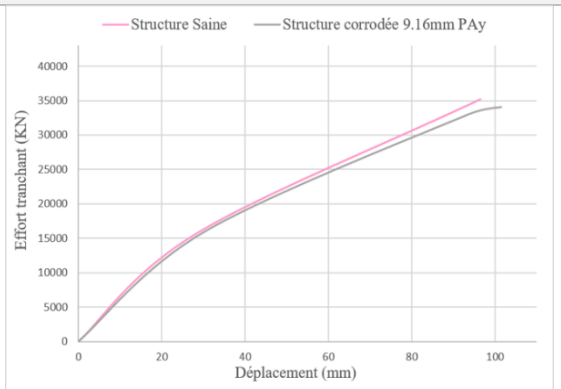
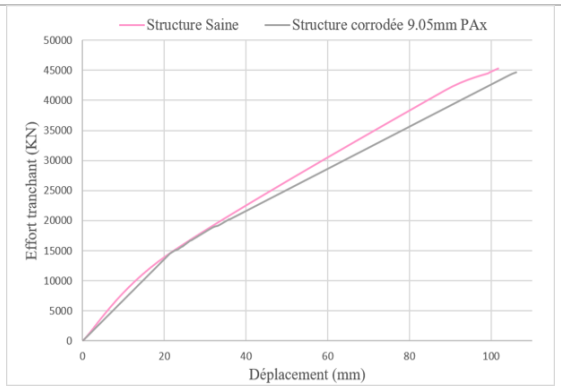
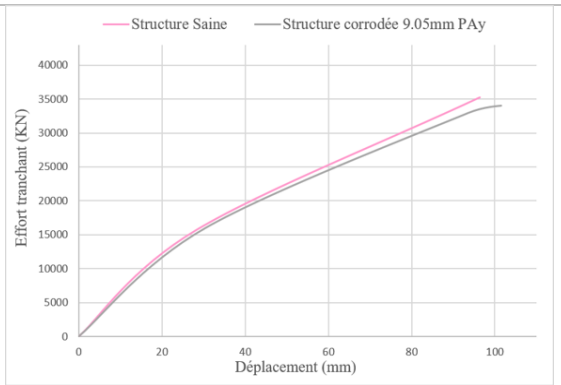
	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 18 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)»

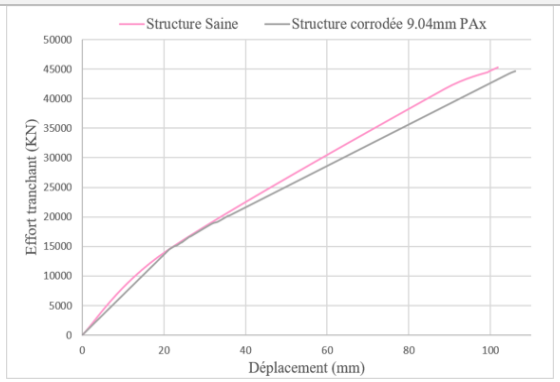
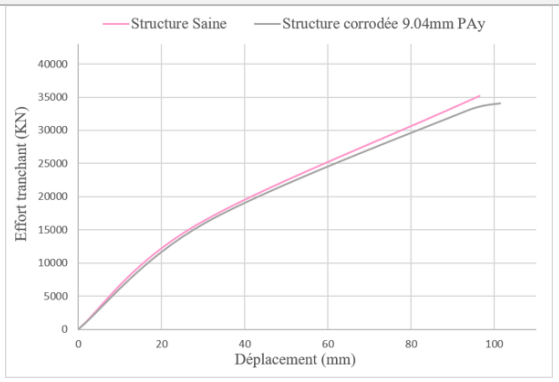
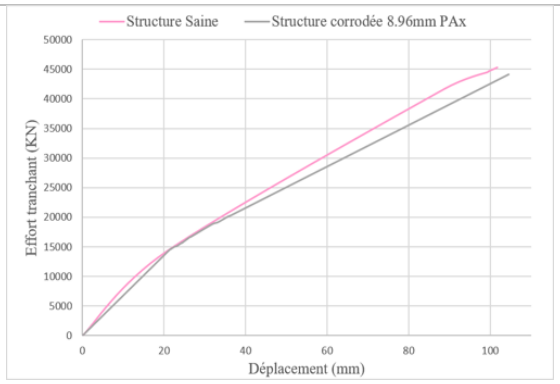
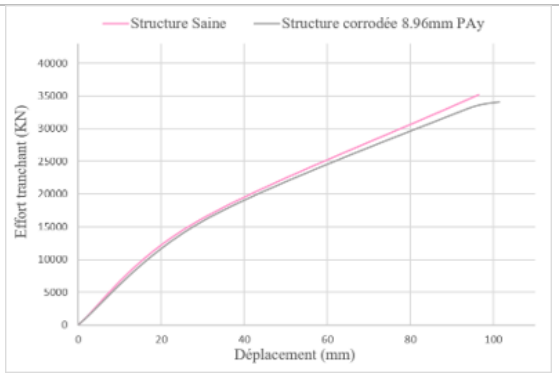
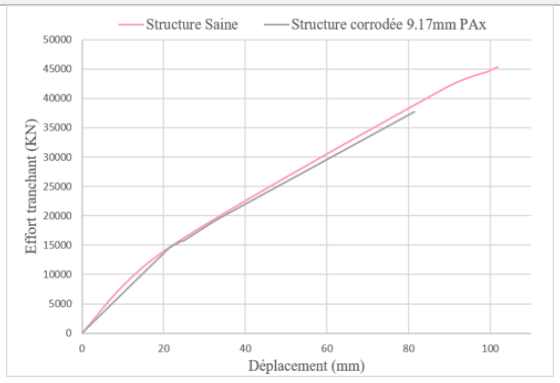
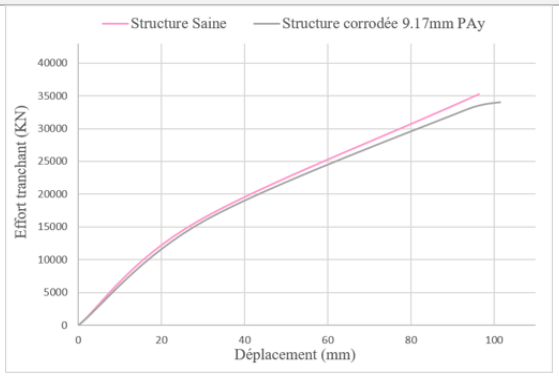
	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
RCP 8.5		
RCP 4.5		

Tableau V. 19 : Courbes effort tranchant–déplacement de la structure saine et des structures corrodées pour le modèle climatique « MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4) »

	Pushover sens X	**Pushover sens Y**
RCP 8.5		

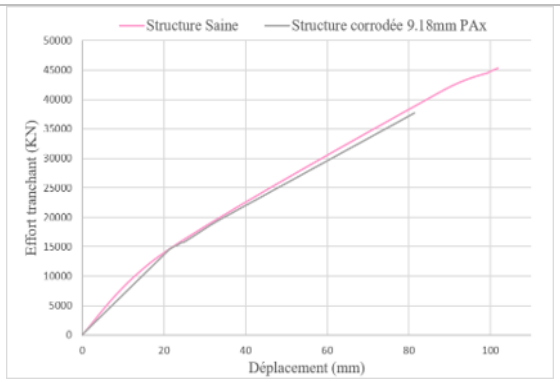
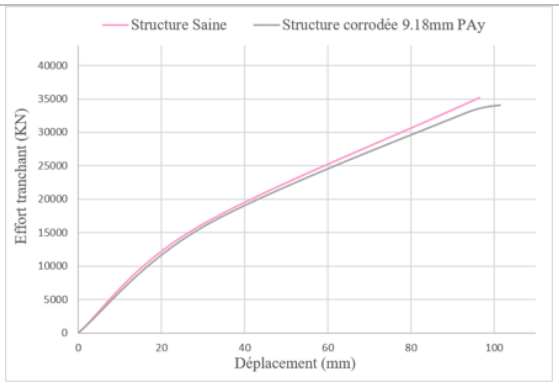
RCP 4.5		

Tableau V. 20 : Variation de la perte de résistance (ΔVx et ΔVy) selon les modèles climatiques et scénarios RCP 4.5.

Scenario climatique	**RCP 4.5**		
Modèle climatique	**CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)**	**ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)**	**MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4)**
ΔV_x	2180,249	2179,341	2556,028
ΔV_y	1044,484	1046,251	1044,483

Tableau V. 21 : Variation de la perte de résistance (ΔVx et ΔVy) selon les modèles climatiques et scénarios RCP 8.5.

Scenario climatique	**RCP 8.5**		
Modèle climatique	**CNRM-CERFACS-CM5 (SMHI-RCA4)**	**ICHEC-EC-EARTH (KNMI-RACMO22T)**	**MIROC-MIROC5 (SMHI-RCA4)**
ΔV_x	2180,253	2180,27	3005,179
ΔV_y	1044,021	1044,018	1015,843

V.6.2. Dimensionnement et quantification des solutions de renforcement

V.6.2.1. Dimensionnement du chemisage

Le dimensionnement du chemisage suit un ensemble de règles établies par les normes de calcul. Dans cette étude, le dimensionnement du chemisage des poteaux et des voiles est basé sur les dispositions et spécifications de la norme IS 15988:2013, Les exigences minimales à respecter sont les suivantes :

- La résistance des nouveaux matériaux utilisés doit être au moins égale ou supérieure à celle des matériaux existants. La résistance du nouveau béton doit dépasser celle du béton existant d'au moins 5 MPa.
- Pour les poteaux ou voiles qui ne nécessitant pas d'armatures longitudinales supplémentaires, un minimum de barres de diamètre 12 mm doit être prévu.

- L'épaisseur minimale totale du chemisage doit être de 100 mm.
- Le diamètre minimal des armatures transversales doit être de 8 mm et ne doit pas être inférieur au tiers du diamètre des armatures longitudinales.
- L'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser 200 mm. Dans la mesure du possible, cet espacement doit être inférieur ou égal à l'épaisseur du chemisage ou à 200 mm, en retenant la plus petite des deux valeurs.

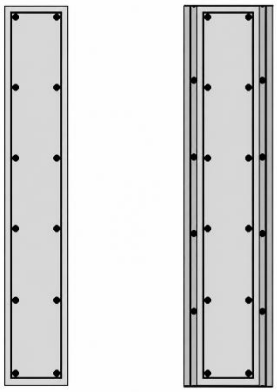


Figure V.14 : Configuration du renforcement par chemisage du voile.

Les armatures ajoutées sont déterminées selon les formules suivantes, ainsi que les relations permettant de quantifier les matériaux utilisés dans cette solution de renforcement :

➢ **Armatures transversales**

La corrosion des armatures transversales réduit leur section résistante et diminue ainsi la capacité de l'élément à reprendre les efforts de cisaillement. Afin de compenser cette perte de résistance et de rétablir les performances initiales de la structure, des armatures transversales supplémentaires sont ajoutées. Leur section est déterminée conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2 en utilisant le modèle en treillis à angle variable, selon l'équation suivante :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{\Delta V \cdot 1000}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad \text{(V.2)}$$

Avec :

- A_{sw} : Section transversale des armatures de cisaillement (mm^2).
- s : Espacement vertical entre les barres ou nappes d'armatures horizontales (mm).
- ΔV : Déficit de résistance au cisaillement résultant de la dégradation des armatures transversales par corrosion (KN).
- Z : Bras de levier des forces internes ($Z = 0.9d_{eq}$) (mm).
- f_{ywd}: limite d'élasticité de calcul des armatures de cisaillement $\left(f_{ywd} = \frac{f_e}{\gamma_s = 1.15}\right)$.
- θ: Angle d'inclinaison des bielles comprimées de béton ($\theta = 45°$)

Tableau V. 22 : Valeurs de l'armature transversale requise (Asw/s).

Scénario climatique	SENS	ΔV (KN)		L_{tot} (m)	Z (mm)	A_{sw}/S (mm)
RCP 4.5	SENS X	max	2556,0281	11,2	8064	0,7290
		min	2179,3414	11,2	8064	0,6215
	SENS Y	max	1046,2505	23,2	16704	0,1440
		min	1044,4825	23,2	16704	0,1438
RCP 8.5	SENS X	max	3005,1786	11,2	8064	0,8571
		min	2180,2534	11,2	8064	0,6218
	SENS Y	max	1044,0182	23,2	16704	0,1437
		min	1015,8433	23,2	16704	0,1398

- **Armatures longitudinales**

Dans le cas étudié, la corrosion affecte principalement les armatures transversales, entraînant une diminution de la résistance au cisaillement de l'élément. Le renforcement vise donc essentiellement à restaurer cette capacité résistante par l'ajout d'armatures transversales complémentaires. En revanche, l'ajout d'armatures longitudinales ne répond pas à une nécessité mécanique liée aux sollicitations considérées, mais est requis pour assurer la mise en œuvre et l'ancrage du chemisage en béton armé. Par conséquent, une section minimale d'armatures longitudinales est adoptée, en retenant un diamètre minimal de 12 mm, conformément aux exigences précédemment mentionnées.

- **Quantification des matériaux du chemisage**

Calcul de la masse total d'acier

La masse totale de l'acier est obtenue en additionnant la masse des armatures longitudinales et des armatures transversales mises lors du chemisage. Cette masse représente la quantité totale d'acier nécessaire au renforcement de l'élément.

$$M_{tot} = M_{long} + M_{trans} \quad \text{(V.3)}$$

$$M_{tot\ X} = \left(n_{\text{barres}} \cdot \text{As} \cdot H_w + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_x \cdot H_w \cdot L_{tot,x}\right) \times \rho_{acier} \quad \text{(V.4)}$$

$$M_{tot\ Y} = \left(n_{\text{barres}} \cdot \text{As} \cdot H_w + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_y \cdot H_w \cdot L_{tot,y}\right) \times \rho_{acier} \quad \text{(V.5)}$$

Données : $\rho_{acier} = 7\,850\ kg/m^3$; $H_w = 30.94\ m$

Tableau V. 23 : Quantités d'acier associées au chemisage des voiles sous les scénarios climatiques RCP 4.5 et RCP 8.5.

Scénario climatique	SENS	N_{barres}	Poids d'acier (kg)	M_{tot} (kg)
RCP 4.5	SENS X	56	24427,7983	41853,395
		56	24427,7983	
	SENS Y	116	17425,59673	

		116	17425,59673	
RCP 8.5	**SENS X**	56	24427,7983	41853,395
		56	24427,7983	
	SENS Y	116	17425,59673	
		116	17425,59673	

Calcul du volume et masse total du béton

Le volume de béton ajouté par le chemisage est déterminé en multipliant l'épaisseur ajoutée de chaque côté du voile par sa hauteur et sa longueur. Ce calcul permet d'évaluer la quantité de béton nécessaire au renforcement du voile par chemisage.

$$V_{tot} = 2.e_{new}.H_w.(L_{tot,x} + L_{tot,y}) \quad \text{(V.6)}$$

$$M_{tot} = \left(V_{tot,x} + V_{tot,y}\right).\rho_{béton} \quad \text{(V.7)}$$

Avec : $\rho_{béton} = 2500\ kg/m^3$

L'épaisseur minimale du chemisage $e_{new} = c + \emptyset_t + \emptyset_l$

Tableau V. 24 : Quantités du beton associées au chemisage des voiles sous les scénarios climatiques RCP 4.5 et RCP 8.5.

Scénario climatique	**SENS**	**V (m^3)**	$M_{x/y}$ **(kg)**	M_{tot} **(kg)**
RCP 4.5	**SENS X**	42,969472	107423,68	294053,76
		42,969472	107423,68	
	SENS Y	74,652032	186630,08	
		74,652032	186630,08	
RCP 8.5	**SENS X**	42,969472	107423,68	294053,76
		42,969472	107423,68	
	SENS Y	74,652032	186630,08	
		74,652032	186630,08	

V.6.2.2. Dimensionnement du renforcement par PRFC

La résistance nominale au cisaillement d'un élément structural représente la capacité théorique d'une poutre, d'un voile ou d'un poteau à résister aux efforts tranchants. Cette résistance nominale, notée V_n, est déterminée selon l'équation suivante :

$$V_n = \left(V_c + V_s + \psi_f V_f\right) \quad \text{(V.8)}$$

où :

- V_c : la contribution du béton à la résistance au cisaillement ;
- V_s : la contribution des armatures transversales ;
- V_f : la contribution du renforcement en PRFC ;

- ψ_f : facteur de réduction supplémentaire appliqué à la contribution du renforcement en PRFC dans la résistance au cisaillement.

Tableau V. 25 : Facteurs ψf selon la configuration du renforcement FRP au cisaillement.

Facteur de réduction supplémentaire ψ_f	Configuration du renforcement FRP au cisaillement
$\psi_f = 0.95$	Éléments complètement enveloppés par le FRP.
$\psi_f = 0.85$	Enveloppement en U sur trois faces ou bandes collées sur les faces.

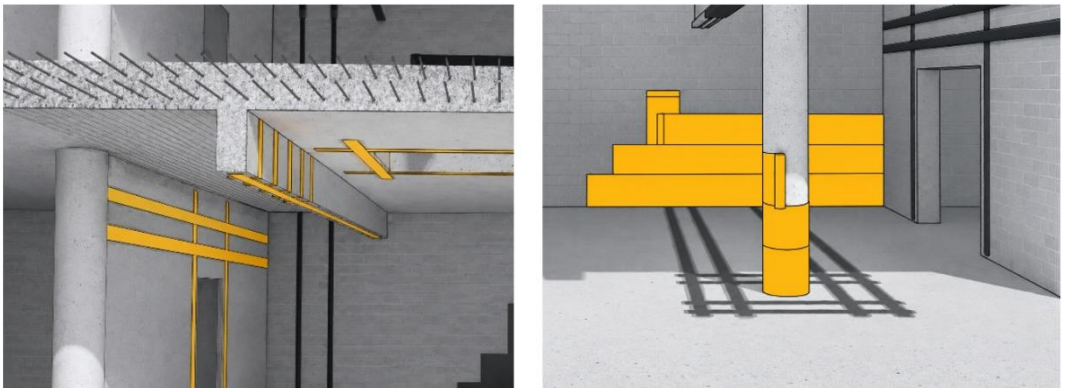


Figure V.15 : Schéma de renforcement par PRFC (Sika Algérie, 2026)).

Les systèmes de renforcement par polymères renforcés de fibres (PRFC) permettent d'augmenter la résistance au cisaillement des éléments en béton armé grâce à un confinement total ou partiel des éléments structuraux (Soudki & Alkhrdaji, 2005). L'efficacité de ce renforcement dépend de plusieurs paramètres, notamment la géométrie de l'élément structural, le mode d'enveloppement du FRP, les caractéristiques mécaniques du béton existant ainsi que l'orientation et l'espacement des fibres.

➢ **Évaluation de la contribution du PRFC à la résistance au cisaillement**

La contribution du PRFC à la résistance au cisaillement peut être calculée à partir de l'expression suivante :

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha)\, d_f}{s_f} \quad \text{(V.9)}$$

où :

- A_{fv} : l'aire effective du renforcement FRP en cisaillement (mm^2), Elle est calculée selon l'expression suivante :

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad \text{(V.10)}$$

  - n : nombre de plis du renforcement en PRFC ;
  - t_f : épaisseur nominale d'un pli de renforcement en PRFC [mm] ;
  - w_f : largeur des plis de renforcement en PRFC [mm].

- d_f : la hauteur utile effective (Paulay & Priestley, 1992), Pour les efforts de cisaillement dans le plan on considère :

– Pour les voiles entièrement remplis de coulis :

$$d = 0.8\, l_w \qquad b_w = t$$

– Pour les voiles partiellement remplis :

$$d = 0.8\, l_w \qquad b_w = t - b_f$$

où b_f représente la largeur maximale de la cavité non remplie.

- f_{fe} : contrainte effective dans le PRFC exprimée en [MPa], elle est donnée par :

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad \text{(V.11)}$$

où :

– E_f: module d'élasticité en traction du PRFC (FRP), exprimé en (MPa) ;

– ε_{fe}: déformation effective du PRFC, et exprimée en mm/mm, est déterminée conformément aux recommandations de l'ACI 440.2R selon la relation suivante :

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad \text{(V.12)}$$

où ε_{fu} représente la déformation ultime de calcul du PRFC, obtenue en tenant compte des effets de l'environnement :

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon^*_{fu} \qquad \text{(V.13)}$$

avec C_E le facteur de réduction environnementale et ε^*_{fu} la déformation ultime à la rupture fournie par le fabricant.

Le coefficient de réduction d'adhérence κ_v est calculé par :

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900, \varepsilon_{fu}} \quad \text{(V.14)}$$

où L_e représente la longueur d'ancrage active du PRFC, c'est-à-dire la longueur sur laquelle la majeure partie des contraintes d'adhérence est développée :

$$L_e = \frac{416}{(n, t_f, E_f)^{0.58}} \quad \text{(V.15)}$$

Les coefficients k_1 et $k_2$tiennent compte respectivement de la résistance du béton et du mode de confinement adopté :

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \quad et \quad k_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f} \quad \text{(V.16)}$$

avec f'_c la résistance à la compression du béton.

- S_f : L'espacement entre les bandes de FRP correspond à la distance mesurée entre les axes de deux bandes consécutives et doit respecter les limites prescrites par l'ACI 318-99.
- α : l'angle d'orientation des fibres ;

D'après la fiche technique du système PRFC SikaWrap-230 C fournie par Sika, les données et propriétés mécaniques suivantes seront retenues pour le calcul :

Tableau V. 26 : Données d'entrée pour le calcul de l'aire de PRFC requise .

Données d'entrée	E_f (GPA)	ε^*_{fu} (%)	t_f (mm)	C_E	f'_c (MPA)
Valeurs	230	1.7	0.129	0.85	25

Tableau V. 27 : Paramètres de calcul du coefficient κ_v.

SENS	L_{tot} (m)	d_{eq} (mm)	L_e (mm)	k_1	k_2	κ_v
SENS X	11,2	8960	10,24	0,9499	0,9971	0,0564755
SENS Y	23,2	18560	10,24	0,9499	0,9988	0,05654246

L'augmentation de résistance au cisaillement apportée par le système FRP, notée ΔV_u, est alors donnée par :

$$\Delta V_u = \psi_f V_{f,\text{reqd}} = \frac{\psi_f A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha)\, d_f}{S_f} \qquad \text{(V.17)}$$

Cette expression permet ainsi d'évaluer la contribution effective du renforcement en FRP dans la compensation de la perte de résistance au cisaillement causée par la dégradation ou la corrosion des armatures existantes.

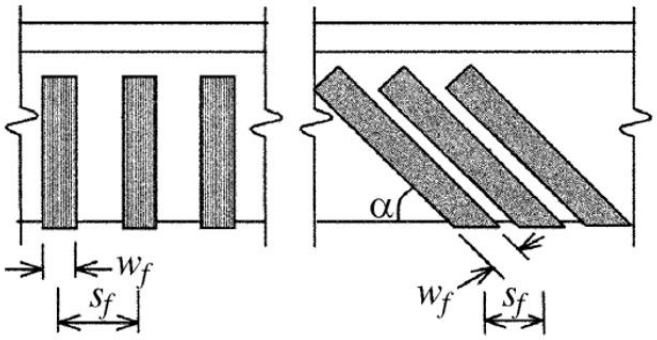


Figure V.16 : Variables dimensionnelles utilisées pour le renforcement au cisaillement par PRFC (Soudki & Alkhrdaji, 2005).

➢ **Détermination de l'aire de renforcement en PRFC requise**

L'aire de renforcement en PRFC requise est déterminée à l'aide de l'équation (V.17), permettant de calculer :

$$\frac{A_{fv}}{S_f} = \frac{\Delta V_u}{\psi_f f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha)\, d_f}$$

Tableau V. 28 : Détermination de A_{fv}/S_f en PRFC requise selon les scénarios climatiques.

Scénario climatique	SENS	ΔV (KN)		L_{tot} (m)	d_{eq} (mm)	f_{fe} (GPA)	A_{fv}/S_f (mm^2/mm)
RCP 4.5	**SENS X**	max	2556,0281	11,2	8960	0,1876	1,7880
		min	2179,3414	11,2	8960	0,1876	1,5245
	SENS Y	max	1046,2505	23,2	18560	0,1879	0,3529

		min	1044,4825	23,2	18560	0,1879	0,3523
RCP 8.5	**SENS X**	max	3005,1786	11,2	8960	0,1876	2,1022
		min	2180,2534	11,2	8960	0,1876	1,5251
	SENS Y	max	1044,0182	23,2	18560	0,1879	0,3521
		min	1015,8433	23,2	18560	0,1879	0,3426

- **Calcul de la surface et le volume totale du renforcement en PRFC**

Après la détermination de l'aire de renforcement en PRFC requise, le nombre de couches nécessaires est calculé en tenant compte de l'épaisseur d'un pli de tissu PRFC t_f et du fait que le renforcement est appliqué sur les deux faces de l'élément. Le nombre de couches est alors obtenu par l'expression suivante :

$$n = \frac{A_{fv}/s_f}{2\,t_f} \qquad \text{(V.18)}$$

Une fois le nombre de couches déterminé pour chaque scénario climatique, la surface totale du renforcement est calculée en fonction de la longueur du voile L_w, de la hauteur critique renforcée H_{cr} et du nombre de couches n. Le volume total de PRFC est ensuite obtenu en multipliant cette surface par l'épaisseur d'un pli :

$$S_{\text{totale}} = 2faces \cdot L_w \cdot H_{cr} \cdot n \quad \text{(V.19)}$$

$$V = t_f.\,(S_{total}) \qquad \text{(V.20)}$$

Pour H_{cr} = 9,52 m on trouve :

Tableau V. 29 : Nombre de couches et surface de renforcement en PRFC requise par sens selon les scénarios climatiques.

Scénario climatique	SENS	n	$S_{par\ sens}$ (m²)
RCP 4.5	**SENS X**	7	1492,736
		6	1279,488
	SENS Y	2	883,456
		2	883,456
RCP 8.5	**SENS X**	8	1919,232
		6	1279,488
	SENS Y	2	883,456
		2	883,456

Les surfaces de renforcement obtenues pour chaque sens ont été additionnées afin de déterminer la surface totale de PRFC requise pour chaque scénario climatique.
Les résultats montrent que :

- Pour **le scénario RCP 4.5**, la surface totale nécessaire varie entre **2162,944 m² et 2376,192 m².**
- Pour **le scénario RCP 8.5**, les besoins en renforcement sont plus importants, avec des surfaces comprises entre **2162,944 m² et 2802,688 m².**

Cette augmentation s'explique par l'aggravation des effets de la corrosion sous des conditions climatiques plus sévères, entraînant une perte de capacité plus importante et, par conséquent, un besoin accru en matériau de renforcement.

V.7. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les différentes techniques de renforcement des structures en béton armé, notamment le chemisage en béton armé et le renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), ainsi que les méthodes de leur mise en œuvre sur les structures existantes.

Par ailleurs, les principes fondamentaux de l'analyse non linéaire statique « Pushover » ont été exposés à travers la présentation de ses principaux concepts, tels que les rotules plastiques, la courbe de capacité, la demande sismique et les niveaux de performance structurale. Cette analyse a permis d'évaluer le comportement de la structure saine sous sollicitations sismiques et de déterminer sa capacité de résistance.

L'application de l'analyse Pushover aux structures affectées par la corrosion a également permis de mettre en évidence l'impact de cette dégradation sur les performances structurales, notamment à travers la diminution de l'effort tranchant à la base, traduisant ainsi une perte progressive de résistance.

Enfin, la comparaison entre les capacités des structures saines et corrodées a permis de déterminer le déficit de résistance et, par conséquent, de dimensionner les sections de renforcement nécessaires par chemisage et par PRFC afin de compenser cette perte de capacité et de rétablir les performances mécaniques initiales de la structure.

CHAPITRE VI : MODÉLISATION ET MÉTHODOLOGIE DE L'ANALYSE DU CYCLE DE VIE.

VI.1. INTRODUCTION

Selon le « *Global Status Report for Buildings and Construction (Buildings-GSR) »,* publié par le Programme des Nations Unies pour l'Environnement (PNUE) et Global Alliance for Buildings and Construction (GlobalABC), le secteur du bâtiment contribue à 34 % des émissions mondiales de CO_2. Ce secteur dépend également fortement de matériaux tels que le ciment et l'acier, responsables de 18 % des émissions mondiales, il est donc considéré comme un facteur majeur de la crise climatique, avec un impact très important sur l'environnement.

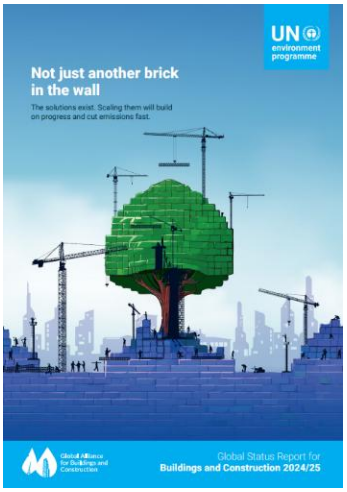


Figure VI. 1 : Rapport du PNUE Bâtiments et construction état mondial et émissions.

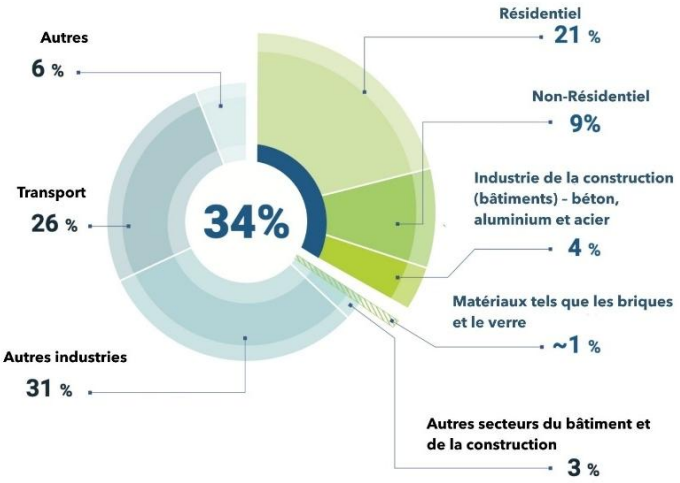


Figure VI.2 : Contribution du secteur du bâtiment et de la construction aux émissions mondiales de CO_2 (United Nations Environment Programme, 2022).

Un bâtiment génère des impacts environnementaux tout au long de son cycle de vie. Ces impacts sont causés par les émissions et d'autres polluants, qui peuvent affecter négativement l'environnement et la santé humaine de différentes manières. Parmi les émissions les plus significatives figurent les gaz à effet de serre (GES), qui contribuent au changement climatique mondial.

Dans ce contexte, et en raison de l'empreinte mondiale considérable de l'industrie du bâtiment et de l'importance de prendre en compte le cycle de vie d'une structure, le concept d'Analyse du Cycle de Vie (ACV) a été développé pour contribuer à atténuer le changement climatique et à maîtriser les impacts environnementaux.

L'objectif principal de ce travail est de mieux comprendre le cycle de vie du projet et de l'analyser conformément aux normes en vigueur. Il présente également la méthodologie de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV) dont le but est d'examiner plusieurs solutions de confortement de bâtiment pour lesquelles une ACV a été réalisée, afin de comparer leurs performances environnementales. Cette comparaison permettra d'identifier la solution la plus énergivore ainsi que celle qui génère le plus d'émissions de gaz à effet de serre (GES).

VI.2. CYCLE DE VIE D'UN BÂTIMENT

Les étapes du cycle de vie d'un bâtiment correspondent aux différentes périodes de sa durée de vie. Les différentes phases typiques du cycle de vie, telles que définies dans l'Analyse du Cycle de Vie (ACV), sont les suivantes :

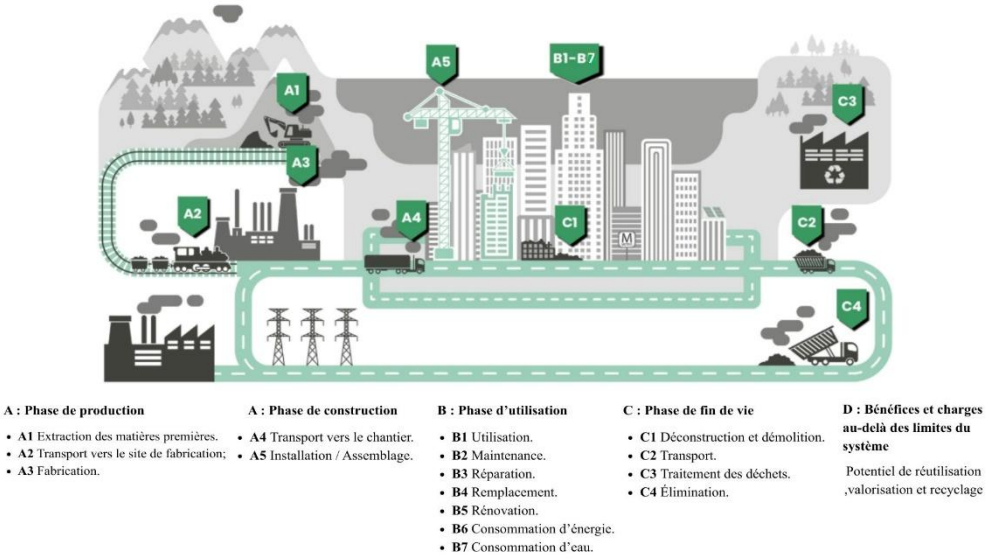


Figure VI.3 : Les différentes phases du cycle de vie d'un bâtiment, depuis la production des matériaux jusqu'à la fin de vie. (What Is an LCA?, 2026).

- **A : Phases de production et de construction**

Les étapes **A1, A2 et A3** correspondent à la phase de production. Elles incluent l'énergie et les ressources utilisées pour l'extraction des matières premières, le transport des matériaux vers les sites de fabrication, ainsi que la production des produits finis destinés au bâtiment.

Les étapes **A4 et A5** correspondent à la phase de construction. Elles concernent le transport des matériaux vers le chantier, ainsi que l'énergie utilisée pour faire fonctionner les équipements de construction, fournir les matériaux de soutien nécessaires et gérer l'élimination des déchets générés durant le processus de construction.

- **B : La phase d'utilisation**

Les étapes **B1 à B7** concernent les impacts liés à l'occupation du bâtiment tout au long de sa durée de vie. Elles incluent notamment la consommation liée à l'éclairage, au chauffage, à l'utilisation de l'eau, ainsi que les matériaux utilisés pour l'entretien, les réparations et les remplacements. Cette phase comprend également le transport de tous les matériaux et produits, ainsi que l'approvisionnement en énergie et en eau pendant la période d'utilisation.

- **C : La phase de fin de vie**

Les étapes **C1 à C4** concernent la démolition et l'élimination du bâtiment, ainsi que le traitement des déchets (dans le cas où le bâtiment n'est pas réutilisé, reconverti ou amélioré pour une nouvelle occupation ou utilisation).

- **D : Impacts externalisés au-delà des limites du système**

Il s'agit de la dernière étape, qui permet de prendre en compte des informations complémentaires au-delà du cycle de vie du bâtiment. Il regroupe l'ensemble des impacts divers liés à la réutilisation, au recyclage et/ou à la valorisation des matériaux, de l'énergie ou de l'eau issus du projet.

VI.3. DEFINITION DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

L'Analyse du Cycle de Vie (ACV) est une méthode multicritère et multi-étape qui évalue les aspects et les impacts environnementaux potentiels d'un produit, d'un service, d'un procédé ou d'un ouvrage tout au long de son cycle de vie, depuis l'acquisition des matières premières jusqu'à sa production, son utilisation, son traitement en fin de vie, son recyclage et sa mise au rebut, selon une approche dite « du berceau à la tombe » (ISO 14040:2006). Elle est principalement utilisée dans une démarche d'éco-conception ou pour comparer plusieurs alternatives afin d'identifier la solution la plus performante, en prenant en compte un large éventail d'impacts environnementaux.

VI.4. LES OBJECTIFS DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

L'objectif principal de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV) est de mieux comprendre et de réduire l'impact écologique des produits et des services, en visant notamment à :

- **Identifier les impacts environnementaux**

L'ACV permet de quantifier les impacts d'un produit sur l'environnement à chaque étape de son cycle de vie, notamment les émissions de gaz à effet de serre et de carbone, la consommation d'eau ainsi que l'épuisement des ressources naturelles.

- **Mettre en évidence les étapes critiques**

En analysant l'ensemble des phases du cycle de vie (fabrication, transport, utilisation et fin de vie), l'ACV permet d'identifier les processus présentant les impacts environnementaux les plus significatifs, afin de prioriser les actions à entreprendre.

- **Promouvoir l'éco-conception**

L'ACV peut aider à identifier les étapes du cycle de vie où les impacts environnementaux et l'empreinte écologique peuvent être réduits, tout en favorisant des pratiques de production plus durables.

- **Comparer plusieurs solutions**

L'ACV offre une étude complète permettant de comparer différentes alternatives ou différents produits, afin de choisir celui présentant l'impact environnemental le plus faible, ce qui en fait un puissant outil d'aide à la décision pour rendre la consommation et la production plus durables.

- **Favoriser la transparence et la communication**

En fournissant des données objectives, l'ACV permet de démontrer un réel engagement en faveur du développement durable auprès des parties prenantes (clients, partenaires, institutions).

VI.5. LES MODÈLES DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

Un modèle de cycle de vie permet de déterminer les étapes du cycle de vie de la structure à prendre en compte dans l'analyse. Il définit également les frontières du système de l'ACV. Les principaux modèles de cycle de vie sont les suivants :

- **Du berceau à la porte (Cradle to the Gate)**

Ce modèle évalue un produit jusqu'à ce qu'il quitte les portes de l'usine et avant qu'il ne soit transporté vers le consommateur (Nickel, 2025). La phase finale relative à l'utilisation et à l'élimination des déchets n'est pas prise en compte dans ce cas.

- **Du berceau au site (Cradle to site)**

Le modèle couvre toutes les émissions et tous les impacts environnementaux générés depuis l'extraction des matières premières (berceau) jusqu'à l'arrivée du produit ou du système de construction sur le site. (*Cradle-to-Site*, s. d.)

Il comprend :

- **La production :** extraction, transformation et fabrication.
- **Le transport vers le site :** logistique routière, maritime ou ferroviaire.

Cela signifie qu'il inclut les résultats du Cradle-to-Gate ainsi que le transport du matériau ou du produit jusqu'à son site d'utilisation.

- **Du berceau à la tombe (Cradle to Grave)**

Du berceau à la tombe est le modèle dont l'analyse du cycle de vie est définie depuis le début de la ressource (berceau) jusqu'à l'utilisation et l'élimination (tombe).

Ce type inclut toutes les étapes du cycle de vie, y compris les matériaux et les types de déchets après utilisation. (« Life Cycle Assessment of Sugarcane Biorefinery », 2018)

- **Du berceau au berceau (Cradle to the cradle)**

Il s'agit d'une variante de l'approche « du berceau à la tombe », dans laquelle l'étape de gestion des déchets est remplacée par un processus de recyclage ou d'upcycling permettant de réutiliser les matériaux ou les composants dans la fabrication d'un nouveau produit, assurant ainsi une boucle fermée (Nickel, 2025a).
Cette approche contribue à une utilisation durable des ressources et à la réduction des déchets en fin de vie du produit.

- **De la porte à la porte (Gateway to the gate)**

Il s'agit d'une ACV partielle qui se limite à l'évaluation des impacts environnementaux d'une seule étape de production ou d'un procédé spécifique (Grahovac, s. d.). Bien que son utilisation soit relativement peu fréquente, elle peut s'avérer particulièrement pertinente dans le cadre de grands projets industriels, notamment pour des travaux de recherche nécessitant une analyse approfondie et un volume important de données.

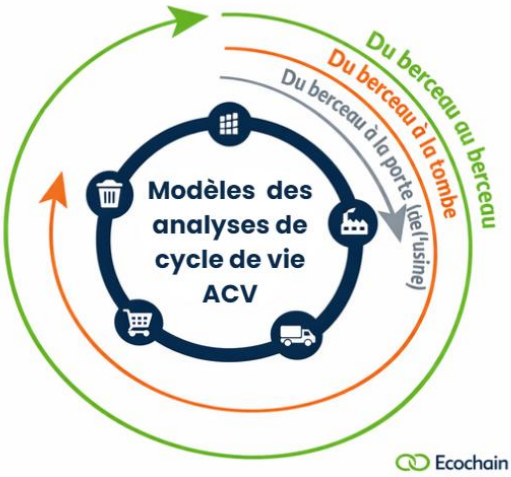


Figure VI.4 : Les modèles de l'Analyse de Cycle de Vie (Nickel, 2025a).

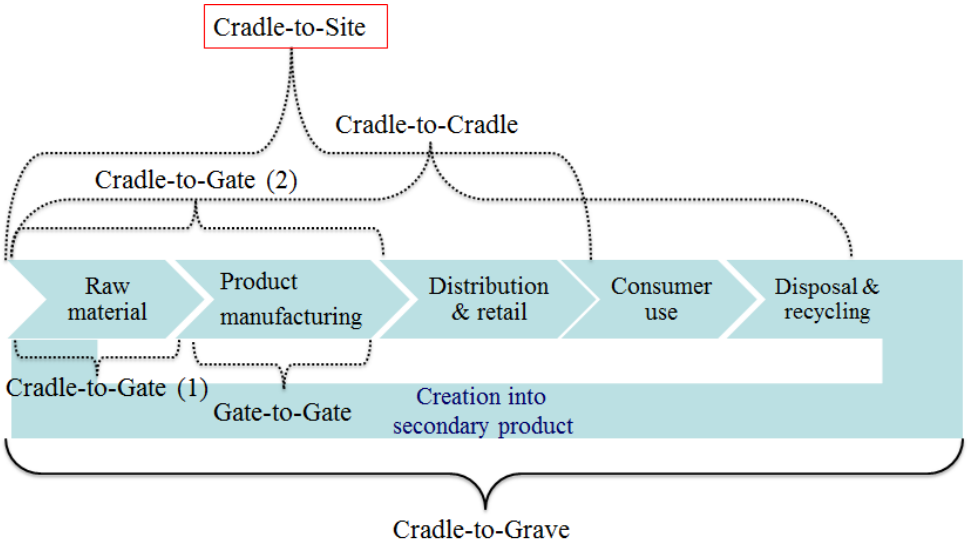


Figure VI. 5 : Les modèles de l'Analyse de Cycle de Vie (Life Cycle Boundary | ECO-CM (Embodied Carbon Of Construction Materials) database | HKUST, s. d.).

VI.6. CADRE NORMATIVE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

L'ACV est une procédure normalisée, encadrée par des normes internationales établies par International Organization for Standardization (ISO). Les principes de l'ACV sont définis par les normes internationales de la série ISO 14040 (ISO 14040, ISO 14044, ISO 14067, ISO 14020-14026).

Il existe également des normes spécifiques à certains pays. À travers le monde, plusieurs pays ont formulé une grande variété de standards et de lignes directrices en ACV, tels que BP X30-323 (France) sur l'empreinte environnementale et PAS 2050 (UK) sur les émissions de gaz à effet de serre.

Cependant, en raison de la dimension globale de l'ACV, nous nous concentrerons principalement sur les normes et lignes directrices internationales et globales.

Le tableau suivant présente et décrit les principales normes :

Tableau VI. 1: Normes ISO applicables à l'Analyse du Cycle de Vie (ACV).

NORMES	DESCRIPTIONS
ISO 14040 : Management environnemental – Analyse du cycle de vie – Principes et cadre. **ISO 14044 : Management environnemental — Analyse du cycle de vie — Exigences et lignes directrices.**	Constituent les principales références internationales en matière d'analyse du cycle de vie (ACV). Portant principalement sur la démarche de réalisation d'une ACV en évaluant les impacts environnementaux d'un produit tout au long de son cycle de vie, du berceau à la tombe. **ISO 14040** décrit les principes et le cadre général de l'ACV. **ISO 14044** spécifie les exigences et fournit des lignes directrices pour la mise en œuvre d'une ACV. Ces normes annulent et remplacent l'ISO 14040:1997, l'ISO 14041:1998, l'ISO 14042:2000 et l'ISO 14043:2000.
ISO 14067 sur l'empreinte carbone des produits.	Cette norme se concentre spécifiquement sur l'empreinte carbone, en fournissant des lignes directrices pour la quantification et la communication de l'impact d'un produit sur le changement climatique. Elle complète la norme ISO 14044, mais met l'accent principalement sur les émissions de gaz à effet de serre (GES) et s'aligne sur le cadre méthodologique des normes ISO 14040 et ISO 14044 relatives à l'ACV.
ISO 14020, ISO 14021, ISO 14024, ISO 14025 et ISO 14026 sur l'étiquetage environnemental.	Ces normes définissent les principes, les exigences et les lignes directrices pour l'élaboration et l'utilisation des labels et déclarations environnementales, ainsi que pour la communication des informations relatives aux empreintes environnementales.

VI.7. METHODOLOGIE DE L'ANALYSE DE CYCLE DE VIE

La méthodologie de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV) suit un cadre structuré défini par les normes ISO 14040 et ISO 14044. Elle repose sur une démarche progressive permettant d'assurer la cohérence et la fiabilité des résultats.

Une ACV débute par la réalisation de l'inventaire des flux de matières et d'énergies entrants et sortants à chaque étape du cycle de vie, cette démarche est appelée inventaire du cycle de vie : ICV.

À partir des données collectées, une évaluation des impacts environnementaux est ensuite réalisée à l'aide des coefficients préétablis permettant de calculer la contribution de chaque flux aux divers impacts environnementaux étudiés. Selon les normes en vigueur, l'Analyse du Cycle de Vie est un processus itératif constitué de 4 étapes principales, respectivement :

- La définition des objectifs et du champ d'étude
- L'analyse de l'inventaire,
- L'évaluation des impacts,
- L'interprétation des résultats.

Celles-ci sont à la fois distinctes et interdépendantes car, tout au long de l'étude de fréquents retours sont nécessaires, ce qui rend la démarche générale itérative

L'application correcte de ces étapes permet d'obtenir une analyse complète et comparable d'un système étudié.

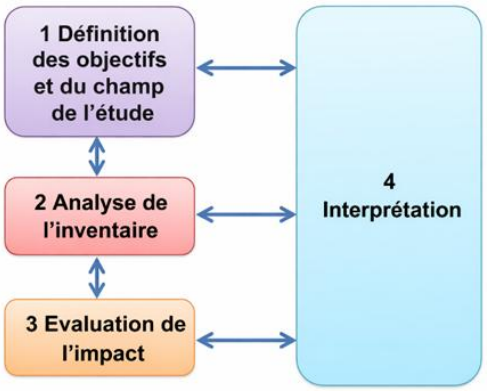


Figure VI.6 : Cadre méthodologique de l'ACV (Fedou, 2018).

VI.7.1. Étape 1 : Définition des objectifs et du champ d'étude

Cette étape permet de définir quels sont les objectifs de l'ACV, en précisant 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, et s'il est prévu que les résultats soient utilisés dans des affirmations comparatives destinées à être divulguées au public.).

Le champ de l'étude doit par ailleurs préciser les fonctions du produit étudié, l'unité fonctionnelle choisie, les frontières du système étudié et les limites de l'étude. C'est aussi à ce stade que les différentes règles pour les calculs appliqués à l'étude seront arrêtées. L'unité fonctionnelle est l'unité de mesure utilisée pour évaluer le service rendu par le produit. Pour comparer les impacts environnementaux de deux produits, on ramènera les impacts à une unité

de mesure commune. Une juste définition de l'unité fonctionnelle est indispensable pour rendre les résultats de l'ACV opérationnels et pertinents.

VI.7.2. Étape 2 : Inventaire de cycle de vie (ICV)

L'inventaire inclut le recueil des données et les modes opératoires de calcul pour quantifier les flux entrants et sortants pertinents d'un système de produits. La réalisation d'un inventaire est un processus itératif. À mesure que les données sont recueillies et que le système est mieux connu, de nouvelles exigences ou limitations concernant les données peuvent être identifiées et rendre nécessaire un changement des modes de recueil des données de sorte que les objectifs de l'étude soient toujours satisfaits. Parfois, des problèmes peuvent être identifiés et nécessiter la révision des objectifs ou du champ de l'étude.

a. Recueil des données :

Les données de chaque processus élémentaire à l'intérieur des frontières du système peuvent être classées sous des titres principaux, tels que :

- 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.

Le recueil de données peut être un processus lourd en termes de moyens à déployer. Il convient de tenir compte des contraintes pratiques sur le recueil des données dans le champ de l'étude et de les noter dans le rapport d'étude.

b. Calcul des données :

Après le recueil des données, des procédures de calcul, incluant

- 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

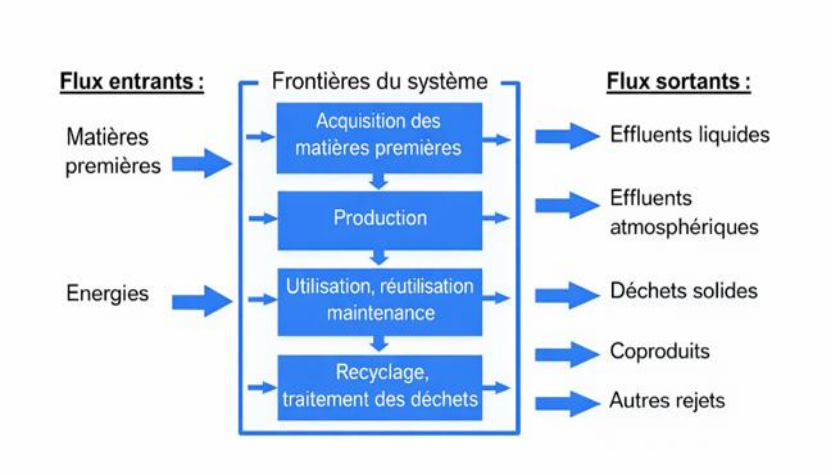


Figure VI. 7 : Représentation des frontières du système en ACV (Fedou, 2018).

L'inventaire est généralement effectué à l'aide d'un logiciel d'ACV, mais peut aussi l'être artisanalement, sous un tableur. C'est l'étape la plus délicate de l'ACV car les risques d'erreurs sont importants. Elle requiert une attention particulière et un contrôle extérieur.

VI.7.3. Étape 3 : Evaluation des impacts

La phase d'évaluation de l'impact d'une ACV consiste à évaluer la portée des impacts environnementaux potentiels en utilisant les résultats de l'ICV. En général, ce processus met en œuvre une association des données d'inventaire avec des catégories d'impacts environnementaux spécifiques et des indicateurs de catégorie, ainsi qu'un essai de compréhension de ces impacts. La phase d'évaluation de l'ACVI fournit également des informations pour la phase d'interprétation du cycle de vie.

La phase d'ACVI est divisée en plusieurs éléments ce qui est nécessaire car chaque élément est distinct et peut être défini séparément. Cette organisation permet également de considérer chaque étape individuellement lors de la définition des objectifs et du champ de l'étude. Elle facilite l'évaluation de la qualité des méthodes et des hypothèses utilisées, tout en assurant une meilleure transparence des choix méthodologiques et des jugements subjectifs, notamment pour la communication des résultats et la revue critique.

Les éléments de la phase d'ACVI sont représentés à la Figure :

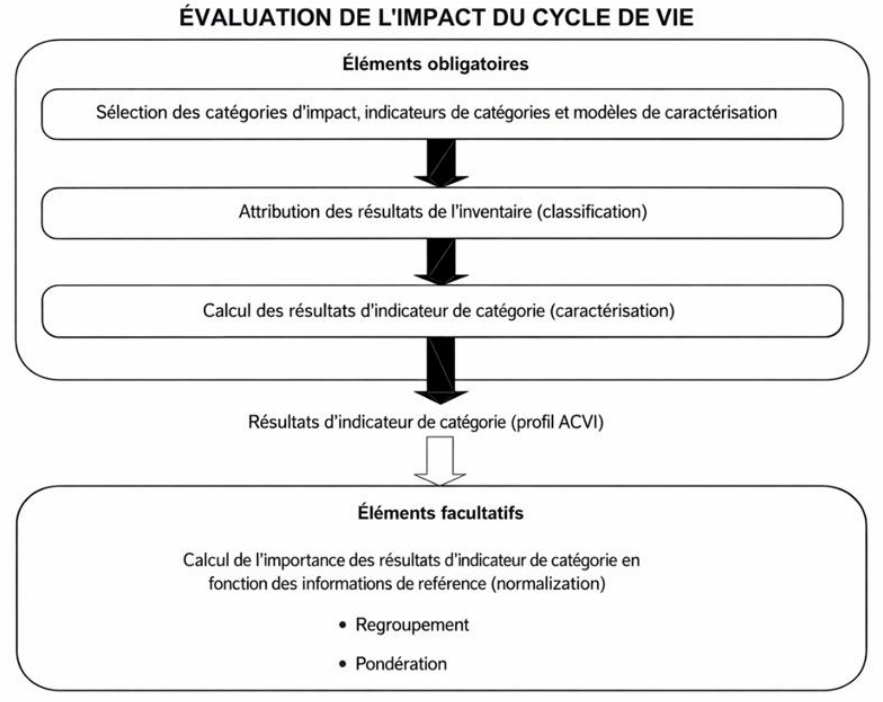


Figure VI. 8 : Les éléments de la phase ACVI (Bureau d'audiences publiques sur l'environnement, 2007).

VI.7.4. Etape 4 : L'interprétation des résultats

Cette étape est en relation constante avec les trois précédentes ; elle permet de vérifier la cohérence des résultats, de mettre en évidence les points sensibles de l'étude, et d'aboutir à des conclusions accompagnées de recommandations, tout en précisant les limites et incertitudes.

VI.8. LES METHODES D'EVALUATION D'IMPACT DANS L'ACV

Il existe aujourd'hui un grand nombre de méthodes d'évaluation des impacts du cycle de vie (LCIA), développées pour répondre à des objectifs et des contextes géographiques différents. En effet, ces méthodes ne sont pas toutes adaptées aux mêmes zones régionales, car elles intègrent des spécificités environnementales, réglementaires et scientifiques propres à chaque région.

- Zone Europe : CML, Ecoindicator, EDIP, IMPACT 2002 +, ReCiPe ;
- Zone Amérique du nord : LUCAS, TRACI ;
- Zone Asie : LIME ;
- Zone Afrique : Le continent africain ne dispose pas encore de sa propre méthode d'évaluation régionalisée. Par conséquent, les praticiens de l'ACV en Afrique doivent utiliser des modèles développés dans des contextes occidentaux, souvent peu adaptés aux réalités locales, ce qui peut réduire la précision de l'évaluation des impacts environnementaux à l'échelle africaine (Karkour et al., 2021).

VI.8.1. Méthode RECiPE 2016

ReCiPe est une méthode d'évaluation d'impact (EII) dans une analyse du cycle de vie, c'est une méthode intégrée qui combine les approches de points de vue mid-point (intermédiaire) et end-point (final) pour évaluer les impacts environnementaux. Elle permet de traduire les flux d'inventaire en impacts environnementaux.

Il existe deux méthodes principales pour calculer les facteurs de caractérisation au niveau intermédiaire et au niveau final.

ReCiPe calcule : - 17 indicateurs intermédiaires ;
- 3 indicateurs finaux.

Les indicateurs intermédiaires se concentrent sur des problèmes environnementaux spécifiques, comme le changement climatique ou l'acidification. Les indicateurs finaux, quant à eux, montrent l'impact environnemental à trois niveaux d'agrégation supérieurs :

1) L'impact sur la santé humaine ;
2) La biodiversité ;
3) La raréfaction des ressources.

La conversion des indicateurs intermédiaires en indicateurs finaux simplifie l'interprétation des résultats de l'ACV. Cependant, à chaque étape d'agrégation, l'incertitude des résultats augmente.

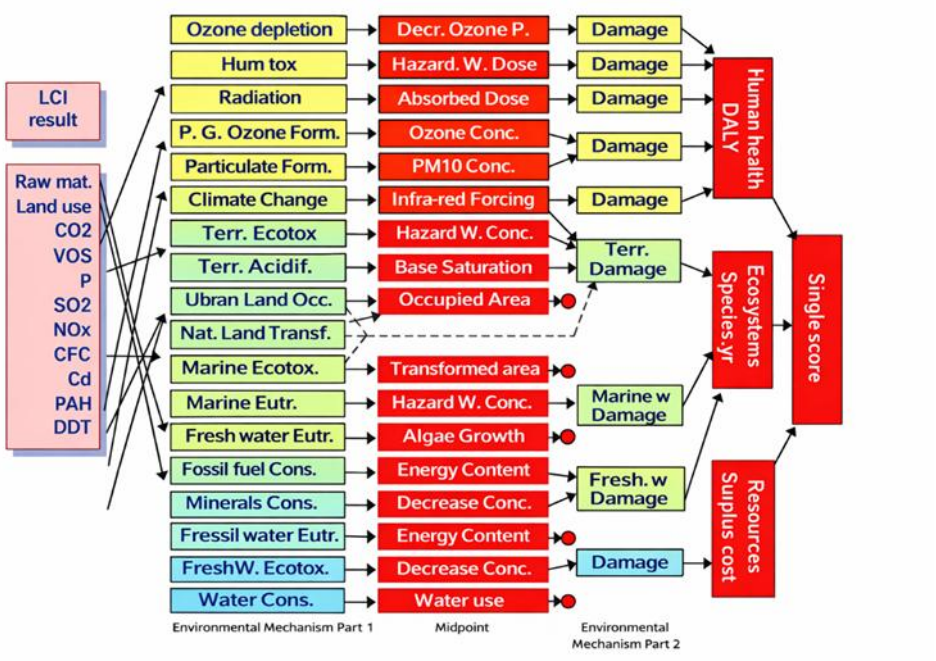


Figure VI.9 : La structure de ReCiPe (Pradeleix et al., 2023).

➢ **Domaine d'application de la méthode**

- Écoconception de produits : Elle aide les entreprises à comparer différentes options de conception pour minimiser le "poids environnemental" dès les phases préliminaires.

- Stratégie d'entreprise et aide à la décision : Utilisée pour identifier les "points chauds" (hotspots) environnementaux d'une chaîne de valeur et orienter les politiques de durabilité.
- Secteurs d'activité variés : Bien que polyvalente, elle est fréquemment appliquée dans les domaines de l'énergie (systèmes photovoltaïques), de la production alimentaire (agroéconomie), du traitement des eaux et des transports.
- Évaluation territoriale : Elle sert également de base méthodologique pour évaluer l'impact environnemental à l'échelle d'un territoire spécifique.

VI.8.2. Méthode CML

La méthode d'évaluation des impacts CML 2002 a été développée aux Pays-Bas par le Centre des sciences environnementales de l'Université de Leiden en 1992. Depuis, elle a été révisée et mise à jour en 2000 et 2001 (Guinée et al., 2002).

Cette méthode est utilisée en Analyse du Cycle de Vie pour relier les données d'inventaire aux impacts environnementaux à un niveau midpoint. Elle permet d'évaluer plusieurs catégories d'impacts, telles que l'effet de serre, l'acidification, l'eutrophisation, la toxicité humaine, l'écotoxicité, l'appauvrissement de la couche d'ozone et l'épuisement des ressources. Elle est appliquée dans plusieurs domaines, notamment le bâtiment, l'industrie, les matériaux et les transports.

VI.8.3. Méthode IMPACT 2002+

La méthode d'évaluation des impacts du cycle de vie IMPACT 2002+ propose une approche combinée points intermédiaires/dommages, reliant les résultats d'inventaire du cycle de vie (flux élémentaires et autres interventions) à quatre catégories de dommages via 14 catégories de points intermédiaires. Elle intègre de nouveaux concepts, notamment pour l'évaluation comparative de la toxicité humaine et de l'écotoxicité. La méthode fournit actuellement des facteurs de caractérisation pour près de 1 500 résultats d'inventaire du cycle de vie.

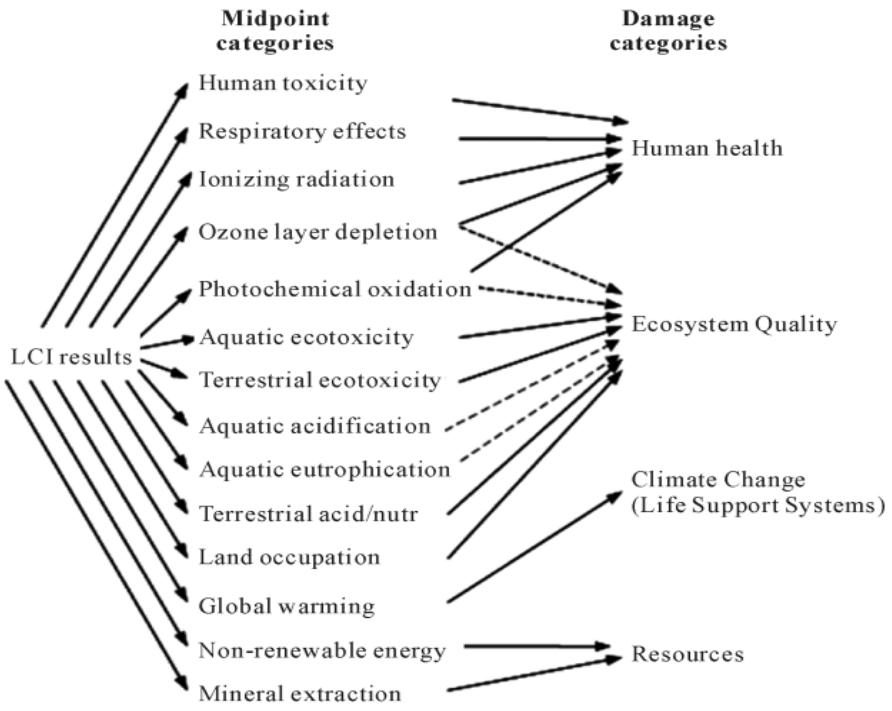


Figure VI.10 : Catégories et voies d'impact couvertes par la méthodologie IMPACT 2002+ (Alanbari et al., 2015).

VI.8.4. Méthode Eco-indicateur 95 et 99

Eco-Indicator 99 est une méthode d'évaluation des impacts environnementaux utilisée en ACV. Elle permet de traduire les impacts d'un produit ou d'un procédé sous forme de scores, jusqu'à obtenir un indicateur unique. Cette méthode est basée sur une approche endpoint, car elle évalue les dommages finaux sur la santé humaine, l'environnement et les ressources. Elle prend en compte la production des matériaux, l'énergie, le transport, les procédés de fabrication ainsi que le traitement des déchets.

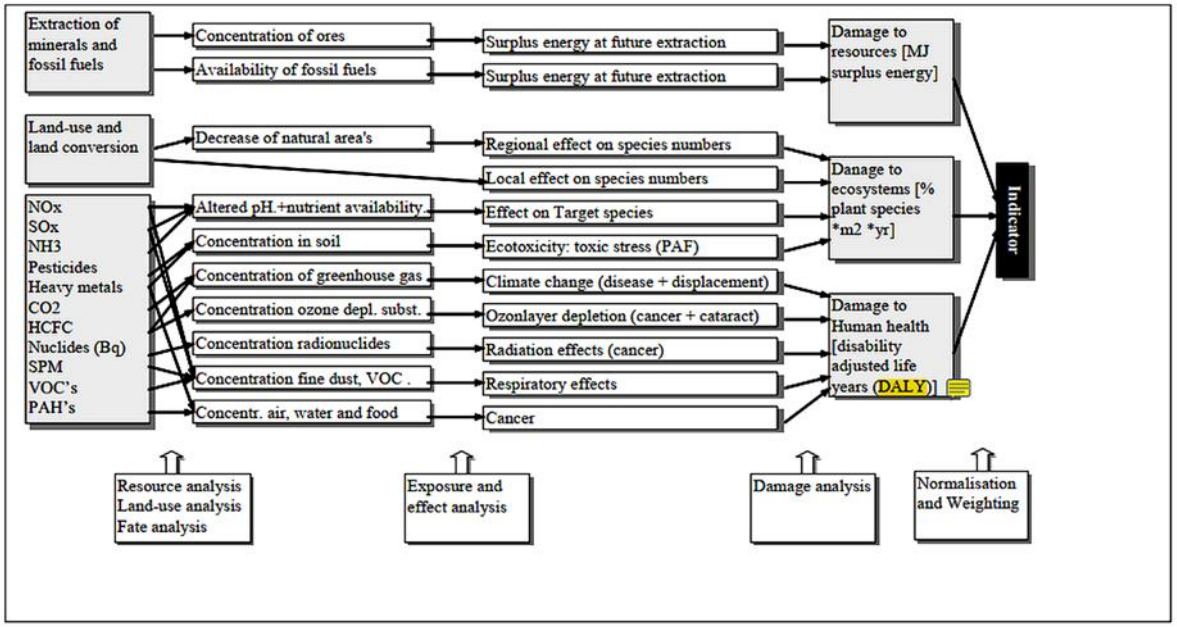


Figure VI. 11 : Catégories et voies d'impact couvertes par la méthodologie Eco-indicator 99.

VI.8.5. Méthode TRACI

TRACI est une méthode d'évaluation des impacts environnementaux développée par l'EPA aux États-Unis. Elle est utilisée en ACV pour quantifier les impacts potentiels des produits, procédés ou activités industrielles à l'aide de facteurs de caractérisation. Cette méthode couvre plusieurs catégories, comme le changement climatique, l'appauvrissement de la couche d'ozone, l'acidification, l'eutrophisation, le smog, la santé humaine, l'écotoxicité et l'épuisement des combustibles fossiles.

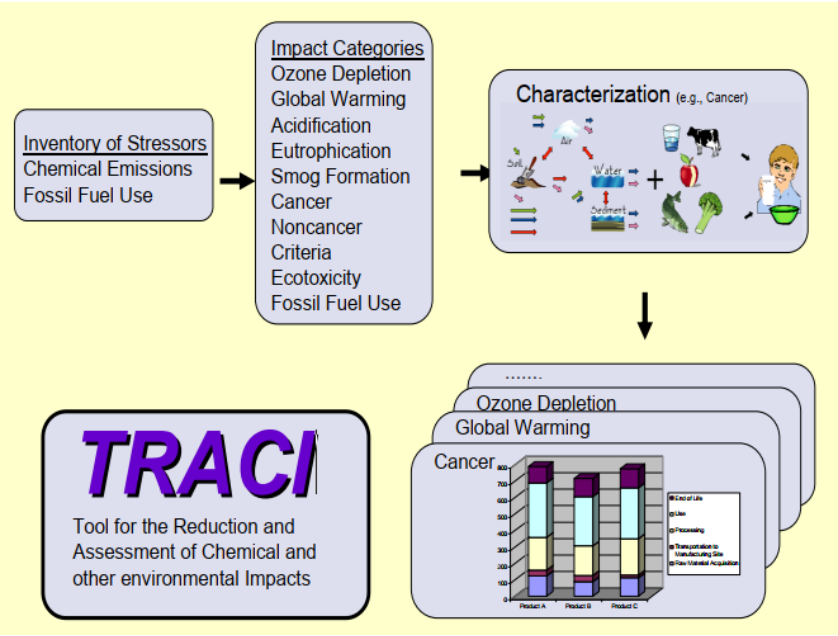


Figure VI. 12 : Schéma général de la méthode TRACI (Bare, 2011).

VI.9. LES BASES DE DONNEES

- **ECOINVENT :** une base de données générique développée par le centre Suisse pour l'inventaire du cycle de vie (SCLCI).Elle est utilisée pour de nombreux projets d'analyse du cycle de vie, d'écoconception et d'information environnementale sur les produits.
- **GABI DATABASE :** elle est développée par une société de conseil et de logiciels dans le développement durable Sphera. Elle couvre la majorité des secteurs industriels, notamment l'agriculture, le bâtiment et la construction, les produits chimiques et les matériaux, ainsi que les biens de consommation.
- **INIES :** c'est une base de données française qui met à disposition des Fiches de Déclaration Environnementale et Sanitaire (FDES) pour les produits de construction, des Profils Environnementaux Produits (PEP) pour les équipements, ainsi que des données relatives aux services (eau, énergie) et aux inventaires de cycle de vie des matériaux.
- **US LCI :** créée en 2003 par le Département de l'Énergie des États-Unis (DOE) et le Laboratoire National des Énergies Renouvelables (NREL), elle fournit une comptabilisation détaillée des flux d'énergie et de matières entrant et sortant de l'environnement, associés à la production d'un matériau, d'un composant ou d'un assemblage aux États-Unis.

VI.10. LES LOGICIELS D'ANALYSE CYCLE DE VIE

Les logiciels d'Analyse du Cycle de Vie (ACV) constituent des outils essentiels pour évaluer les impacts environnementaux d'un produit ou d'un bâtiment tout au long de son cycle de vie. Parmi ces outils, on retrouve notamment les logiciels suivants :

- **SPHERA :** il est largement employé par les experts et les consultants en durabilité. Il dispose de sa propre base de données spécifique d'Inventaire du Cycle de Vie (ICV), comprenant plus de 20 bases sectorielles. Il permet également de personnaliser la modélisation des ACV en ajustant les paramètres et les données d'entrée afin de refléter des facteurs propres à une industrie ou à une région.
- **OneClickLCA :** un logiciel d'évaluation environnementale des bâtiments permettant de réaliser des Analyses du Cycle de Vie (ACV), des Analyses du Coût du Cycle de Vie (LCC), le calcul de l'empreinte carbone, ainsi que d'autres évaluations d'impacts environnementaux.
- **SimaPro :** Le logiciel fournit des analyses approfondies en matière de durabilité, contribuant ainsi à l'amélioration des procédés de production et à l'optimisation de la prestation de services. Il intègre notamment des bases de données reconnues telles que ECOINVENT.
- **OpenLCA :** OpenLCA est un logiciel open-source et professionnel d'Analyse du Cycle de Vie (ACV) et de calcul d'empreintes environnementales, offrant une large gamme de fonctionnalités ainsi qu'un accès à de nombreuses bases de données. L'écosystème OpenLCA comprend :

- **OpenLCA Nexus :** Il s'agit d'un dépôt en ligne de données ACV. Il regroupe des données proposées par des fournisseurs de référence mondiale.
- **OnlineLCA :** Il fournit un système de gestion des utilisateurs pouvant être connecté à un système existant de gestion des droits d'accès. Les utilisateurs peuvent consulter, manipuler, publier et remplacer différents types de jeux de données ACV, tels que les processus, les flux d'entrée/sortie, les méthodes, les paramètres ou encore les projets.
- **LCA Collaboration Server :** Sert de dépôt de données et fournit une solution stable, polyvalente et flexible pour créer des modèles ACV, les partager et collaborer en équipe.

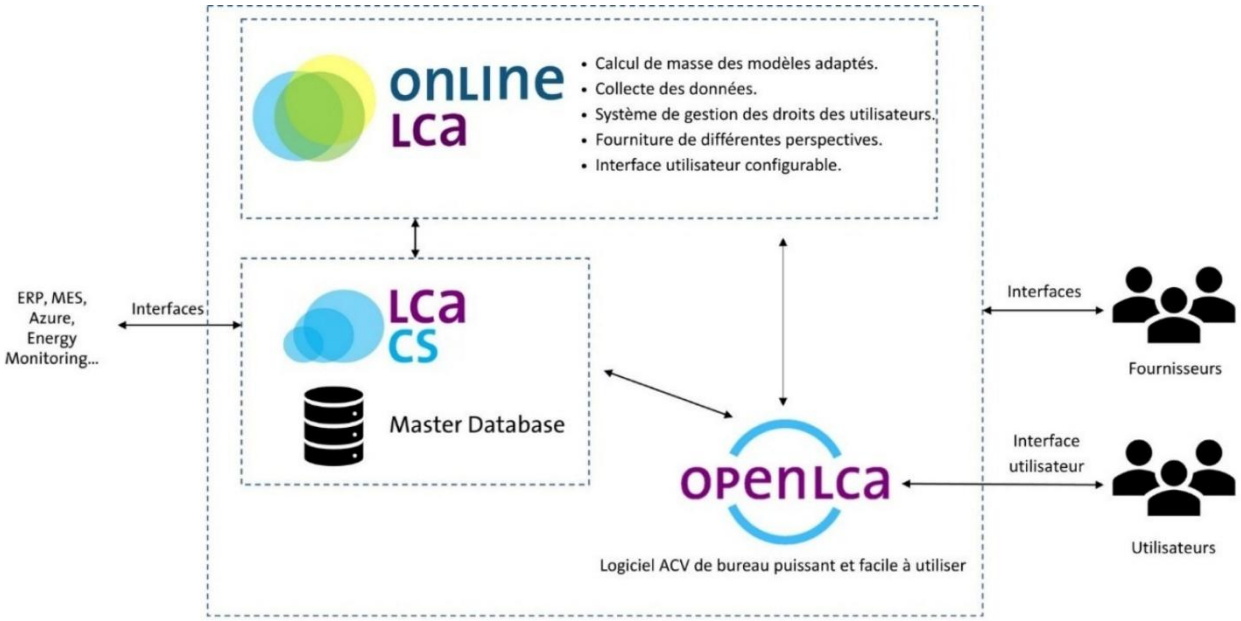


Figure VI. 13 : L'écosystème de la plateforme OPENLCA.

VI.11. ACV COMPARATIVE DU CHEMISAGE ET DU RENFORCEMENT PAR PRFC

VI.11.1. Objectif et champ de l'étude

- **Objectif**

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer et de comparer l'impact environnemental des deux solutions retenues pour le renforcement de la structure étudiée, à savoir le chemisage en béton armé et le renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), sur la base des quantités de matériaux déterminées lors du dimensionnement de chaque solution, afin de comparer objectivement les deux techniques selon des critères environnementaux.

- **Champ de l'étude**

L'étude est de type « **Cradle to site** » ou du berceau au site. Les processus et flux élémentaires couvrent toutes les émissions et les impacts environnementaux générés depuis l'extraction des matières premières (berceau) jusqu'à l'arrivée du produit ou du système de construction sur le site.

VI.11.2. Inventaire du Cycle de Vie (ICV)

Les données utilisées dans cette étude sont issues à la fois de mesures réelles des processus de production et de données extraites de la littérature scientifique. Dans le cadre de l'ACV comparative, deux inventaires ont été établis pour modéliser les solutions de renforcement sous OpenLCA.

Le premier inventaire concerne le chemisage en béton armé et prend en compte principalement le béton et les armatures en acier. Le second inventaire concerne le renforcement par PRFC et regroupe les flux de matières ainsi que les consommations d'énergie nécessaires à sa production.

Les quantités de matériaux utilisées pour chaque solution ont été déterminées lors du dimensionnement, puis intégrées dans OpenLCA afin de comparer leurs impacts environnementaux selon les scénarios climatiques étudiés.

VI.11.2.1 Inventaire pour le renforcement par chemisage en béton armé

Afin d'évaluer les flux de matériaux, d'énergie et de déchets associés à la technique de renforcement par chemisage en béton armé (RC jacketing), un inventaire des données a été établi pour les différentes phases du cycle de vie de cette méthode. Cet inventaire comprend la phase de pré-installation, la phase d'installation. Les quantités de matériaux utilisés et l'énergie consommée pour chaque phase sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 : Données d'inventaire du renforcement par chemisage en béton armé pour 1 m³ de chemisage.

Flux	Unité	(Villalba et al., 2024)	(Ahmed et al., 2025)	(Salgado et al., 2020)	Les valeurs proposées
Béton	m³	0,982	0,965	0,972	0,973
Acier d'armature	kg	138,65	266,94	211,73	205,77
Résine époxy (adhésif)	kg	13,1	28,95	-	21,025
Diesel, machine de chantier (démolition dalle)	MJ	150,26	2.83	14.98	56,023
Diesel, machine de chantier (chemisage colonne)	MJ	1028	78,628	19.08	375,24
Diesel, machine de chantier (reconstruction dalle)	MJ	27,94	-	1.37	14,66
Résine époxy (peinture anti-carbonatation)	kg	4,37	8,69	-	6,53

VI.11.2.2 Inventaire de production de la fibre de carbone

L'inventaire du cycle de vie utilisé dans cette étude est basé sur des données primaires issues de la littérature scientifique. Le flux de référence considéré est la production de 1 kg de fibre de carbone à base de PAN (polyacrylonitrile), qui constitue le précurseur le plus couramment

utilisé dans la fabrication des fibres de carbone.

Les quantités des principaux flux de matières et d'énergie impliqués dans le processus de production ont été extraites de différents articles scientifiques et combinées afin de proposer un inventaire représentatif. La méthode utilisée est similaire à celle proposée par (Jacquet et al., 2024). Les flux issus des différentes études sont ensuite regroupés dans un inventaire global. Lorsqu'un flux apparaît une seule fois, sa valeur est conservée. Lorsqu'il est présent dans plusieurs études, une moyenne est calculée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau VI. 3 : Flux et énergie pour la production de 1 kg de PAN.

Flux		Unité	(Das, 2011)	(Duflou et al., s. d.,2009)	(Karuppannan Gopalraj et al., 2021)	(Nunes et al., 2018)	(Atescan-Yuksek et al., 2024)	(Vogiantzi & Tserpes, 2025)	valeurs proposées
PAN precursor	**Vapeur (industrie chimique)**	kg	-	33.870	-	-	-	31	32,435
	Électricité	kWh	21.92	44.87	20.2	69.6	-	31.94	37,706
	Acrylonitrile	kg	2.09	1.884	1.89	1.69	2.25	1.64	1,907
	Acétate de vinyle	kg	0.018	-	-	-	0.2	-	0,109
	Dimetheylsulfoxid	kg	-	-	-	-	13	-	13

Tableau VI. 4 : Flux et énergie pour la production de 1 kg de fibre de carbon.

Flux	Unité	(Das, 2011)	(Duflou et al., s. d.,2009)	(Karuppannan Gopalraj et al., 2021)	(Nunes et al., 2018)	(Atescan-Yuksek et al., 2024)	(Vogiantzi & Tserpes, 2025)	valeurs proposées
PAN	kg	2.36	1.88	1.89	1.81	2.36	1.72	2.01
Azote liquide	kg	-	11.520	-	-	0.94	10	7,486
Chaleur (réseau de chaleur ou industrielle), gaz naturel	MJ	529	191.474	98.4	191	870	-	375,974
Epoxy resin	kg	-	-	0.01	0.089	-	-	0,05
dimethylsolixane	kg	-	-	0.01	-	-	0.172	0,091
Sulphuric acid	kg	-	-	0.02	-	-	0.02	0,02

VI.11.3. Outils et paramètres de modélisation

- **Logiciel utilisé**

Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour le logiciel OpenLCA 2.5.0 en raison de son caractère open source et gratuit, ce qui le rend facilement accessible. Il constitue également un outil complet et flexible pour la réalisation d'une Analyse du Cycle de Vie. Par ailleurs, sa conformité avec plusieurs normes et référentiels internationaux, notamment ISO 14040, ISO 14067, le GHG Protocol, permet d'assurer la fiabilité des résultats obtenus.

- **Base de données utilisée**

Pour cette étude d'Analyse du Cycle de Vie (ACV), la base de données **Ecoinvent 3.1** a été retenue en raison de sa conformité aux exigences des normes ISO 14040 et ISO 14044 relatives à la réalisation des études ACV.

Ecoinvent est largement reconnue comme l'une des bases de données les plus complètes et les plus cohérentes dans le domaine de l'analyse du cycle de vie. Elle offre un accès à des données détaillées aussi bien au niveau des processus unitaires (UPR) qu'au niveau des inventaires de cycle de vie agrégés (LCI)**.**

Cette base de données couvre un large éventail de secteurs d'activité et fait l'objet de mises à jour régulières afin d'intégrer les données les plus récentes disponibles.

- **Méthode d'évaluation des impacts choisie**

La méthode ReCiPe 2016 a été retenue dans le cadre de cette étude, en raison de sa capacité à fournir à la fois des indicateurs aux niveaux midpoint et endpoint, offrant ainsi une analyse plus complète des impacts environnementaux. Il s'agit d'une méthode d'Analyse du Cycle de Vie (ACV) reconnue à l'échelle internationale et largement utilisée dans les études d'évaluation environnementale globales. Selon une enquête menée auprès de praticiens en ACV à l'échelle mondiale, ReCiPe 2016 figure parmi les méthodes d'évaluation des impacts les plus couramment employées.

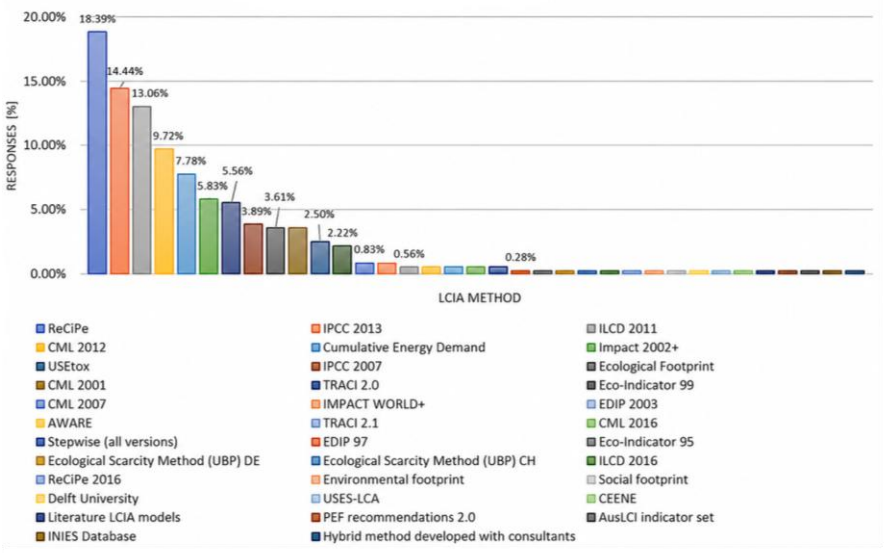


Figure VI.14 : Méthodes d'évaluation des impacts du cycle de vie les plus utilisées selon (Life Cycle Impact Assessment, 2026.).

VI.11.4. Évaluation des impacts environnementaux

Les impacts environnementaux sont exprimés à travers des indicateurs midpoint, caractérisant les impacts intermédiaires sur l'environnement, et des indicateurs endpoint, évaluant les dommages potentiels sur la santé humaine, les écosystèmes et les ressources.

- **Indicateurs midpoint**

La méthode ReCiPe 2016 convertit les émissions et les consommations de ressources en 18 catégories d'impact de niveau midpoint. Ces indicateurs permettent d'évaluer les effets environnementaux à un stade intermédiaire de la chaîne causale et d'identifier les principales sources d'impact avant leur traduction en dommages finaux. Les principales catégories d'impact midpoint sont présentées ci-dessous :

- **Potentiel de réchauffement climatique (GWP)** : mesure la contribution potentielle des émissions au changement climatique global, exprimée en kilogrammes équivalent CO_2 (kg CO_2-éq).
- **Potentiel d'appauvrissement de la couche d'ozone (ODP)** : évalue la capacité des substances à dégrader la couche d'ozone, exprimée en kilogrammes équivalent CFC-11 (kg CFC-11-éq).
- **Potentiel d'acidification** : traduit la capacité des émissions à provoquer des pluies acides affectant les sols, les eaux et les infrastructures, exprimée en kilogrammes équivalent SO_2 (kg SO_2-éq).
- **Potentiel d'eutrophisation** : mesure l'enrichissement excessif des milieux aquatiques en nutriments pouvant entraîner la prolifération d'algues, exprimé en kilogrammes équivalent phosphate (kg PO_4^{3-}-éq).
- **Potentiel de formation d'ozone photochimique** : évalue la formation d'ozone troposphérique (smog), exprimée en kilogrammes équivalent composés organiques volatils non méthaniques (kg NMVOC-éq).
- **Potentiel de toxicité humaine** : mesure les effets potentiels des substances toxiques sur la santé humaine, exprimés en kilogrammes équivalent 1,4-dichlorobenzène (kg 1,4-DB-éq).
- **Potentiel d'écotoxicité** : évalue les effets potentiels des substances toxiques sur les écosystèmes.
- **Épuisement des ressources en eau** : mesure la consommation des ressources en eau douce.
- **Épuisement des ressources fossiles** : évalue la consommation des ressources énergétiques fossiles.
- **Occupation des sols** : mesure les impacts liés aux changements d'utilisation des terres sur la biodiversité et les écosystèmes.

- **Les indicateurs Endpoint**

Les indicateurs Endpoint représentent les dommages environnementaux finaux résultant de l'agrégation des impacts midpoint. Dans la méthode ReCiPe 2016, ils sont regroupés en trois

catégories :

- **Santé humaine** : évalue les effets des impacts environnementaux sur la santé des populations, exprimés en années de vie perdues ou affectées (DALY).
- **Qualité des écosystèmes** : mesure les dommages causés à la biodiversité et aux écosystèmes, exprimés en perte potentielle d'espèces au cours du temps.
- **Rareté des ressources** : évalue les conséquences liées à l'épuisement des ressources minérales et énergétiques, exprimées en coût supplémentaire d'extraction des ressources dans le futur.

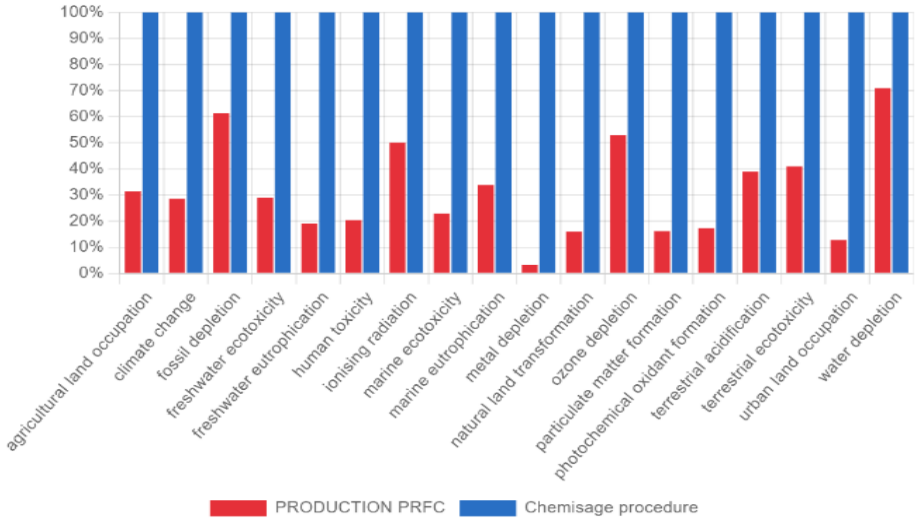
VI.12. RÉSULTATS DE L'ANALYSE COMPARATIVE DES IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX

Cette partie expose les résultats issus de l'analyse comparative du cycle de vie appliquée aux deux techniques de renforcement étudiées, à savoir le chemisage en béton armé et le renforcement par PRFC. Les résultats obtenus à partir du logiciel OpenLCA, selon la méthode ReCiPe 2016, permettent d'évaluer les différences d'impacts environnementaux entre les deux solutions. Cette analyse est réalisée pour les deux scénarios climatiques RCP 4.5 et RCP 8.5, étant donné que les sections de renforcement nécessaires ont été déterminées séparément pour chaque scénario. Les graphes présentés permettent ainsi de comparer les impacts environnementaux associés aux quantités de renforcement requises dans chacun des deux cas.

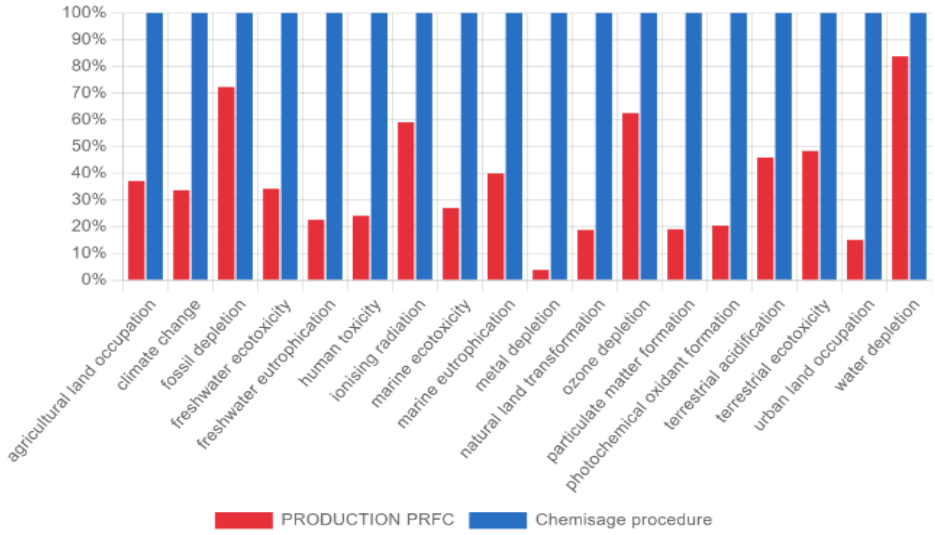
VI.12.1. Résultats des impacts environnementaux au niveau midpoint

➢ Comparaison globale des impacts midpoint

L'analyse midpoint permet d'évaluer les impacts environnementaux à travers 18 catégories intermédiaires définies par la méthode ReCiPe 2016. Dans cette partie, ces catégories sont utilisées afin de comparer globalement le chemisage et le renforcement par PRFC, et d'identifier les impacts les plusmarqués pour chaque technique.



a) Selon scenario RCP 4.5.



b) Selon scenario RCP 8.5

Figure VI. 15 : Comparaison des impacts environnementaux au niveau midpoint entre le PRFC et le chemisage.

Les deux graphes de comparaison globale montrent que le chemisage en béton armé reste la méthode la plus impactante dans l'ensemble des catégories midpoint, aussi bien pour le scénario RCP 4.5 que pour le scénario RCP 8.5. Dans les deux cas, le chemisage représente généralement la valeur maximale de référence, tandis que le PRFC présente des contributions plus faibles. Cependant, sous le scénario RCP 8.5, les impacts relatifs du PRFC augmentent légèrement dans plusieurs catégories, notamment l'épuisement de l'eau, l'épuisement des ressources fossiles, l'appauvrissement de la couche d'ozone et les rayonnements ionisants. Malgré cette augmentation, le chemisage reste globalement la solution la plus défavorable sur le plan environnemental.

➢ **Représentation radar des impacts midpoint**

Le diagramme radar généré par OpenLCA permet de visualiser de manière claire et synthétique les différents impacts environnementaux associés aux deux techniques de renforcement étudiées.

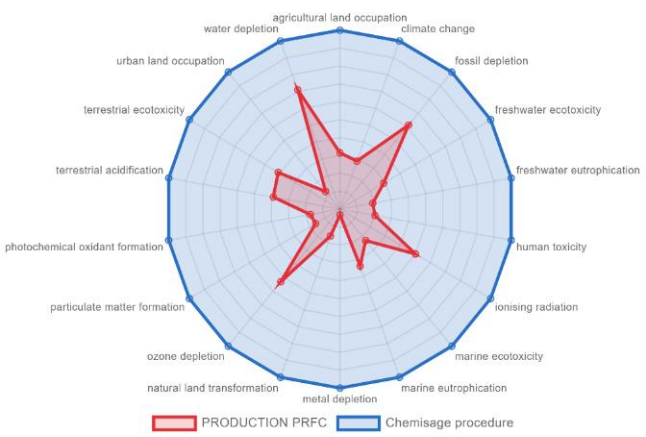


Figure VI. 16 : Diagramme radar des impacts midpoint du PRFC et du chemisage selon le scénario RCP 4.5.

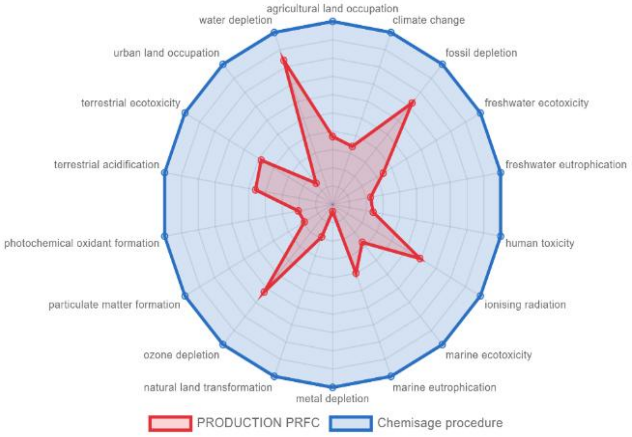
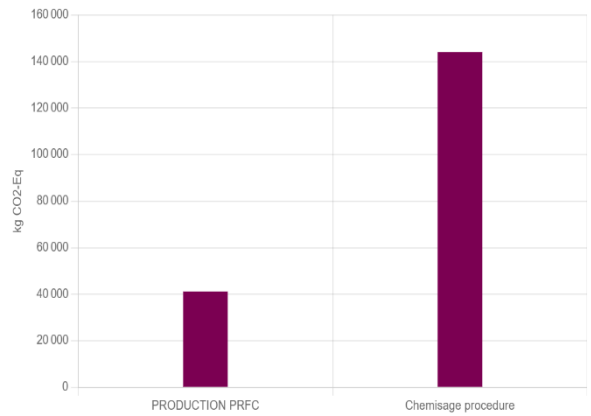


Figure VI. 17 : Diagramme radar des impacts midpoint du PRFC et du chemisage selon le scénario RCP 8.5.

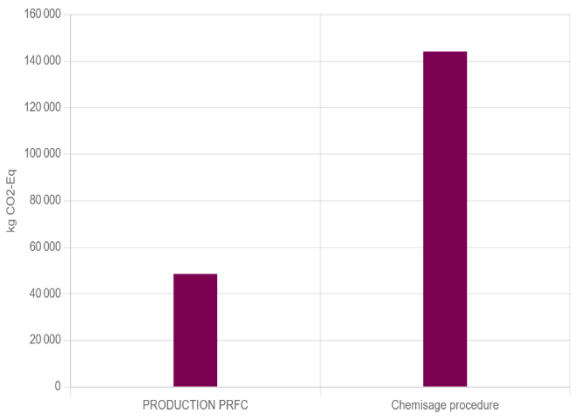
Les diagrammes radar confirment les résultats observés dans la comparaison globale. Dans les deux scénarios, la courbe du chemisage est plus éloignée du centre que celle du PRFC, ce qui traduit des impacts environnementaux plus importants. En comparant les deux scénarios, le radar du RCP 8.5 montre une légère extension de la courbe du PRFC par rapport au RCP 4.5, ce qui indique une augmentation des impacts liée aux quantités de renforcement plus élevées. Toutefois, cette augmentation reste limitée et ne modifie pas la tendance générale : le chemisage reste plus impactant que le PRFC.

➢ **Analyse détaillée des catégories d'impact midpoint**

Catégorie d'impact : Changement climatique (Climate change)



a)Selon le scénario RCP 4.5.



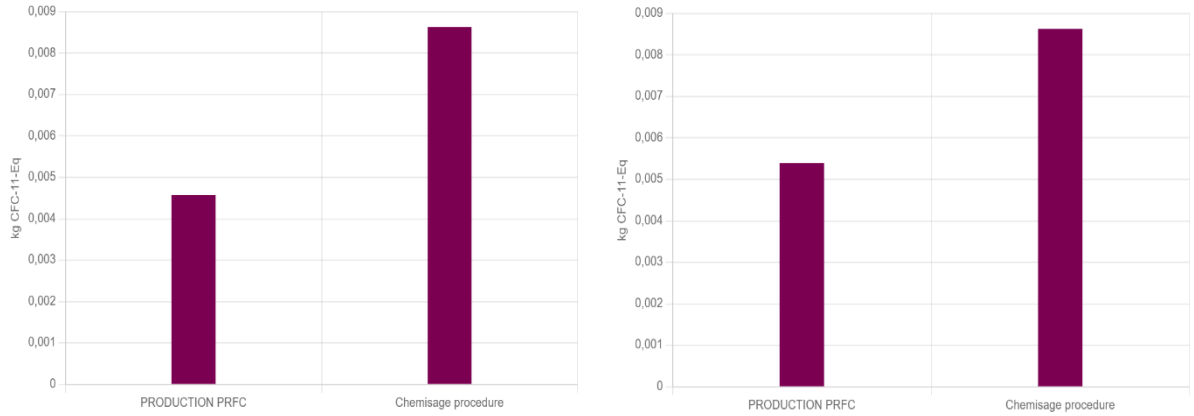
b)Selon le scénario RCP 8.5.

Figure VI. 18 : Impact des méthodes de renforcement sur le changement climatique.

Nous constatons que le chemisage en béton armé présente les émissions les plus élevées dans les deux scénarios. Pour le scénario RCP 4.5, le PRFC atteint environ 40 000 kg CO_2-eq, contre environ 142 000 kg CO_2-eq pour le chemisage. Pour le scénario RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement pour atteindre environ 50 000 kg CO_2-eq, tandis que le chemisage reste proche de 142 000 kg CO_2-eq. Ainsi, le scénario RCP 8.5 entraîne une hausse de l'impact du PRFC, mais

le chemisage reste largement plus impactant.

Catégorie d'impact : Appauvrissement de la couche d'ozone (Ozone depletion)

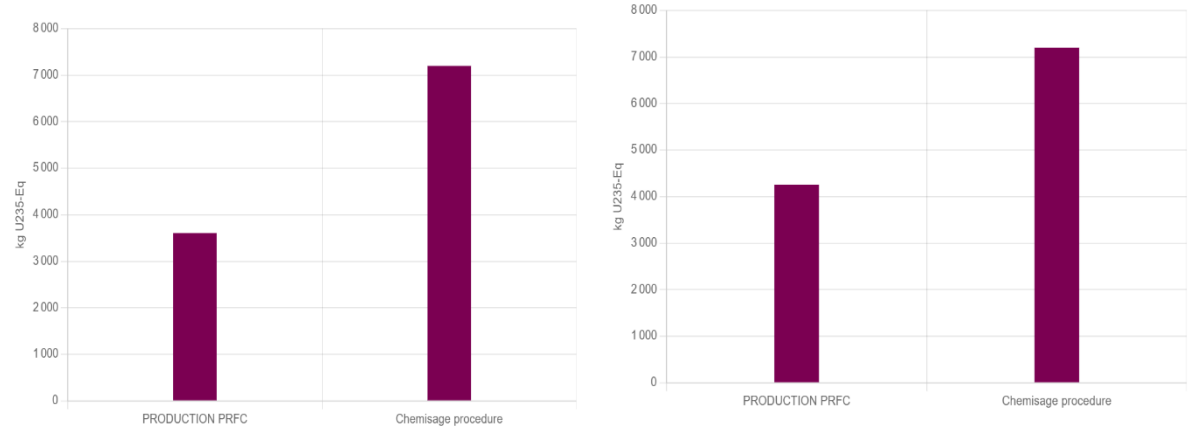


a) Selon le scénario RCP 4.5. b) Selon le scénario RCP 8.5.

Figure VI. 19 Figure VI. 22 : Impact des méthodes de renforcement sur l'appauvrissement de la couche d'ozone.

Pour l'appauvrissement de la couche d'ozone, le chemisage reste la méthode la plus contributive dans les deux scénarios. Sous RCP 4.5, le PRFC présente une valeur d'environ 0,0045 kg CFC-11-eq, contre 0,0085 kg CFC-11-eq pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement à environ 0,0054 kg CFC-11-eq, tandis que le chemisage reste proche de 0,0085 kg CFC-11-eq. L'écart reste donc favorable au PRFC.

Catégorie d'impact : Rayonnements ionisants (Ionising radiation)

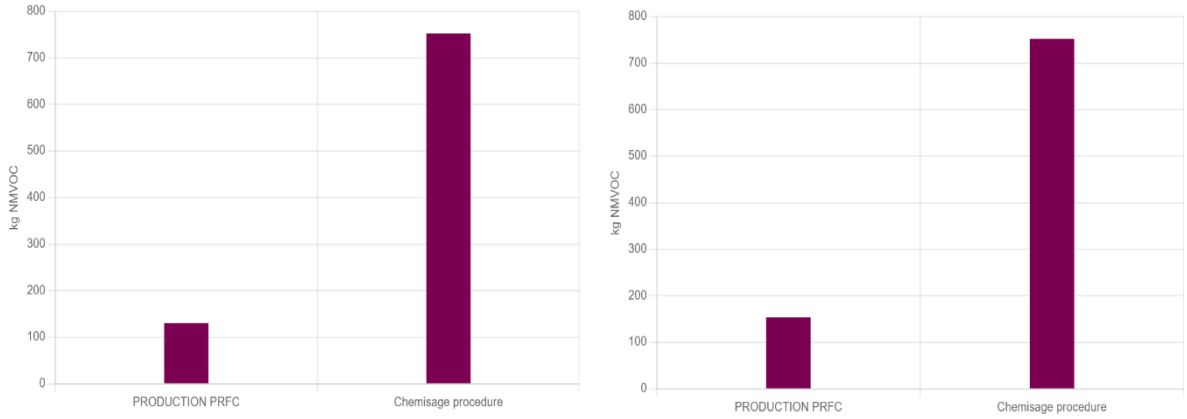


a)Selon le scénario RCP 4.5. b)Selon le scénario RCP 8.5.

Figure VI. 20 : Impact des méthodes de renforcement sur les rayonnements ionisants.

Les résultats montrent que le chemisage génère l'impact le plus élevé pour les rayonnements ionisants. Pour RCP 4.5, le PRFC est d'environ 3 600 kg U235-eq, alors que le chemisage atteint environ 7 200 kg U235-eq. Pour RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 4 200 kg U235-eq, tandis que le chemisage reste autour de 7 200 kg U235-eq. Malgré l'augmentation du PRFC dans le scénario 8.5, le chemisage reste la solution la plus impactante.

Catégorie d'impact : Formation d'oxydants photochimiques (Photochemical oxidant formation)

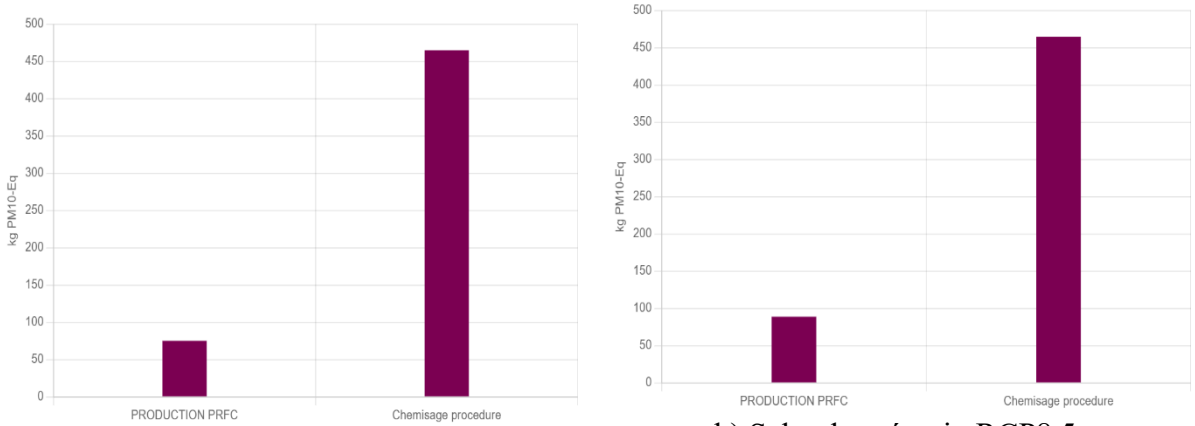


a) Selon le scénario RCP4.5. b) Selon le scénario RCP8.5.

Figure VI.21 : Impact des méthodes de renforcement sur la formation d'oxydants photochimiques.

Pour cette catégorie, l'écart entre les deux méthodes reste très marqué. En RCP 4.5, le PRFC atteint environ 125 kg NMVOC, contre environ 750 kg NMVOC pour le chemisage. En RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement à environ 150 kg NMVOC, tandis que le chemisage reste proche de 750 kg NMVOC. Le passage au scénario RCP 8.5 augmente donc légèrement l'impact du PRFC, sans changer la tendance générale.

Catégorie d'impact : Formation de particules fines (Particulate matter formation)

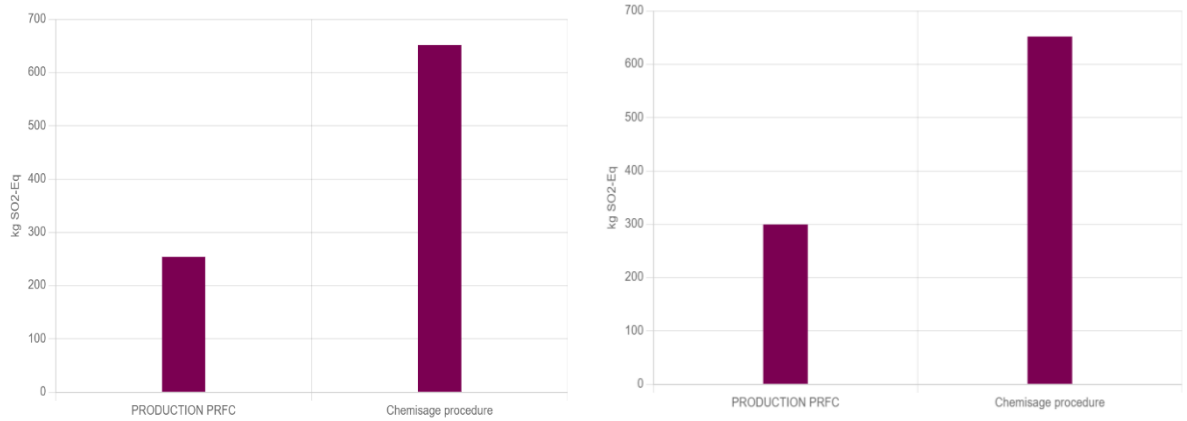


a) Selon le scénario RCP4.5. b) Selon le scénario RCP8.5.

Figure VI. 22 : Impact des méthodes de renforcement sur la formation de particules fines.

Le chemisage reste la méthode la plus défavorable pour la formation de particules fines. Sous RCP 4.5, le PRFC présente une valeur d'environ 75 kg PM10-eq, contre environ 460 kg PM10-eq pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 87 kg PM10-eq, tandis que le chemisage reste proche de 460 kg PM10-eq. Le PRFC reste donc nettement moins impactant malgré la légère hausse observée avec RCP 8.5.

Catégorie d'impact : Acidification terrestre (Terrestrial acidification)

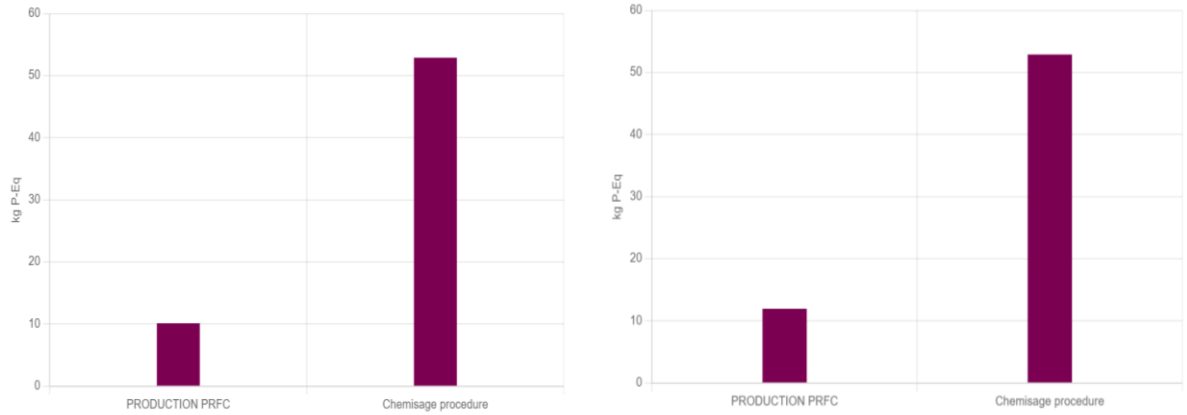


a) Selon le scénario RCP4.5. b) Selon le scénario RCP8.5.

Figure VI. 23 : Impact des méthodes de renforcement sur l'acidification terrestre.

Concernant l'acidification terrestre, le chemisage présente toujours l'impact le plus élevé. Pour RCP 4.5, le PRFC atteint environ 250 kg SO_2-eq, contre 650 kg SO_2-eq pour le chemisage. Pour RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 300 kg SO_2-eq, tandis que le chemisage reste autour de 650 kg SO_2-eq. Le scénario RCP 8.5 augmente donc l'impact du PRFC, mais le chemisage demeure plus pénalisant.

Catégorie d'impact : Eutrophisation des eaux douces (Freshwater eutrophication)

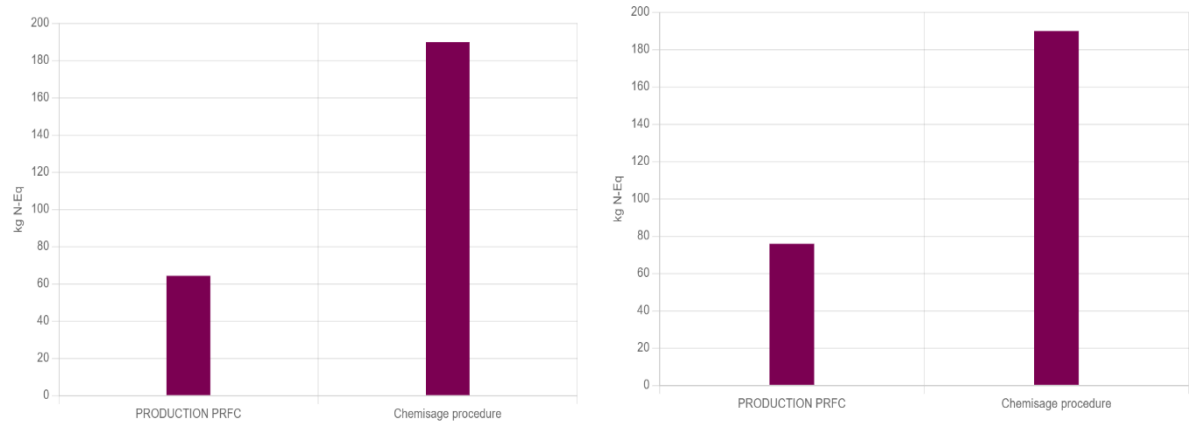


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 24: Impact des méthodes de renforcement sur l'eutrophisation des eaux douces.

Pour l'eutrophisation des eaux douces, le chemisage conserve l'impact dominant. Sous RCP 4.5, le PRFC est estimé à environ 10 kg P-eq, contre 53 kg P-eq pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement à environ 12 kg P-eq, tandis que le chemisage reste proche de 53 kg P-eq. Cette comparaison confirme que le PRFC reste moins impactant dans les deux scénarios.

Catégorie d'impact : Eutrophisation marine (Marine eutrophication)

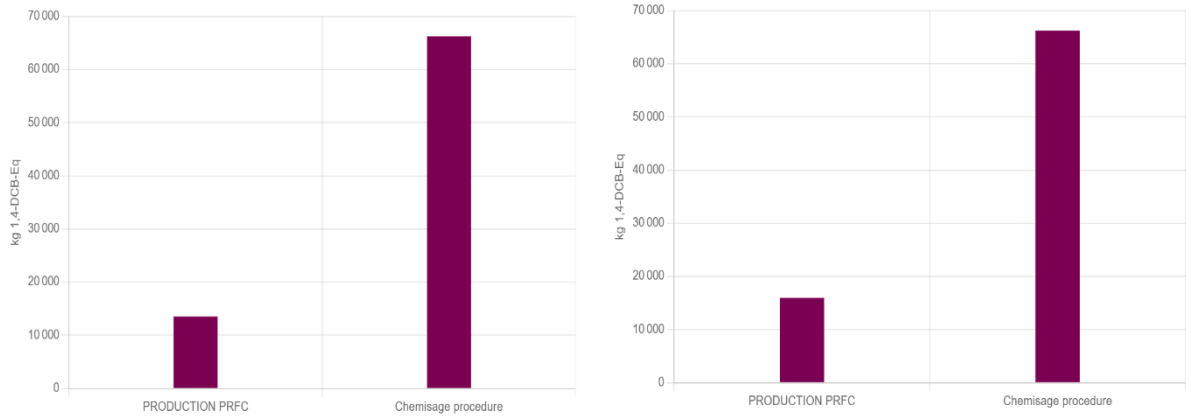


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 25 : Impact des méthodes de renforcement sur l'eutrophisation marine.

Le chemisage exerce une pression plus importante sur les milieux marins. En RCP 4.5, le PRFC atteint environ 62 kg N-eq, contre environ 190 kg N-eq pour le chemisage. En RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 78 kg N-eq, tandis que le chemisage reste autour de 190 kg N-eq. L'impact du PRFC augmente donc avec le scénario 8.5, mais il reste inférieur à celui du chemisage.

Catégorie d'impact : Toxicité humaine (Human toxicity)

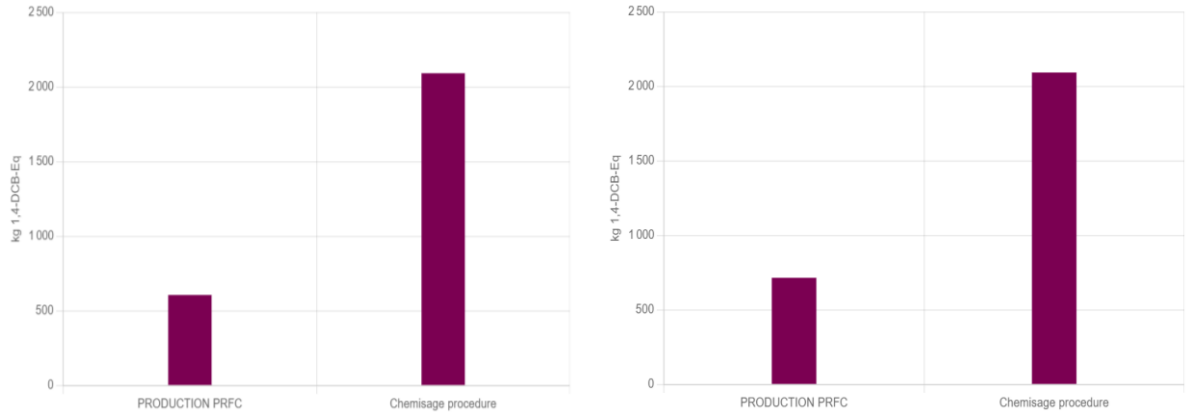


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 26 : Impact des méthodes de renforcement sur la toxicité humaine.

Pour la toxicité humaine, le chemisage présente des valeurs beaucoup plus élevées que le PRFC. Sous RCP 4.5, le PRFC atteint environ 13 000 kg 1,4-DCB-eq, contre environ 65 000 kg 1,4-DCB-eq pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 15 000 kg 1,4-DCB-eq, tandis que le chemisage reste proche de 65 000 kg 1,4-DCB-eq. Le chemisage reste donc la méthode la plus contributive à cette catégorie.

Catégorie d'impact : Écotoxicité des eaux douces (Freshwater ecotoxicity)

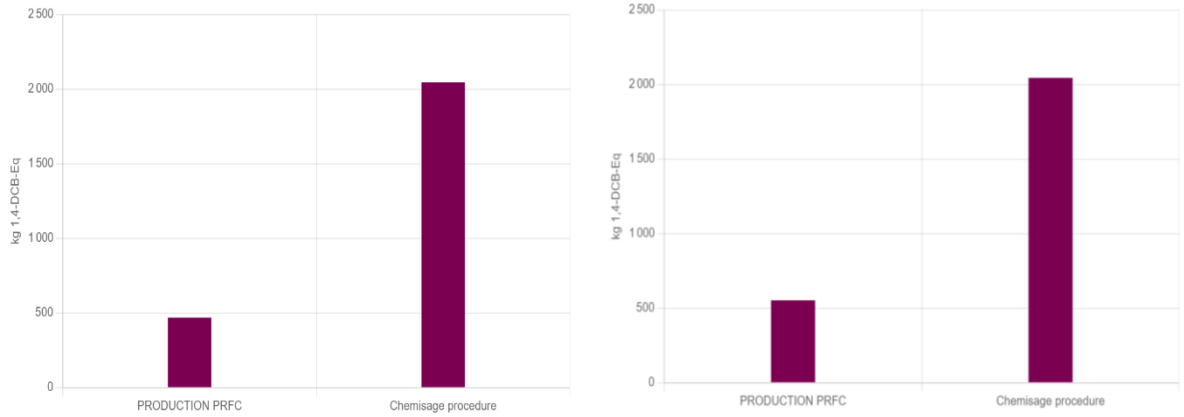


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 27 :Impact des méthodes de renforcement sur l'écotoxicité des eaux douces.

L'écotoxicité des eaux douces reste plus élevée pour le chemisage. Pour RCP 4.5, le PRFC est d'environ 600 kg 1,4-DCB-eq, contre environ 2 100 kg 1,4-DCB-eq pour le chemisage. Pour RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 800 kg 1,4-DCB-eq, alors que le chemisage reste proche de 2 100 kg 1,4-DCB-eq. Le scénario RCP 8.5 accentue légèrement l'impact du PRFC, mais le chemisage reste largement plus impactant.

Catégorie d'impact : Écotoxicité marine (Marine ecotoxicity)

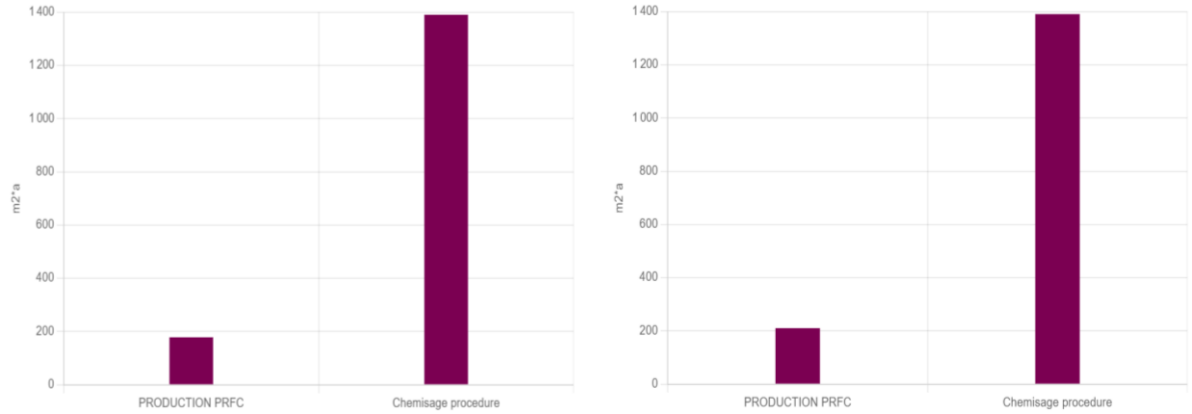


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 28 : Impact des méthodes de renforcement sur l'écotoxicité marine selon le scénario RCP8.5.

Pour l'écotoxicité marine, le chemisage présente également l'impact dominant. Sous RCP 4.5, le PRFC est proche de 450 kg 1,4-DCB-eq, contre environ 2 050 kg 1,4-DCB-eq pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 550 kg 1,4-DCB-eq, tandis que le chemisage reste autour de 2 050 kg 1,4-DCB-eq. Malgré cette hausse, le PRFC conserve un impact nettement inférieur.

Catégorie d'impact : Occupation des terres urbaines (Urban land occupation)

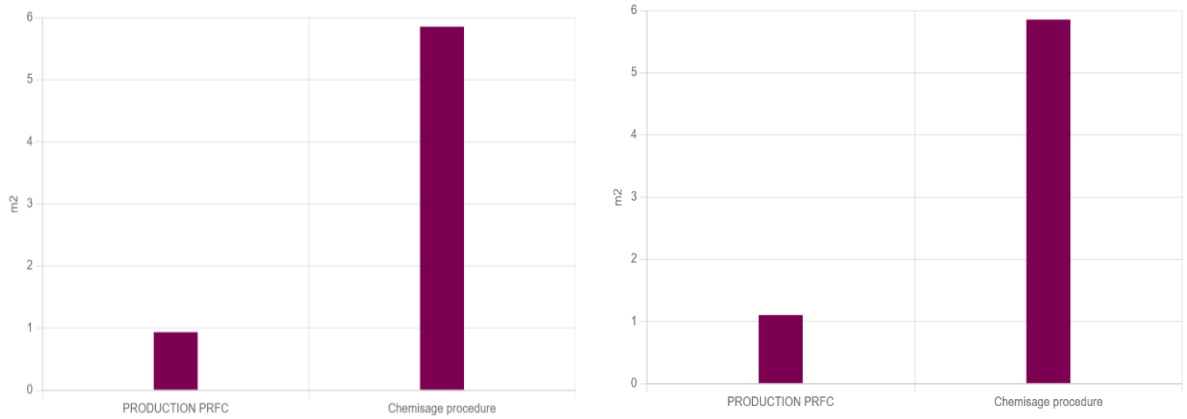


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 29 : Impact des méthodes de renforcement sur l'occupation des terres urbaines.

Le chemisage nécessite une occupation des terres urbaines beaucoup plus importante. En RCP 4.5, le PRFC présente une valeur d'environ 170 m²a, contre environ 1 400 m²a pour le chemisage. En RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 210 m²a, tandis que le chemisage reste proche de 1 400 m²a. L'écart reste donc très important en faveur du PRFC.

Catégorie d'impact : Transformation des terres naturelles (Natural land transformation)

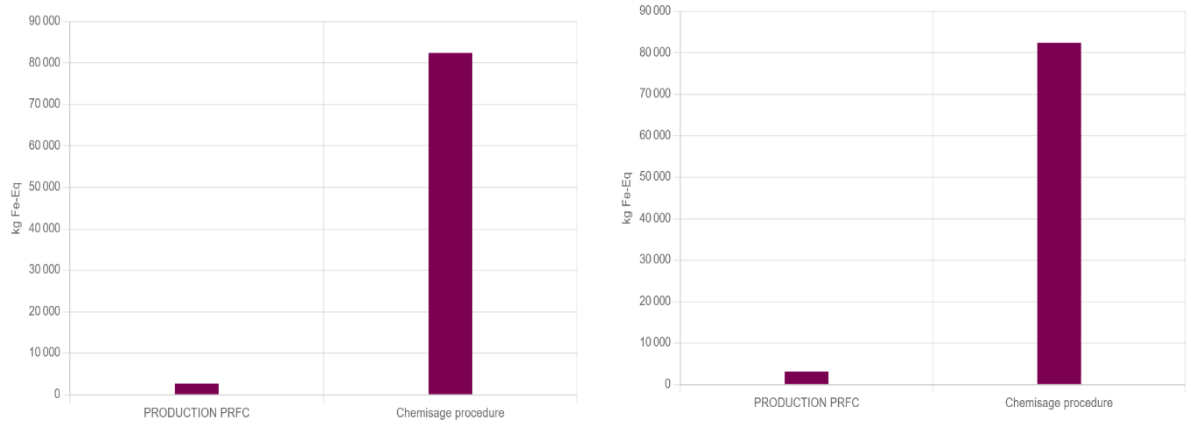


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 30 : Impact des méthodes de renforcement sur la transformation des terres naturelles.

Pour la transformation des terres naturelles, le chemisage reste plus impactant. Sous RCP 4.5, le PRFC atteint environ 0,9 m², contre 5,8 m² pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement à environ 1,1 m², tandis que le chemisage reste proche de 5,8 m². Le scénario RCP 8.5 augmente légèrement l'impact du PRFC, mais le chemisage demeure la solution la plus défavorable.

Catégorie d'impact : Épuisement des métaux (Metal depletion)

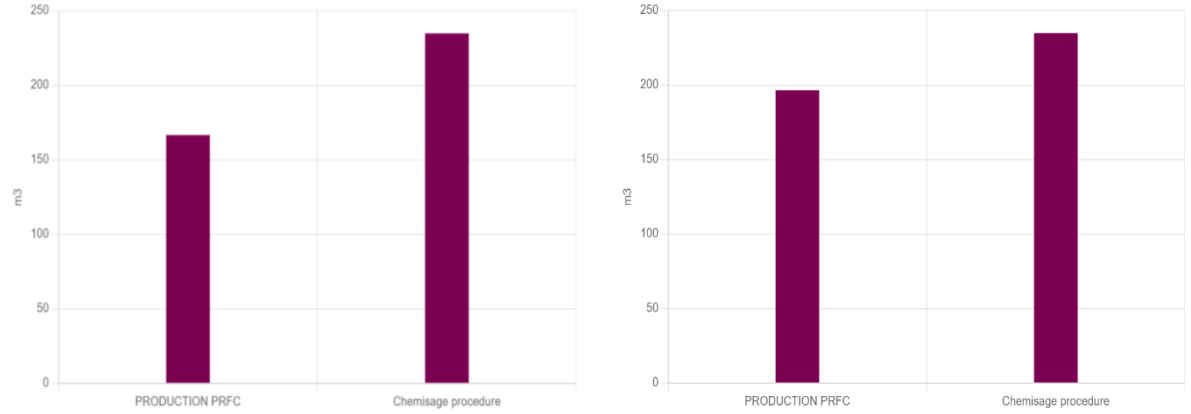


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 31 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement des métaux.

L'épuisement des métaux est très fortement dominé par le chemisage. Pour RCP 4.5, le PRFC présente une valeur d'environ 2 500 kg Fe-eq, contre environ 82 000 kg Fe-eq pour le chemisage. Pour RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 3 000 kg Fe-eq, tandis que le chemisage reste proche de 82 000 kg Fe-eq. Cette différence confirme que le chemisage consomme beaucoup plus de ressources métalliques.

Catégorie d'impact : Épuisement de l'eau (Water depletion)



a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

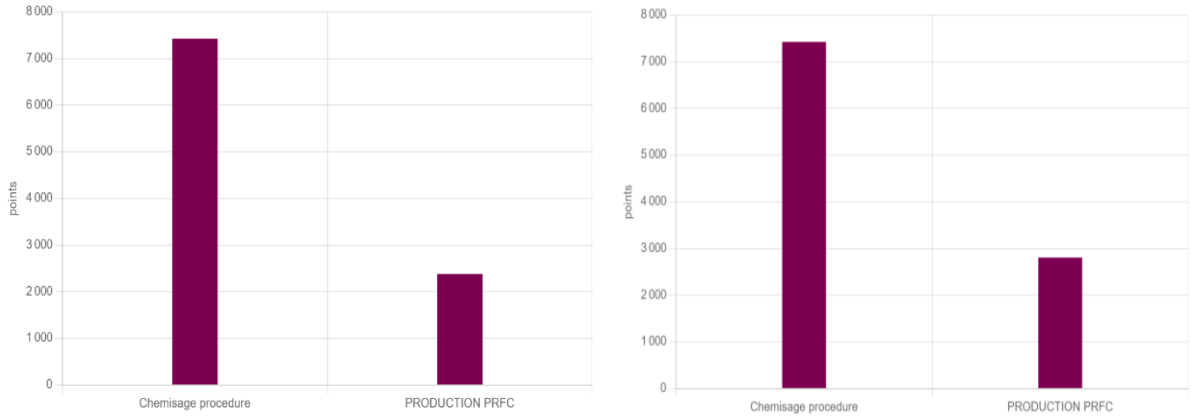
Figure VI. 32 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement de l'eau.

Contrairement à d'autres catégories, l'écart est plus modéré pour l'épuisement de l'eau. Sous RCP 4.5, le PRFC atteint environ 165 m³, contre environ 235 m³ pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 195 m³, tandis que le chemisage reste proche de 235 m³. Le scénario RCP 8.5 réduit donc l'écart entre les deux méthodes, mais le chemisage reste légèrement plus impactant.

VI.12.2. Résultats des impacts environnementaux au niveau endpoint

➢ **Analyse détaillée des catégories d'impact endpoint**

Catégorie d'impact : santé humaine (human health)

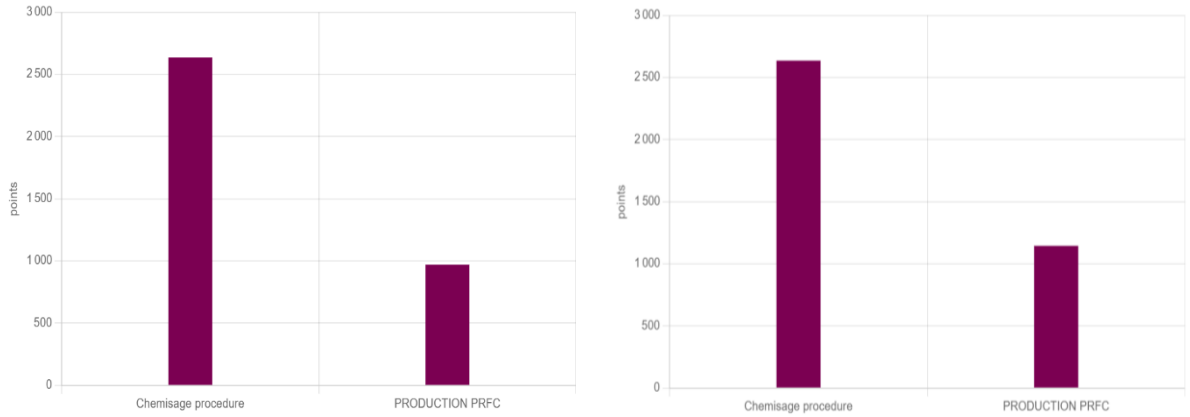


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 33 : Impact des méthodes de renforcement sur la santé humaine.

Les résultats montrent que le chemisage présente l'impact le plus élevé sur la santé humaine dans les deux scénarios. Sous RCP 4.5, le chemisage atteint environ 7 500 points, contre environ 2 400 points pour le PRFC. Sous RCP 8.5, l'impact du PRFC augmente légèrement pour atteindre environ 2 800 points, tandis que le chemisage reste proche de 7 500 points. Ainsi, même avec le scénario RCP 8.5, le PRFC reste nettement moins impactant que le chemisage.

Catégorie d'impact : qualité des écosystèmes (Ecosystem quality)

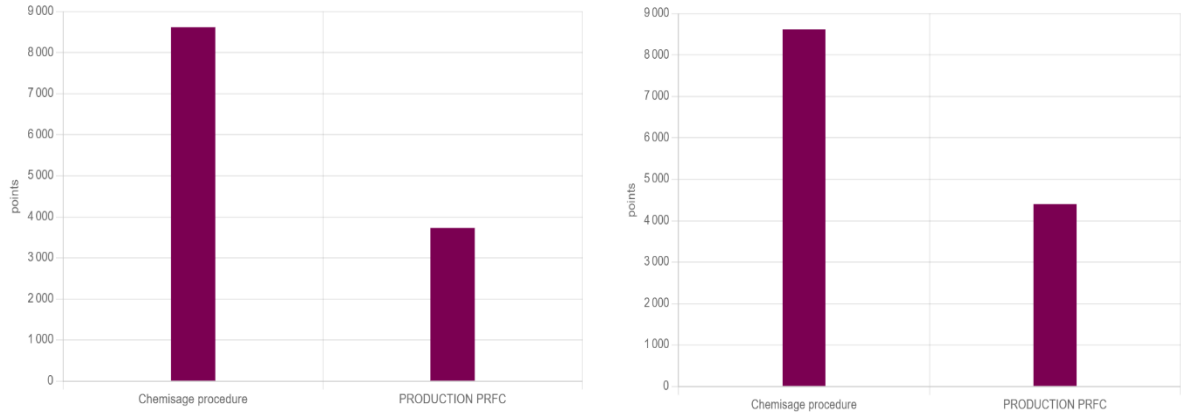


a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 34 : Impact des méthodes de renforcement sur la qualité des écosystèmes.

Pour la qualité des écosystèmes, le chemisage reste également la méthode la plus impactante. En RCP 4.5, il présente une valeur d'environ 2 600 points, contre environ 950 points pour le PRFC. En RCP 8.5, le PRFC augmente légèrement pour atteindre environ 1 200 points, alors que le chemisage reste stable. Cette comparaison montre que le chemisage exerce une pression environnementale plus importante sur les écosystèmes.

Catégorie d'impact : épuisement des ressources (resources depletion)



a) Selon le scénario RCP 4.5 b) Selon le scénario RCP 8.5

Figure VI. 35 : Impact des méthodes de renforcement sur l'épuisement des ressources.

Concernant l'épuisement des ressources, le chemisage présente les valeurs les plus élevées dans les deux scénarios. Sous RCP 4.5, le PRFC atteint environ 3 700 points, contre environ 8 600 points pour le chemisage. Sous RCP 8.5, le PRFC augmente à environ 4 300 points, tandis que le chemisage reste proche de 8 600 points. Le passage au scénario RCP 8.5 augmente donc légèrement l'impact du PRFC, mais le chemisage reste la solution la plus défavorable.

VI.13. CHOIX ET JUSTIFICATION DE LA MÉTHODE DE RENFORCEMENT RETENUE

D'après les résultats obtenus lors de l'analyse comparative ACV entre le chemisage en béton armé et le renforcement par PRFC, il apparaît clairement que le chemisage génère les impacts environnementaux les plus importants. Cette tendance est observée à la fois au niveau midpoint et endpoint, pour les deux scénarios climatiques étudiés, RCP 4.5 et RCP 8.5.

Les résultats montrent également que les impacts du PRFC augmentent légèrement sous le scénario RCP 8.5 par rapport au scénario RCP 4.5. Cependant, ils restent inférieurs à ceux du chemisage dans la majorité des catégories étudiées. Cette différence s'explique principalement par la quantité importante de matériaux utilisés dans le chemisage, notamment le béton et les armatures métalliques, qui contribuent fortement aux impacts environnementaux.

Ainsi, la méthode de renforcement retenue est le renforcement par PRFC. Ce choix se justifie par son meilleur comportement environnemental par rapport au chemisage en béton armé. Il permet de limiter les effets négatifs sur l'environnement tout en assurant le renforcement nécessaire de la structure. Le PRFC constitue donc une solution plus adaptée dans le cadre de cette étude, car il répond aux exigences de renforcement tout en favorisant une approche plus durable.

VI.14. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté la méthodologie de l'Analyse du Cycle de Vie (ACV) en mettant en évidence son importance dans l'évaluation des impacts environnementaux du secteur du bâtiment. Les différentes phases du cycle de vie d'un ouvrage ont été décrites, ainsi que les principes, les objectifs, les modèles et le cadre normatif de l'ACV. Les principales méthodes

d'évaluation des impacts environnementaux, les bases de données et les logiciels dédiés à sa mise en œuvre ont également été présentés. Dans le cadre de cette étude, le logiciel OpenLCA a été retenu pour la modélisation de l'ACV, en s'appuyant sur la base de données Ecoinvent pour l'inventaire des données environnementales. Cette démarche a été appliquée aux différentes techniques de renforcement présentées dans le chapitre précédent afin d'évaluer et de comparer leurs performances environnementales, dans le but d'identifier la solution générant les impacts les plus faibles sur l'environnement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études a porté sur l'étude d'un bâtiment en béton armé de type R+9 avec sous-sol, situé à Dar El Beïda – Bab Ezzouar, dans la wilaya d'Alger. L'objectif principal de ce travail était d'aller au-delà d'une étude structurale classique, en intégrant une analyse de la durabilité de la structure face aux effets du changement climatique.

Dans un premier temps, l'étude structurale a permis de définir les caractéristiques de l'ouvrage, les hypothèses de calcul, les matériaux utilisés ainsi que les dimensions des éléments porteurs. L'analyse sismique a été réalisée conformément au RPA 2024, à travers la vérification du comportement global de la structure, notamment la participation modale, l'effort tranchant à la base, les déplacements inter-étages, l'effet P-Δ et la stabilité générale. Cette partie a permis de valider la conception de la structure et de procéder au ferraillage des éléments structuraux et secondaires.

La deuxième partie du travail a été consacrée à l'étude de la vulnérabilité de la structure face à la corrosion des armatures sous l'effet des conditions climatiques. Dans cette étude, la corrosion considérée est principalement liée à la carbonatation, car l'ouvrage se situe dans un environnement urbain non marin. Les paramètres climatiques, tels que la température et l'humidité relative, ont été pris en compte à partir des données CORDEX, selon deux scénarios climatiques : RCP 4.5 et RCP 8.5.

Les résultats obtenus ont montré que le taux de corrosion final des armatures varie selon les modèles climatiques. Cette variation confirme l'influence des conditions climatiques futures sur la durabilité du béton armé.

Après l'évaluation de la corrosion, une analyse pushover a été réalisée afin d'étudier l'effet de cette dégradation sur la capacité de la structure. La comparaison entre la structure saine et les modèles corrodés a montré une diminution de la capacité résistante, ce qui confirme l'impact négatif de la corrosion sur le comportement global de l'ouvrage. Ces résultats ont donc justifié la nécessité de prévoir un renforcement adapté.

Deux solutions de confortement ont été étudiées : le chemisage en béton armé et le renforcement par polymères renforcés de fibres de carbone, appelés PRFC. Le chemisage permet d'augmenter la résistance et la rigidité des éléments renforcés, mais il nécessite des quantités importantes de béton et d'acier, ce qui augmente la masse de la structure et peut modifier son comportement dynamique. Le PRFC, quant à lui, constitue une solution plus légère, permettant d'améliorer la résistance des éléments sans augmenter fortement leurs dimensions ni leur poids propre.

Le dimensionnement des deux solutions a permis de déterminer les quantités de matériaux nécessaires pour chaque scénario climatique. Ces quantités ont ensuite été utilisées dans l'analyse du cycle de vie réalisée sous OpenLCA, afin de comparer les impacts environnementaux du chemisage et du PRFC.

Les résultats de l'ACV ont montré que le chemisage en béton armé présente les impacts environnementaux les plus élevés dans la majorité des catégories étudiées. Cela s'explique principalement par les quantités importantes de béton et d'acier utilisées. À l'inverse, le

renforcement par PRFC présente des impacts plus faibles dans la plupart des catégories, même lorsque les impacts augmentent légèrement sous le scénario RCP 8.5.

Ainsi, le renforcement par PRFC apparaît comme la solution la plus favorable dans le cadre de cette étude. Il permet de répondre au besoin de confortement tout en limitant davantage les impacts environnementaux par rapport au chemisage en béton armé. Ce choix permet donc de concilier la sécurité structurale, la durabilité de l'ouvrage et la réduction des effets sur l'environnement.

Ce travail montre enfin l'importance d'intégrer les effets du changement climatique dans l'évaluation des structures en béton armé. Il met aussi en évidence que le choix d'une technique de renforcement ne doit pas se baser uniquement sur son efficacité mécanique, mais également sur son impact environnemental.

Enfin, ce projet de fin d'études a constitué une expérience enrichissante qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation à l'ENSTP, tout en développant nos capacités d'analyse, de réflexion et de résolution de problèmes d'ingénierie. Nous espérons valoriser et approfondir ces acquis dans notre future carrière professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1] Abel Castañeda, Howland, J. J., Francisco CORVO, & Rigoberto MARRERO. (2018). Penetration of marine aerosol in a tropical coastal city : Havana. *Atmósfera*, *31*(1), 87-104. https://doi.org/10.20937/ATM.2018.31.01.06

[2] Adibi, N. (2017). *Development of a new resource consumption impact assessment indicator : Applied to extraction of materials versus recycling.*

[3] Alanbari, M. A., Alazzawi, H. Q., Al-Ansari, N., & Knutsson, S. (2015). Application of SimaPro7 on Al-Hilla City Sewerage Network, Iraq. *Engineering*, *07*(05), 224-229. https://doi.org/10.4236/eng.2015.75019

[4] Al-Hammad, D. A.-M. (s. d.). *PRINCIPLES OF MAINTENANCE*.

[5] Anna Braune & Christine Ruiz Durán. (2018). *Life Cycle Assessments – A Guide on Using the LCA*. DGNB – German Sustainable Building Council.

[6] ASTM International. (2015). *ASTM G102-89*.

[7] Atescan-Yuksek, Y., Mills, A., Ayre, D., Koziol, K., & Salonitis, K. (2024a). Comparative life cycle assessment of aluminium and CFRP composites : The case of aerospace manufacturing. *The International Journal of Advanced Manufacturing Technology*, *131*(7-8), 4345-4357. https://doi.org/10.1007/s00170-024-13241-3

[8] Ahmed, H. A., Wang, Z., & Li, Y. (2025). Life cycle sustainability assessment and optimization of seismic retrofit solutions for RC frame structures. *Case Studies in Construction Materials, 22*, e04315. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2025.e04315

[9] Antoniou, S. (2021, décembre 17). Application of Reinforced Concrete Jackets. *Seismosoft.* https://seismosoft.com/application-of-reinforced-concrete-jackets/

[10] Aşıkoğlu, A., Vasconcelos, G., & Lourenço, P. B. (2021). Overview on the Nonlinear Static Procedures and Performance-Based Approach on Modern Unreinforced Masonry Buildings with Structural Irregularity. *Buildings, 11*(4), 147. https://doi.org/10.3390/buildings11040147

[11] Bare, J. (2011). TRACI 2.0 : The tool for the reduction and assessment of chemical and other environmental impacts 2.0. *Clean Technologies and Environmental Policy*, *13*(5), 687-696. https://doi.org/10.1007/s10098-010-0338-9

[12] Berradja, A. (2019). Electrochemical Techniques for Corrosion and Tribocorrosion Monitoring : Methods for the Assessment of Corrosion Rates. In *Corrosion Inhibitors*. IntechOpen. https://doi.org/10.5772/intechopen.86743

[13] Bhowmik, S., & Riyar, R. L. (2023a, décembre). Carbonation And Chloride-Induced Corrosion Fatigue Life Prediction Of Reinforced Concrete. *Proceedings of the 11th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. 11th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. https://doi.org/10.21012/FC11.0923105

[14] *Building Life Cycle Assessment (LCA) : Concept and Approaches*. (2024). Global Green Growth Institute (GGGI).

[15] Bureau d'audiences publiques sur l'environnement. (2007). *Évaluation et comparaison de scénarios de GMR selon une approche de cycle de vie*.

[16] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). (2025). *Règles parasismiques algériennes (RPA 2024), D.T.R-B.C.2.48*. Édition CGS.

[17] Centre du Bâtiment et des Travaux Publics (CBA). (1993). *Règles de conception et de calcul en béton armé (DTR-BC-2.41)*.

[18] C. Ployaert. (2008). *La corrosion des armatures des bétons armés et précontraints*. FEBELCEM (Fédération de l'Industrie Cimentière Belge) Place.

[19] CEN (European Committee for Standardization). (2008.). *Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings*.

[20] Charron, I. (s. d.). *Guide sur les scénarios climatiques : Utilisation*.

[21] Cheng, L., & Maruyama, I. (2022). EFFECT OF RELATIVE HUMIDITY AND TEMPERATURE ON STEEL CORROSION RATE IN CHLORIDE CONTAMINATED MORTAR. *Cement Science and Concrete Technology*, *75*(1), 225-232. https://doi.org/10.14250/cement.75.225

[22] Christoph Gehlen. (2000). *Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken : Zuverlässigkeitsbetrachtungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion*. RWTH Aachen.

[23] Collepardi, M., Marcialis, A., & Turriziani, R. (1972). Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes. *Journal of the American Ceramic Society*, *55*(10), 534-535. https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1972.tb13424.x

[24] *Cradle-to-Site : Calculate the embodied carbon of your materials up to the construction site*. (s. d.). Manglai. Consulté 22 mai 2026, à l'adresse https://www.manglai.io/

[25] ChBhupal Reddy & K. Vasugi. (2017). *Capacity Spectrum Method on RCC and Composite Frame Structures*.

[26] *CORDEX regional climate model data on single levels*. (s. d.). Consulté 8 avril 2026, à l'adresse https://cds.climate.copernicus.eu/datasets/projections-cordex-domains-single-levels?tab=download

[27] Corvo, F., Pérez, T., Martin, Y., Reyes, J., Dzib, L. R., González-Sánchez, J., & Castañeda, A. (2008). Time of wetness in tropical climate : Considerations on the estimation of TOW according to ISO 9223 standard. *Corrosion Science*, *50*(1), 206-219. https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.06.012

[28] Das, S. (2011). Life cycle assessment of carbon fiber-reinforced polymer composites. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, *16*(3), 268-282. https://doi.org/10.1007/s11367-011-0264-z

[29] Davidson, M., Graunke, R., Green, A., Haelsig, H., Heinemann, L., Antony Jose, S., & Menezes, P. L. (2026). Carbon Fiber-Reinforced Polymer Matrix Composites : Processing, Properties, and Applications. *Fibers*, *14*(3), 29. https://doi.org/10.3390/fib14030029

[30] Dong, W., Karalis, G., Liebscher, M., Wang, T., Liu, P., Li, W., & Mechtcherine, V. (2025). Multifunctional carbon fibre reinforced polymer (CFRP) composites for sustainable and smart civil infrastructure : A comprehensive review. *Sustainable Materials and Technologies*, *45*, e01594. https://doi.org/10.1016/j.susmat.2025.e01594

[31] *DRIAS, Les futurs du climat—Accompagnement*. (s. d.). Consulté 15 mars 2026, à l'adresse https://www.drias-climat.fr/accompagnement/sections/175

[32] Duflou, J. R., J. De Moor, I. Verpoest, & W. Dewulf. (s. d.). *Environmental impact analysis of composite use in car manufacturing*.

[33] Enrico Spacone & Russel Martino. (s. d.). *Nonlinear Pushover Analysis*

of Reinforced Concrete Structures [Technical Report]. University of Colorado Boulder.

[34] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE).

[35] Freeman, S. A., Associates, E., & Street, P. (s. d.). *REVIEW OF THE DEVELOPMENT OF THE CAPACITY SPECTRUM METHOD*.

[36] Fedou, A. (2018). *L'analyse du Cycle de Vie dans le cadre de l'ISO 14001*.

[37] Fitzgerald, A. (2024). *Life Cycle Assessment for Carbon Fibre manufacture* [Application/pdf]. https://doi.org/10.15126/THESIS.901040

[38] Furkan Günday. (s. d.). *Research of Jacketing of Shear Walls on Dynamic Parameters of RC Structure*.

[39] Giorgi, F., Jones, C., & Asrar, G. R. (2009). *Addressing climate information needs at the regional level : The CORDEX framework*.

[40] González, J. A., Andrade, C., Alonso, C., & Feliu, S. (1995). Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, *25*(2), 257-264. https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00006-2

[41] Grahovac, M. (s. d.). *A Review of International LCA-Standards in the Building Sector*.

[42] Gomaa, A. M., & Ahmed, M. A. (s. d.). *Pushover Analysis of Corroded RC Buildings by User- Defined Plastic Hinge Properties*.

[43] Gudmundsson, L., Bremnes, J. B., Haugen, J. E., & Engen Skaugen, T. (2012). Technical Note : Downscaling RCM precipitation to the station scale using quantile mapping – a comparison of methods. Hydrometeorology/Mathematical applications. https://doi.org/10.5194/hessd-9-6185-2012

[44] Han, Z., Gao, J., Song, H., & Xu, G. (2024). Bond Properties of CFRP Externally Bonded Reinforcement on Groove in Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, *18*(1), 32. https://doi.org/10.1186/s40069-024-00678-9

[45] Hanna, J. W., Kim, M.-S., Ramsey, A. C., Omdal, D. W., Mulvey, R. L., Goodrich, B. A.,Ferguson, B. A., Bronson, J. J., Goheen, E. M., Chadwick, K. L., Kearns, H. S. J., Lockman, I. B., LaBarge, A. K. B., Stewart, J. E., Maffei, H. M., Oblinger, B. W., Smith, A. L., Ross-Davis, A. L., Shaw, D. C., … Klopfenstein, N. B. (s. d.). *Maximum entropy-based bioclimatic models predict areas of current and future suitable habitat for Armillaria species in western Oregon and western Washington*.

[46] Hill, C., & Norton, A. (2020). *LCA database of environmental impacts to inform material selection process*.

[47] Habib, A., Yildirim, U., & Eren, O. (2020). Column repair and strengthening using RC jacketing : A brief state-of-the-art review. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(3), 75. https://doi.org/10.1007/s41062-020-00329-4

[48] International Federation for Structural Concrete & International Federation for Structural Concrete (Éds.). (2006). *Model code for service life design*. International Federation for Structural Concrete (fib).

[49] *Introduction complète au polymère renforcé de fibre de carbone (CFRP)*. (2024, août 16). https://tymagnets.com/fr/introduction-du-polym%C3%A8re-renforc%C3%A9-de-fibres-de-carbone-cfrp/

[50] Ismaeil, M. (2018). Seismic Capacity Assessment of Existing RC Building by Using Pushover Analysis. *Civil Engineering Journal*, *4*(9), 2034-2043. https://doi.org/10.28991/cej-03091136

[51] Jesús Rodríguez & Carmen Andrade. (2000). *Manual for Assessing Corrosion-Affected Concrete Structures*. CONTECVET Project – EC Innovation Programme.

[52] Jacquet, L., Le Duigou, A., & Kerbrat, O. (2024). A Proposal for a Carbon Fibre-Manufacturing Life-Cycle Inventory : A Case Study from the Competitive Sailing Boat Industry. *Journal of Composites Science*, *8*(7), 276. https://doi.org/10.3390/jcs8070276

[53] J.R. Fekete & J.N. Hall. (2017). Design of auto body : Materials perspective. In *Automotive Steels* (p. 1-18). Woodhead Publishing. https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100638-2.00001-8

[54] Karuppannan Gopalraj, S., Deviatkin, I., Horttanainen, M., & Kärki, T. (2021). Life Cycle Assessment of a Thermal Recycling Process as an Alternative to Existing CFRP and GFRP Composite Wastes Management Options. *Polymers*, *13*(24), 4430. https://doi.org/10.3390/polym13244430

[55] Kathrina Simonen, Monica Huang, Barbara X. Rodriguez, & Lindsay Todaro. (2019). *Life Cycle Assessment of Buildings : A Practice Guide*. Carbon Leadership Forum University of Washington.

[56] Karkour, S., Rachid, S., Maaoui, M., Lin, C.-C., & Itsubo, N. (2021). Status of Life Cycle Assessment (LCA) in Africa. *Environments*, *8*(2), 10. https://doi.org/10.3390/environments8020010

[57] Kim, S., Joo, K., Kim, H., Shin, J.-Y., & Heo, J.-H. (2021). Regional quantile delta mapping method using regional frequency analysis for regional climate model precipitat ion. *Journal of Hydrology*, *596*, 125685. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125685

[58] Kuria, K. K., & Kegyes-Brassai, O. K. (2023). Pushover Analysis in Seismic Engineering : A Detailed Chronology and Review of Techniques for Structural Assessment. *Applied Sciences*, 14(1), 151. https://doi.org/10.3390/app14010151

[59] Lee, S. H., An, L. S., & Kim, H. K. (2024). Life-cycle environmental impact assessment of bridge designs considering maintenance strategy. In J. S. Jensen, D. M. Frangopol, & J. W. Schmidt, *Bridge Maintenance, Safety, Management, Digitalization and Sustainability* (1re éd., p. 580-585). CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781003483755-66

[60] *Les scénarios SSP | Carbone 4*. (s. d.). Consulté 15 mars 2026, à l'adresse https://carbone4.com/fr/publication-scenarios-ssp-adaptation

[61] Life Cycle Assessment of Sugarcane Biorefinery : Energy Use, Environmental Assessment, and Other Sustainability Indicators. (2018). In *Advances in Sugarcane Biorefinery* (p. 213-239). Elsevier. https://doi.org/10.1016/B978-0-12-804534-3.00011-2

[62] *Life Cycle Boundary | ECO-CM (Embodied Carbon Of Construction Materials) database | HKUST*. (s. d.). Consulté 22 mai 2026, à l'adresse https://cejcheng.people.ust.hk/ec/methodologyLCB.html

[63] *Life Cycle Impact Assessment : Most Popular LCIA Methods*. (s. d.). Consulté 5 juin 2026, à l'adresse https://go.ipoint-systems.com/blog/lcia-indicator

[64] Linwen Yu, Raoul François, Vu Hiep Dang, Valérie L'Hostis, & Richard Gagné. (2015). *Distribution of corrosion and pitting factor of steel in corroded RC beams*. *95*,

384-392.

[65] Lopez-Ferber, M., & Junqua, G. (2018). *Application de l'Analyse de Cycle de Vie dans les Etudes d'Impact Environnementaux : Etat actuel et perspectives*.

[66] Ministère de l'Équipement. (1991/1999). *BAEL 91 modifié 99 : Béton armé aux états limites (DTU)*.

[67] Mallick, P. K. (2008). *Fiber-reinforced composites : Materials, manufacturing, and design* (3rd ed., [expanded and rev. ed.]). CRC Press.

[68] Martino, R., Spacone, E., & Kingsley, G. (2000). *Nonlinear Pushover Analysis of RC Structures* (p. 8). https://doi.org/10.1061/40492(2000)38

[69] Megha Mittal & Ashrakat Hamed. (s. d.). *Building Life Cycle Assessment in openLCA*. GreenDelta.

[70] Meinshausen, M., Smith, S. J., Calvin, K., Daniel, J. S., Kainuma, M. L. T., Lamarque, J.-F., Matsumoto, K., Montzka, S. A., Raper, S. C. B., Riahi, K., Thomson, A., Velders, G. J. M., & Van Vuuren, D. P. P. (2011). The RCP greenhouse gas concentrations and their extensions from 1765 to 2300. *Climatic Change*, *109*(1-2), 213-241. https://doi.org/10.1007/s10584-011-0156-z

[71] Meng, F. (s. d.). *Environmental and Cost analysis of Carbon Fibre Composites Recycling*.

[72] Michałowska-Maziejuk, D., & Goszczyńska, B. (2023). Effectiveness of Strengthening RC Beams Using Composite Materials—An Accelerated Strengthening Method. *Materials*, *16*(13), 4847. https://doi.org/10.3390/ma16134847

[73] Milić, I., & Bleiziffer, J. (2024). Life cycle assessment of the sustainability of bridges : Methodology, literature review and knowledge gaps. *Frontiers in Built Environment*, *10*, 1410798. https://doi.org/10.3389/fbuil.2024.1410798

[74] *Model Code 2010. 1*. (2012). International Federation for Structural Concrete (fib).

[75] Monti, G., & Liotta, M. A. (s. d.). *FRP-Strengthening in Shear : Tests and Design Equations*.

[76] Moss, R. H., Edmonds, J. A., Hibbard, K. A., Manning, M. R., Rose, S. K., Van Vuuren, D. P., Carter, T. R., Emori, S., Kainuma, M., Kram, T., Meehl, G. A., Mitchell, J. F. B., Nakicenovic, N., Riahi, K., Smith, S. J., Stouffer, R. J., Thomson, A. M., Weyant, J. P., & Wilbanks, T. J. (2010). The next generation of scenarios for climate change research and assessment. *Nature*, *463*(7282), 747-756. https://doi.org/10.1038/nature08823

[77] Nasrollahzadeh, K., & Afzali, S. (2019). Fuzzy logic model for pullout capacity of near-surface-mounted FRP reinforcement bonded to concrete. *Neural Computing and Applications*, *31*. https://doi.org/10.1007/s00521-018-3590-2

[78] Nickel, L. (2025a, mars 11). Cradle-to-cradle : What is it & how does it work in LCA? *Ecochain*. https://ecochain.com/blog/cradle-to-cradle-in-lca/

[79] Nunes, A. O., Viana, L. R., Guineheuc, P.-M., Da Silva Moris, V. A., De Paiva, J. M. F., Barna, R., & Soudais, Y. (2018). Life cycle assessment of a steam thermolysis process to recover carbon fibers from carbon fiber-reinforced polymer waste. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, *23*(9), 1825-1838. https://doi.org/10.1007/s11367-017-1416-6

[80] Orcesi, A., O'Connor, A., Diamantidis, D., Sykora, M., Wu, T., Akiyama, M., Alhamid,

A. K., Schmidt, F., Pregnolato, M., Li, Y., Salarieh, B., Salman, A. M., Bastidas-Arteaga, E., Markogiannaki, O., & Schoefs, F. (2022). Investigating the Effects of Climate Change on Structural Actions. *Structural Engineering International*, *32*(4), 563-576. https://doi.org/10.1080/10168664.2022.2098894

[81] Salgado, R. A., Apul, D., & Guner, S. (2020). Life cycle assessment of seismic retrofit alternatives for reinforced concrete frame buildings. *Journal of Building Engineering*, 28, 101064. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101064

[82] *Scénarios d'émissions : Les RCP – DonneesClimatiques.ca*. (s. d.). Consulté 8 avril 2026, à l'adresse https://donneesclimatiques.ca/ressource/scenarios-demissions-rcp/

[83] Sh, K., & Fr, K. (2020). Review on the Strengthening of Reinforced Concrete Columns by Reinforced Concrete Jacketing. *Saudi Journal of Civil Engineering, 04*(01), 10 20. https://doi.org/10.36348/sjce.2020.v04i01.002

[84] Patrick Josse. (2021). *Projections régionalisées du climat jusqu'en 2100 par Météo-France*. Journée scientifique et technique du CFMS.

[85] Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley. https://doi.org/10.1002/9780470172841

[86] Phuong Anh Vo Dong & Catherine Azzaro-Pantel. (2015). Modelling of Environmental Impacts and Economic Benefits of Fibre Reinforced Polymers Composite Recycling Pathways. In *Computer Aided Chemical Engineering* (Vol. 37, p. 2009-2014). Elsevier. https://doi.org/10.1016/B978-0-444-63576-1.50029-7

[87] PLanTon, S., BRaConnoT, P., CaSSou, C., DuFRESnE, J.-L., & HaLLEGaTTE, S. (s. d.). *Les nouveaux scénarios climatiques du GIEC The new IPCC climate scenarios*.

[88] *Polymer Matrix Composite—An overview | ScienceDirect Topics*. (s. d.). Consulté 7 mars 2026, à l'adresse https://www.sciencedirect.com/topics/physics-and-astronomy/polymer-matrix-composite

[89] Poranek, N., Pikoń, K., Generowicz-Caba, N., Mańka, M., Kulczycka, J., Marinis, D., Farsari, E., Amanatides, E., Lewandowska, A., Sajdak, M., Werle, S., & Sobek, S. (2025). Comparative LCA Analysis of Selected Recycling Methods for Carbon Fibers and Socio-Economic Analysis. *Materials*, *18*(11), 2660. https://doi.org/10.3390/ma18112660

[90] Pradeleix, L., Roux, P., Bouarfa, S., & Bellon-Maurel, V. (2023). Multilevel life cycle assessment to evaluate prospective agricultural development scenarios in a semi-arid irrigated region of Tunisia. *Agricultural Systems*, *212*, 103766. https://doi.org/10.1016/j.agsy.2023.103766

[91] Quist, Z. (2024, février 3). Life Cycle Assessment (LCA)—Complete Beginner's Guide. *Ecochain*. https://ecochain.com/blog/life-cycle-assessment-lca-guide/

[92] Qureshi, H. J., & Saleem, M. U. (2018). Flexural and Shear Strain Characteristics of Carbon Fiber Reinforced Polymer Composite Adhered to a Concrete Surface. *Materials*, *11*(12), 2596. https://doi.org/10.3390/ma11122596

[93] Ramachandran, K., Gnanasagaran, C. L., & Vekariya, A. (2023). Life cycle assessment of carbon fiber and bio-fiber composites prepared via vacuum bagging technique. *Journal of Manufacturing Processes*, *89*, 124-131. https://doi.org/10.1016/j.jmapro.2023.01.068

[94] *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures* (ACI 440R-07). (2007). American Concrete Institute.

[95] Saura Gómez, P., Sánchez Montero, J., Torres Martín, J. E., Chinchón-Payá, S.,

Rebolledo Ramos, N., & Galao Malo, Ó. (2023). Carbonation-Induced Corrosion of Reinforced Concrete Elements according to Their Positions in the Buildings. *Corrosion and Materials Degradation*, *4*(3), 345-363. https://doi.org/10.3390/cmd4030018

[96] Sbahieh, S., Mckay, G., & Al-Ghamdi, S. G. (2023). A comparative life cycle assessment of fiber-reinforced polymers as a sustainable reinforcement option in concrete beams. *Frontiers in Built Environment*, *9*, 1194121. https://doi.org/10.3389/fbuil.2023.1194121

[97] Soudki, K., & Alkhrdaji, T. (2005). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-02). *Structures Congress 2005*, 1-8. https://doi.org/10.1061/40753(171)159

[98] Stefanoni, M., Angst, U., & Elsener, B. (2018). Corrosion rate of carbon steel in carbonated concrete – A critical review. *Cement and Concrete Research*, *103*, 35-48. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.10.007

[99] Stewart, M. G. (2004). Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. *Structural Safety*, *26*(4), 453-470. https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2004.03.002

[100] Stewart, M. G., Wang, X., & Nguyen, M. N. (2011). Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration. *Engineering Structures*, *33*(4), 1326-1337. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.010

[101] Teng, J. G., Chen, J. F., Smith, S. T., & Lam, L. (s. d.). *BEHAVIOUR AND STRENGTH OF FRP-STRENGTHENED RC STRUCTURES: A STATE-OF-THE-ART REVIEW*.

[102] Tuutti Kyösti. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm.

[103] Understanding Life Cycle Assessment : From Cradle-to-Grave in ESG Reporting | Blog | ASUENE | The enterprise climate cloud platform | Carbon Calculation Decarbonization SaaS. (2025, juin 4). *ASUENE*. https://asuene.com/us/blog/understanding-life-cycle-assessment-from-cradle-to-grave-in-esg-reporting

[104] United Nations Environment Programme. (2022). *2022 Global Status Report for Buildings and Construction : Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector*.

[105] United Nations Environment Programme. (2025). *Not just another brick in the wall : The solutions exist - Scaling them will build on progress and cut emissions fast. Global Status Report for Buildings and Construction 2024/2025*. United Nations Environment Programme. https://doi.org/10.59117/20.500.11822/47214

[106] United Nations Environment Programme (UNEP). (2024). Emissions Gap Report 2024 : No more hot air … please! *United Nations Environment Programme (UNEP)*.

[107] UKIM-ZIIS-Skopje, R.N.Macedonia, Nechevska-Cvetanovska, G., Roshi, A., & Bojadjieva, J. (2019). SEISMIC STRENGTHENING OF EXISTING RC BUILDINGS STRUCTURES USING CONCRETE JACKETING AND FRP MATERIALS. *Elektronički Časopis Građevinskog Fakulteta Osijek*, 68-80. https://doi.org/10.13167/2019.19.7

[108] Villalba, P., Sánchez-Garrido, A. J., & Yepes, V. (2024). Life

cycle evaluation of seismic retrofit alternatives for reinforced concrete columns. *Journal of Cleaner Production*, *455*, 142290. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.142290

[109] Val, D. V., & Melchers, R. E. (1997). Reliability of Deteriorating RC Slab Bridges. *Journal of Structural Engineering*, *123*(12), 1638-1644. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:12(1638)

[110] Val, D. V., & Stewart, M. G. (2003). Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural Safety*, *25*(4), 343-362. https://doi.org/10.1016/S0167-4730(03)00014-6

[111] van Vuuren, D. P., Edmonds, J., Kainuma, M., Riahi, K., Thomson, A., Hibbard, K., Hurtt, G. C., Kram, T., Krey, V., Lamarque, J.-F., Masui, T., Meinshausen, M., Nakicenovic, N., Smith, S. J., & Rose, S. K. (2011). The representative concentration pathways : An overview. *Climatic Change*, *109*(1), 5. https://doi.org/10.1007/s10584-011-0148-z

[112] Vogiantzi, C., & Tserpes, K. (2025). A Comparative Environmental and Economic Analysis of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Recycling Processes Using Life Cycle Assessment and Life Cycle Costing. *Journal of Composites Science*, *9*(1), 39. https://doi.org/10.3390/jcs9010039

[113] Walraven, J., & Stoelhorst, D. (Éds.). (2008). *Tailor Made Concrete Structures : New Solutions for our Society (Abstracts Book 314 pages + CD-ROM full papers 1196 pages)*. CRC Press. https://doi.org/10.1201/9781439828410

[114] *What is an LCA? 3 life-cycle assessment examples | One Click LCA*. (s. d.). Consulté 22 mai 2026, à l'adresse https://oneclicklca.com/en/resources/articles/life-cycle-assessment-examples-and-lca-defined/

[115] Zambon, I., Vidović, A., & Strauss, A. (2017). Reliability of Existing Concrete Structures Determined with Physical Models—Carbonation Induced Corrosion. *Solid State Phenomena*, *259*, 255-260. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/SSP.259.255

ANNEXES

ANNEXE A1 : DONNÉS GÉOTECHNIQUES DU SITE.

L'étude géotechnique réalisée sur le site de Bab Ezzouar (Alger) a permis de constater :

- **Du point de vue géologique**

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 hydrologique**

Aucune présence d'eau n'a été détectée lors de notre investigation géotechnique.

- **Du point de vue géotechnique**

Les résultats de l'étude géotechnique montrent que :

- Les fondations superficielles peuvent être ancrées à partir de 2,5 m de profondeur au niveau de la formation gréseuse.
- La contrainte admissible du sol est égale à 2,5 bars.
- Selon les essais pressiométriques, le site est classé S2 (sol ferme) conformément au RPA2024.
- Les tassements sont instantanés et se produisent principalement pendant la phase de réalisation.
- L'analyse chimique du sol montre une agressivité nulle vis-à-vis du béton.
- Selon le RPA2024, la région de Bab Ezzouar est située en zone de forte sismicité (Zone VI).

ANNEXE A2 : ETUDE SISMIQUE (RPA 2024).

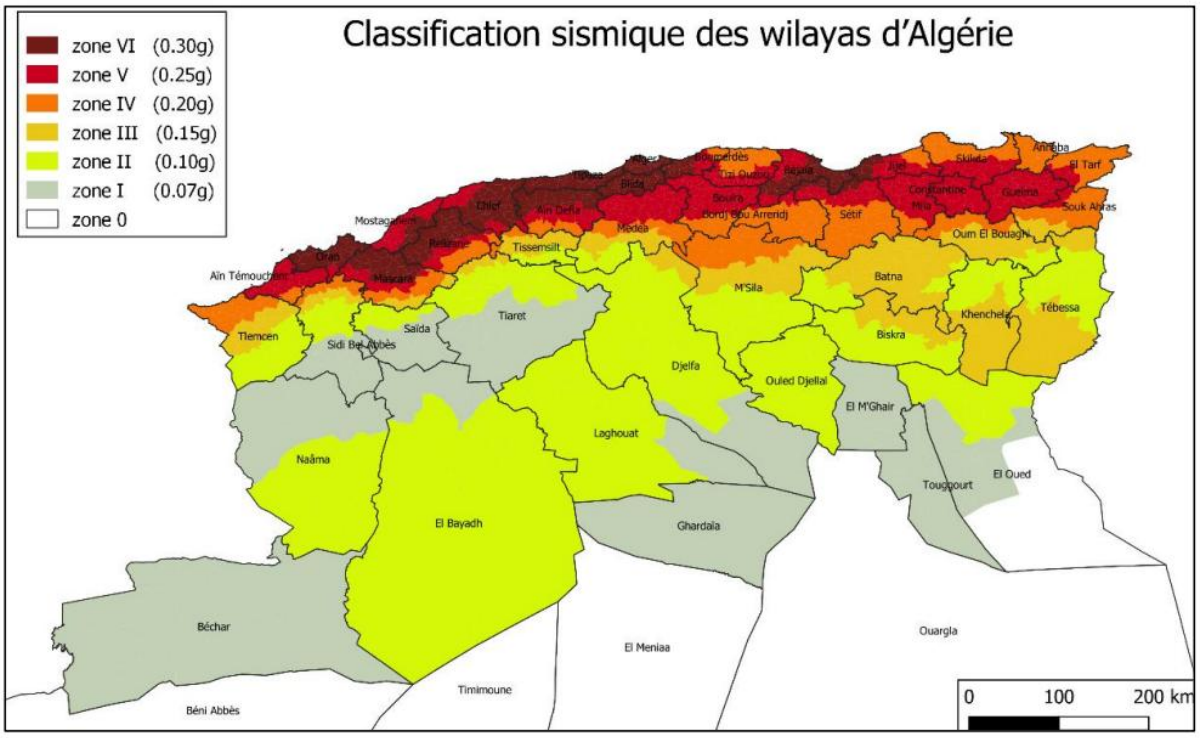


Figure A2.1 : Zonage sismique de l'Algérie I à VI selon RPA 2024.

Tableau A2.1 : Valeurs du coefficient de comportement R RPA 2024.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
	A) Structures en béton arme	
1	Système a ossature	5.5[(a)]
2	Système a contreventement mixte, équivalent a une ossature	5.5[(a)]
3	Système a ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5[(a)]
4	Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles	4.5[(b)]
5	Système de contreventement constitue par des voiles	4.5[(b)]
6	Système a ossature a noyau ou a effet noyau	3[(b)]
7	Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	3[(b)]
8	Système en pendule inverse	2[(c)]
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu arme	1.5[(c)]

Tableau A2.2 : Valeurs des Pondérations Pq.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau A2.3 : Valeurs limites des déplacements inter-étages.

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k
Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »	
Le coefficient réducteur ν_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5	

ANNEXE A3 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Partie ou position dans le bâtiment	Direction de la force	Valeur de C_p (*)
Éléments en console : a) Parapets, b) Cheminées (console)	Normale aux surfaces planes, n'importe quelle direction	0.8
Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires	Normale aux surfaces planes	0.4
Décorations extérieures et intérieures, garnitures, murs rideaux et façades ventilées	N'importe quelle direction	0.8
Quand reliés à, faisant partie de, ou logés dans un bâtiment : a) Appentis, cheminées accolées aux bâtiments b) Étagères de rangement c) Plafonds suspendus (**)	N'importe quelle direction	0.45 (***)
Attaches pour éléments de structure en préfabriqué, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage	N'importe quelle direction	0.45 (***)

(*) La valeur de $C_p$peut être réduite à deux tiers de la valeur indiquée, pour les éléments auto stables, uniquement au niveau du sol.

(**) Le poids du plafond doit inclure le poids de toutes les fixations d'éclairage et autres équipements ou des cloisons fixées latéralement sur le plafond. Afin de déterminer les forces latérales, une charge surfacique, pour le poids du plafond, doit être utilisée : elle est au moins à 0.1 kN/m².

(***) La force doit être reprise par un ancrage réel et non pas par frottement.

Calcul des poutres (graphes des moments)

Calcul des dalles (graphes des moments)

Tableau A3.1 : Efforts de calcul N et M du voile P8 sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P8	Top	-152,3927	-201,7092	30,94	257,732523
ETAGE 9	P8	Bottom	-189,1127	-134,2902	27,88	311,304825
ETAGE 8	P8	Top	-399,656	-142,9512	27,88	
ETAGE 8	P8	Bottom	-436,376	-148,2385	24,82	364,877127
ETAGE 7	P8	Top	-650,3515	-147,6295	24,82	
ETAGE 7	P8	Bottom	-687,0715	-166,3748	21,76	418,449429
ETAGE 6	P8	Top	-902,9833	-141,8736	21,76	
ETAGE 6	P8	Bottom	-939,7033	-188,8405	18,7	472,021731
ETAGE 5	P8	Top	-1157,4907	-127,2949	18,7	
ETAGE 5	P8	Bottom	-1194,2107	-212,512	15,64	525,594034
ETAGE 4	P8	Top	-1414,5599	-103,827	15,64	
ETAGE 4	P8	Bottom	-1451,2799	-234,7135	12,58	579,166336
ETAGE 3	P8	Top	-1674,8828	-72,2362	12,58	
ETAGE 3	P8	Bottom	-1711,6028	-258,5372	9,52	632,738638
ETAGE 2	P8	Top	-1939,1905	-31,7707	9,52	
ETAGE 2	P8	Bottom	-1975,9105	-282,4211	6,46	686,31094
ETAGE 1	P8	Top	-2205,8302	3,1642	6,46	
ETAGE 1	P8	Bottom	-2242,5502	-287,9918	3,4	**739,883242**
RDC	P8	Top	**-2449,1145**	-10,2273	3,4	
RDC	P8	Bottom	**-2489,9145**	-743,3847	0	**743,3847**

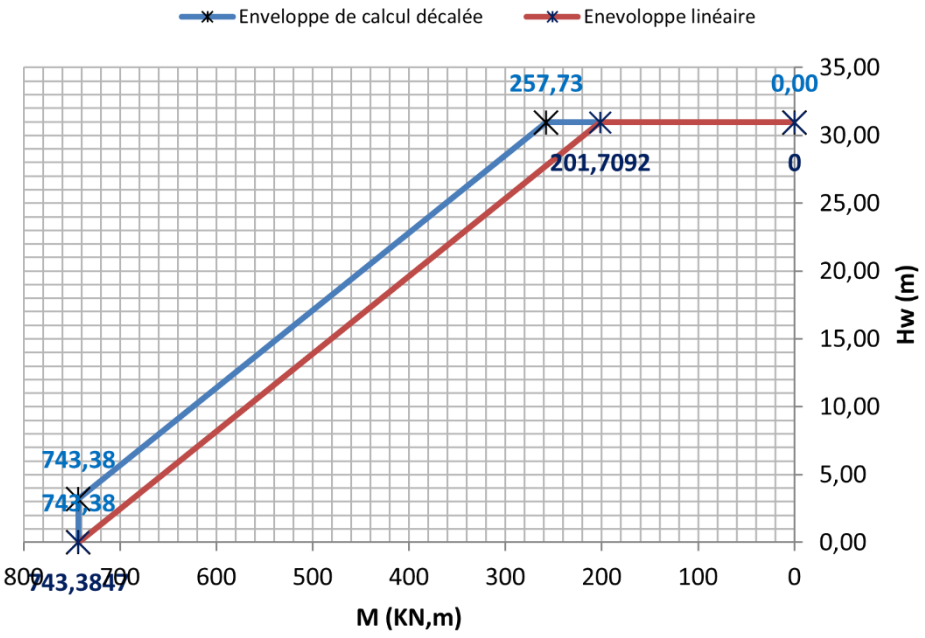


Figure A3.1 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.2 Efforts de calcul N et M du voile P4y sous la combinaison sismique G+0.3Q+0.3EX+EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P4y	Top	-293,5892	-152,2393	30,94	244,51637
ETAGE 9	P4y	Bottom	-260,9228	-120,9959	27,88	305,900683
ETAGE 8	P4y	Top	-500,9335	-121,7604	27,88	
ETAGE 8	P4y	Bottom	-448,1481	-130,0048	24,82	367,284995
ETAGE 7	P4y	Top	-646,7684	-122,0501	24,82	
ETAGE 7	P4y	Bottom	-635,5953	-183,9279	21,76	428,669307
ETAGE 6	P4y	Top	-778,2593	-108,2877	21,76	
ETAGE 6	P4y	Bottom	-903,5102	-248,0826	18,7	490,053619
ETAGE 5	P4y	Top	-994,0854	-86,4339	18,7	
ETAGE 5	P4y	Bottom	-1262,241	-320,5677	15,64	551,437931
ETAGE 4	P4y	Top	-1338,3339	-82,6371	15,64	
ETAGE 4	P4y	Bottom	-1696,1061	-402,0703	12,58	612,822243
ETAGE 3	P4y	Top	-1777,0046	-132,0194	12,58	
ETAGE 3	P4y	Bottom	-2192,8323	-489,4093	9,52	674,206555
ETAGE 2	P4y	Top	-2286,2783	-220,4925	9,52	
ETAGE 2	P4y	Bottom	-2741,9681	-588,9492	6,46	**735,590867**
ETAGE 1	P4y	Top	**-2846,9665**	-338,5842	6,46	
ETAGE 1	P4y	Bottom	-3312,8195	-688,6779	3,4	**772,9029**
RDC	P4y	Top	-3428,8167	-487,1325	3,4	
RDC	P4y	Bottom	**-3818,2755**	-772,9029	0	

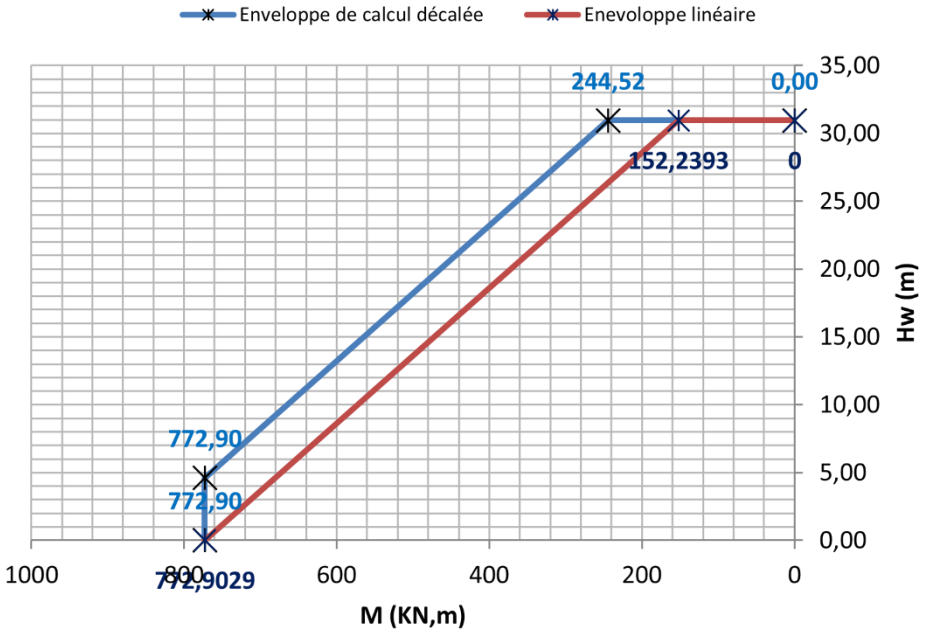


Figure A3.2 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.3 : Efforts de calcul N et M du voile P3x sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P3x	Top	-358,41	-469,8922	30,94	3520,89383
ETAGE 9	P3x	Bottom	-440,3528	-799,6387	27,88	4979,65398
ETAGE 8	P3x	Top	-801,4087	-1477,9975	27,88	
ETAGE 8	P3x	Bottom	-944,9385	-882,7108	24,82	6438,41414
ETAGE 7	P3x	Top	-1227,1781	-1612,6078	24,82	
ETAGE 7	P3x	Bottom	-1465,7345	-1250,2349	21,76	7897,17429
ETAGE 6	P3x	Top	-1656,5988	-1438,3971	21,76	
ETAGE 6	P3x	Bottom	-1979,7156	-2204,6163	18,7	9355,93444
ETAGE 5	P3x	Top	-2118,7696	-1345,2468	18,7	
ETAGE 5	P3x	Bottom	-2487,713	-3645,5879	15,64	10814,6946
ETAGE 4	P3x	Top	-2589,0599	-2051,6244	15,64	
ETAGE 4	P3x	Bottom	-2985,9155	-5470,059	12,58	12273,4548
ETAGE 3	P3x	Top	-3052,8897	-3518,2212	12,58	
ETAGE 3	P3x	Bottom	-3469,7662	-7659,2666	9,52	**13732,2149**
ETAGE 2	P3x	Top	**-3503,3447**	-5517,2437	9,52	
ETAGE 2	P3x	Bottom	-3932,9261	-10141,018	6,46	
ETAGE 1	P3x	Top	-3931,6586	-7944,3985	6,46	
ETAGE 1	P3x	Bottom	-4359,1853	-12988,964	3,4	**15190,9751**
RDC	P3x	Top	-4337,8944	-11068,988	3,4	
RDC	P3x	Bottom	**-4739,2028**	-15219,578	0	

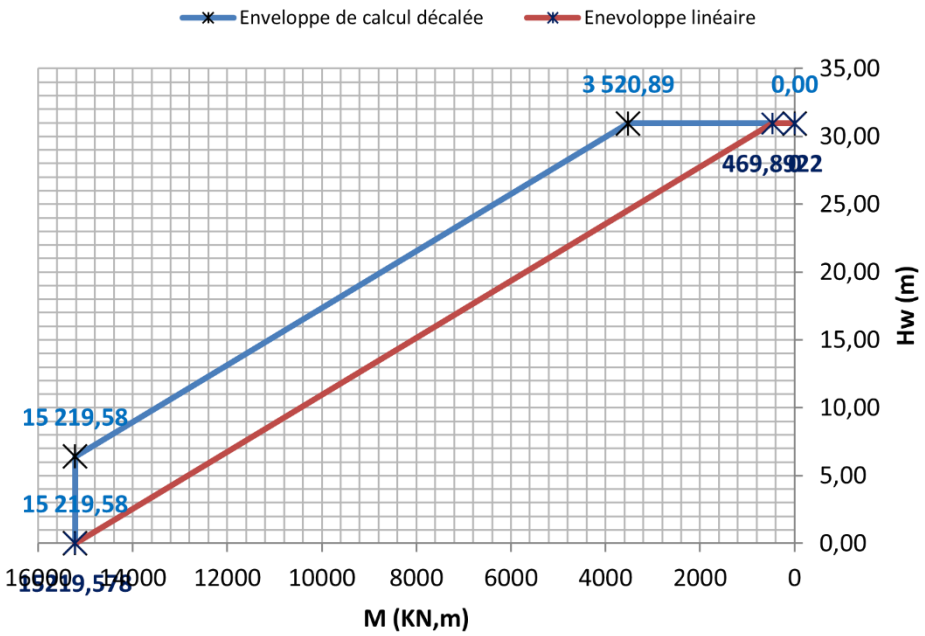


Figure A3.3 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.4 : Efforts de calcul N et M du voile P1x sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P1x	Top	-328,66	-1059,0875	30,94	4281,43738
ETAGE 9	P1x	Bottom	-482,425	-764,9477	27,88	5822,12342
ETAGE 8	P1x	Top	-883,0194	-2334,9635	27,88	
ETAGE 8	P1x	Bottom	-1081,3289	-934,8048	24,82	7362,80945
ETAGE 7	P1x	Top	-1397,602	-2699,3469	24,82	
ETAGE 7	P1x	Bottom	-1722,2466	-1573,2827	21,76	8903,49549
ETAGE 6	P1x	Top	-1915,0151	-2597,5766	21,76	
ETAGE 6	P1x	Bottom	-2355,7996	-2784,3208	18,7	10444,1815
ETAGE 5	P1x	Top	-2443,5341	-2201,885	18,7	
ETAGE 5	P1x	Bottom	-2984,8144	-4414,3773	15,64	11984,8676
ETAGE 4	P1x	Top	-2990,6649	-1963,56	15,64	
ETAGE 4	P1x	Bottom	-3605,904	-6377,2814	12,58	13525,5536
ETAGE 3	P1x	Top	-3548,0823	-2636,3288	12,58	
ETAGE 3	P1x	Bottom	-4210,1377	-8687,7819	9,52	15066,2396
ETAGE 2	P1x	Top	-4096,7198	-4320,4884	9,52	
ETAGE 2	P1x	Bottom	-4776,7238	-11316,681	6,46	**16606,9257**
ETAGE 1	P1x	Top	**-4593,6494**	-6771,3859	6,46	
ETAGE 1	P1x	Bottom	-5227,3071	-14381,705	3,4	
RDC	P1x	Top	-5065,4283	-10445,696	3,4	**16637,1352**
RDC	P1x	Bottom	**-5613,1823**	-16637,135	0	

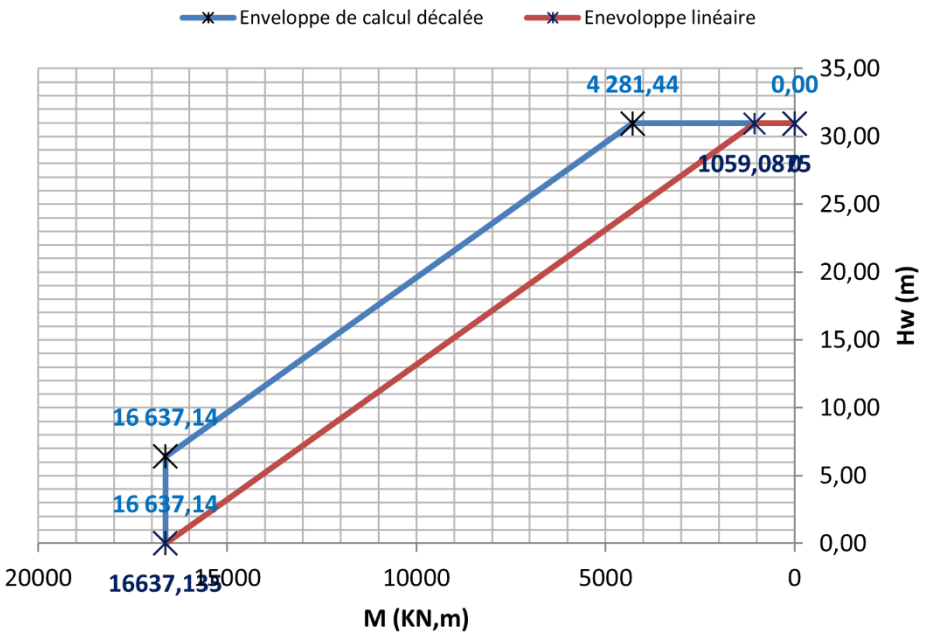


Figure A3.4 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.5 : Efforts de calcul N et M du voile P3y sous la combinaison sismique G+0.3Q+0.3EX+EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P3y	Top	-265,6402	-159,5327	30,94	1174,69995
ETAGE 9	P3y	Bottom	-365,4727	-542,2963	27,88	1777,10689
ETAGE 8	P3y	Top	-873,2643	-344,767	27,88	
ETAGE 8	P3y	Bottom	-973,0968	-790,3791	24,82	2379,51383
ETAGE 7	P3y	Top	-1606,3282	-442,6408	24,82	
ETAGE 7	P3y	Bottom	-1706,1607	-1180,5756	21,76	2981,92077
ETAGE 6	P3y	Top	-2475,1301	-419,9667	21,76	
ETAGE 6	P3y	Bottom	-2574,9626	-1648,5181	18,7	3584,32771
ETAGE 5	P3y	Top	-3470,1248	-330,9164	18,7	
ETAGE 5	P3y	Bottom	-3569,9573	-2181,8436	15,64	4186,73465
ETAGE 4	P3y	Top	-4578,3389	-264,0634	15,64	
ETAGE 4	P3y	Bottom	-4678,1714	-2769,2132	12,58	4789,14159
ETAGE 3	P3y	Top	-5781,2495	-400,445	12,58	
ETAGE 3	P3y	Bottom	-5881,082	-3390,1876	9,52	5391,54853
ETAGE 2	P3y	Top	-7051,0098	-809,8297	9,52	
ETAGE 2	P3y	Bottom	-7150,8423	-4056,3592	6,46	**5993,95547**
ETAGE 1	P3y	Top	**-8351,8101**	-1472,813	6,46	
ETAGE 1	P3y	Bottom	-8451,6426	-4754,4552	3,4	**6250,5362**
RDC	P3y	Top	-9592,4097	-2451,9526	3,4	
RDC	P3y	Bottom	**-9703,3347**	-6250,5362	0	

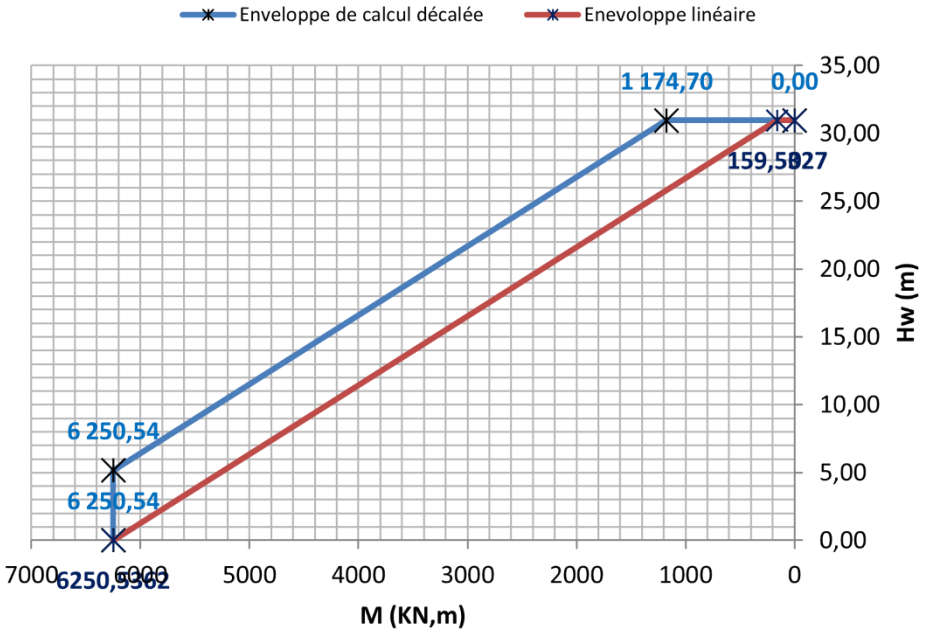


Figure A3.5 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.6 : Efforts de calcul N et M du voile P8y sous la combinaison sismique G+0.3Q+0.3EX+EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P8y	Top	-227,113	-605,8623	30,94	1810,75
ETAGE 9	P8y	Bottom	-329,2405	- 63,023	27,88	2525,73
ETAGE 8	P8y	Top	-752,5315	-858,6894	27,88	
ETAGE 8	P8y	Bottom	-854,659	-194,9439	24,82	3240,72
ETAGE 7	P8y	Top	-1410,6792	-971,4403	24,82	
ETAGE 7	P8y	Bottom	-1512,8067	-595,6735	21,76	3955,71
ETAGE 6	P8y	Top	-2207,032	-956,6831	21,76	
ETAGE 6	P8y	Bottom	-2309,1595	-1095,1643	18,7	4670,7
ETAGE 5	P8y	Top	-3134,6984	-877,9522	18,7	
ETAGE 5	P8y	Bottom	-3236,8259	-1679,436	15,64	5385,68
ETAGE 4	P8y	Top	-4183,2673	-848,4247	15,64	
ETAGE 4	P8y	Bottom	-4285,3948	-2342,2128	12,58	6100,67
ETAGE 3	P8y	Top	-5338,329	-1041,9397	12,58	
ETAGE 3	P8y	Bottom	-5440,4565	-3073,6151	9,52	6815,66
ETAGE 2	P8y	Top	-6579,5578	-1479,5656	9,52	
ETAGE 2	P8y	Bottom	-6681,6853	-3902,8657	6,46	**7530,64**
ETAGE 1	P8y	Top	**-7865,4334**	-2164,4263	6,46	
ETAGE 1	P8y	Bottom	-7967,5609	-4911,7266	3,4	**7835,17**
RDC	P8y	Top	-9094,6697	-3290,2161	3,4	
RDC	P8y	Bottom	**-9208,1447**	-7835,1745	0	

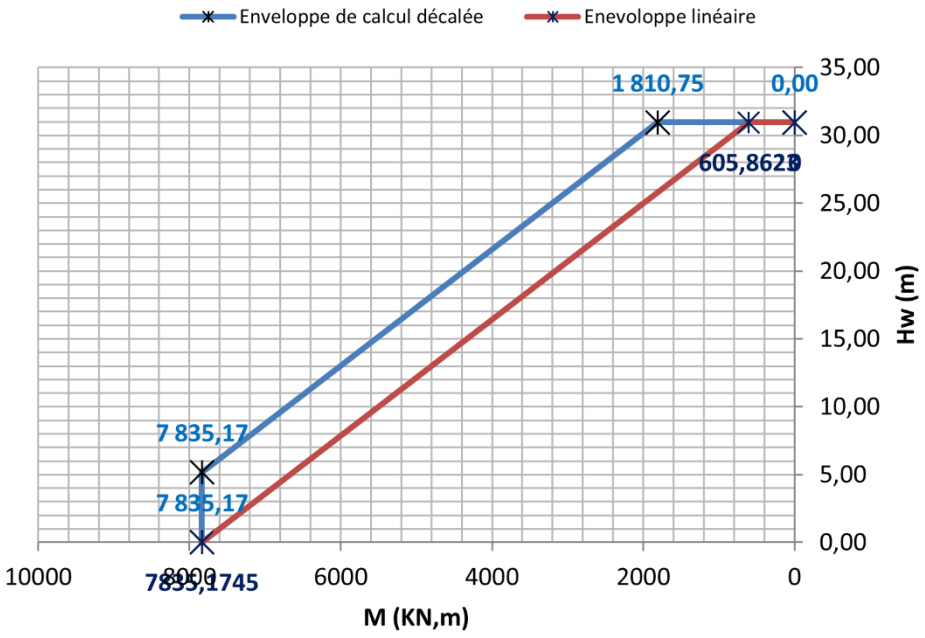


Figure A3.6 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.7 : Efforts de calcul N et M du voile P1y sous la combinaison sismique G+0.3Q+0.3EX+EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P1y	Top	-277,8751	-484,2483	30,94	591,51
ETAGE 9	P1y	Bottom	-336,3976	-126,3626	27,88	655,86
ETAGE 8	P1y	Top	-480,8339	-420,6375	27,88	
ETAGE 8	P1y	Bottom	-539,3564	-233,3572	24,82	720,22
ETAGE 7	P1y	Top	-692,5431	-495,4533	24,82	
ETAGE 7	P1y	Bottom	-751,0656	-357,4555	21,76	784,57
ETAGE 6	P1y	Top	-955,8143	-508,1094	21,76	
ETAGE 6	P1y	Bottom	-1014,3368	-490,3942	18,7	848,93
ETAGE 5	P1y	Top	-1312,853	-495,1855	18,7	
ETAGE 5	P1y	Bottom	-1371,3755	-629,4734	15,64	913,28
ETAGE 4	P1y	Top	-1761,2572	-456,8714	15,64	
ETAGE 4	P1y	Bottom	-1819,7797	-772,1796	12,58	977,64
ETAGE 3	P1y	Top	-2283,4448	-401,4516	12,58	
ETAGE 3	P1y	Bottom	-2341,9673	-910,2254	9,52	10042
ETAGE 2	P1y	Top	-2858,8182	-377,7954	9,52	
ETAGE 2	P1y	Bottom	-2917,3407	-1041,7733	6,46	**1106,35**
ETAGE 1	P1y	Top	**-3439,1961**	-471,7243	6,46	
ETAGE 1	P1y	Bottom	-3497,7186	-1137,5892	3,4	**1134,95**
RDC	P1y	Top	-3971,6311	-673,4019	3,4	
RDC	P1y	Bottom	**-4036,6561**	-1134,9538	0	

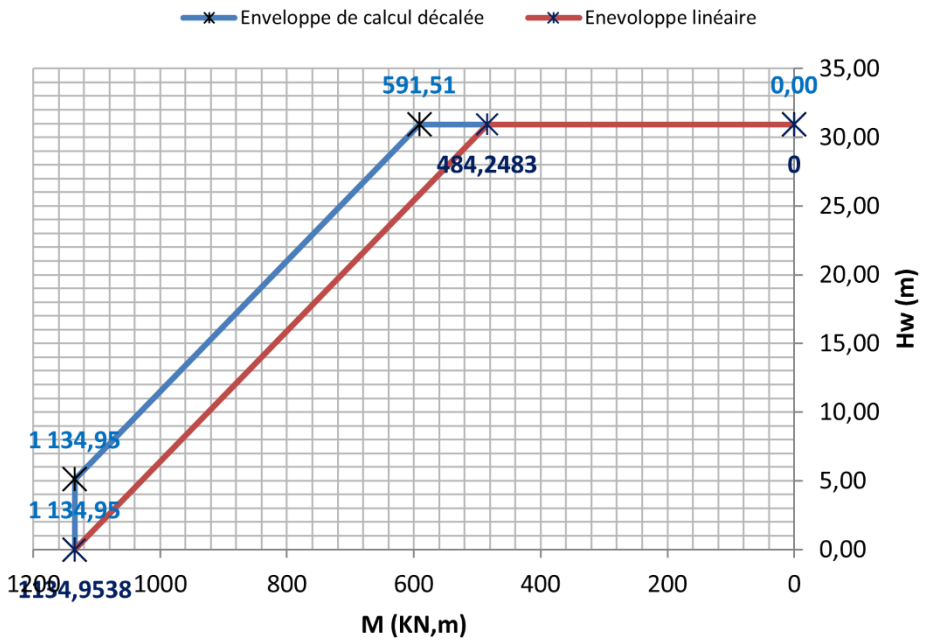


Figure A3.7 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.8 : Efforts de calcul N et M du voile P2x sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P2x	Top	-262,0071	-119,0408	30,94	1155,42
ETAGE 9	P2x	Bottom	-557,7815	-840,5886	27,88	1770,42
ETAGE 8	P2x	Top	-751,5443	-738,9863	27,88	
ETAGE 8	P2x	Bottom	-1013,0667	-845,2116	24,82	2385,42
ETAGE 7	P2x	Top	-1222,0008	-870,6882	24,82	
ETAGE 7	P2x	Bottom	-1493,4217	-765,301	21,76	3000,41
ETAGE 6	P2x	Top	-1694,2372	-817,8298	21,76	
ETAGE 6	P2x	Bottom	-1980,0457	-749,6947	18,7	3615,41
ETAGE 5	P2x	Top	-2190,6578	-727,7951	18,7	
ETAGE 5	P2x	Bottom	-2482,7162	-1024,8301	15,64	4230,41
ETAGE 4	P2x	Top	-2709,5872	-847,8235	15,64	
ETAGE 4	P2x	Bottom	-2996,1897	-1571,262	12,58	4845,4
ETAGE 3	P2x	Top	-3234,7506	-1295,7498	12,58	
ETAGE 3	P2x	Bottom	-3492,8842	-2356,5346	9,52	5460,4
ETAGE 2	P2x	Top	-3727,4034	-2038,6091	9,52	
ETAGE 2	P2x	Bottom	-3907,6376	-3382,3344	6,46	**6075,4**
ETAGE 1	P2x	Top	**-4085,6976**	-3052,881	6,46	
ETAGE 1	P2x	Bottom	-4163,2637	-4893,2089	3,4	**6337,34**
RDC	P2x	Top	-4304,3317	-4628,8771	3,4	
RDC	P2x	Bottom	**-4396,8726**	-6337,3397	0	

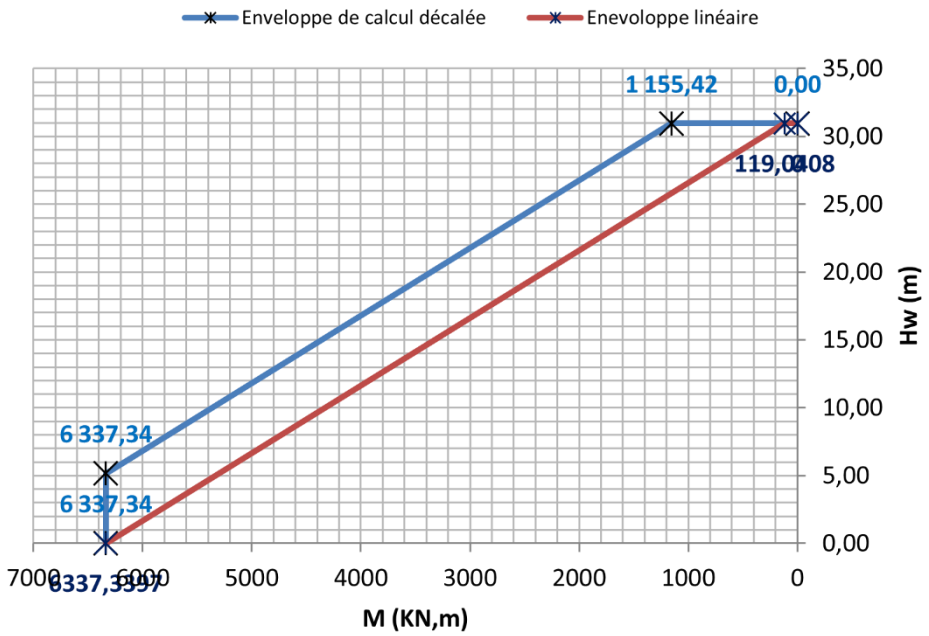


Figure A3.8 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.9 : Efforts de calcul N et M du voile P1 sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P1	Top	-325,7005	-732,7719	30,94	3263,19
ETAGE 9	P1	Bottom	-482,3092	-179,9981	27,88	4473,05
ETAGE 8	P1	Top	-837,9702	-877,1403	27,88	
ETAGE 8	P1	Bottom	-962,7099	-384,3669	24,82	5682,91
ETAGE 7	P1	Top	-1287,1317	-919,3279	24,82	
ETAGE 7	P1	Bottom	-1404,7679	-886,0376	21,76	6892,77
ETAGE 6	P1	Top	-1711,5339	-1065,5067	21,76	
ETAGE 6	P1	Bottom	-1901,9017	-1679,2397	18,7	8102,63
ETAGE 5	P1	Top	-2177,2345	-1685,3649	18,7	
ETAGE 5	P1	Bottom	-2466,6595	-2766,1725	15,64	9312,48
ETAGE 4	P1	Top	-2736,2025	-2700,8908	15,64	
ETAGE 4	P1	Bottom	-3097,9858	-4103,2007	12,58	10522,34
ETAGE 3	P1	Top	-3366,884	-4030,9418	12,58	
ETAGE 3	P1	Bottom	-3783,2041	-5697,3253	9,52	11732,2
ETAGE 2	P1	Top	-4078,1287	-5608,6641	9,52	
ETAGE 2	P1	Bottom	-4527,9847	-7563,8583	6,46	**12942,06**
ETAGE 1	P1	Top	**-4792,2686**	-7589,4799	6,46	
ETAGE 1	P1	Bottom	-5318,4829	-9838,0119	3,4	
RDC	P1	Top	-5695,5807	-9666,3572	3,4	**12965,78**
RDC	P1	Bottom	**-6236,1896**	-12965,7804	0	

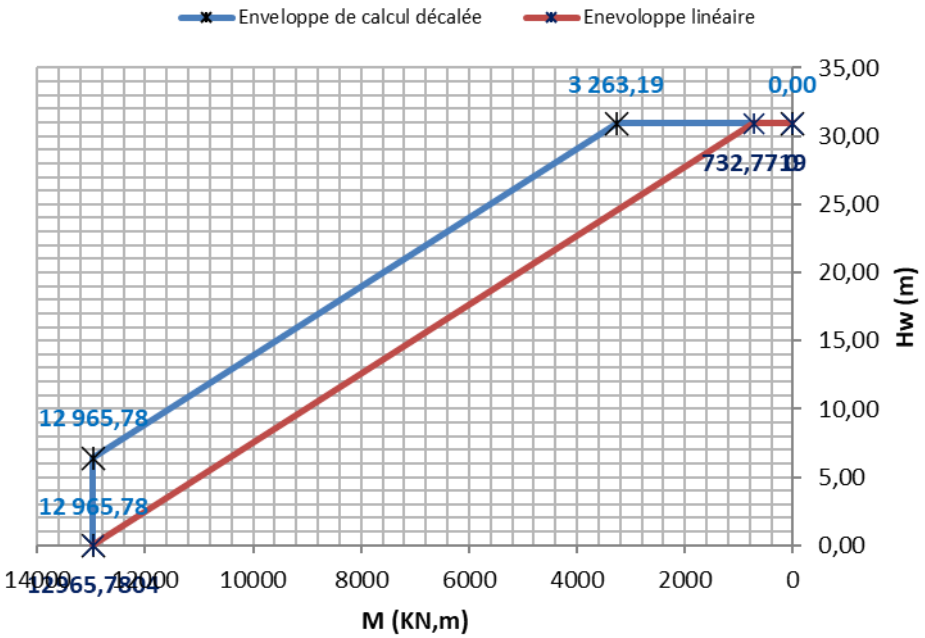


Figure A3.9 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

Tableau A3.10 : Efforts de calcul N et M du voile P2' sous la combinaison sismique G+0.3Q+EX+0.3EY.

ÉTAGE	Voile	Location	P (KN)	M_3 (KN.m)	Z (m)	M_{env} (KN.m)
ETAGE 9	P2'	Top	-125,3127	-193,8196	30,94	239,75
ETAGE 9	P2'	Bottom	-185,2163	34,428	27,88	298,31
ETAGE 8	P2'	Top	-267,3749	-121,653	27,88	
ETAGE 8	P2'	Bottom	-282,8295	-2,2038	24,82	356,87
ETAGE 7	P2'	Top	-390,6563	-154,3045	24,82	
ETAGE 7	P2'	Bottom	-416,0835	0,188	21,76	415,43
ETAGE 6	P2'	Top	-509,7734	-141,8285	21,76	
ETAGE 6	P2'	Bottom	-540,2655	-20,2492	18,7	473,99
ETAGE 5	P2'	Top	-633,715	-140,0547	18,7	
ETAGE 5	P2'	Bottom	-673,1363	-25,0642	15,64	532,56
ETAGE 4	P2'	Top	-761,1706	-131,1696	15,64	
ETAGE 4	P2'	Bottom	-808,532	-56,2195	12,58	591,12
ETAGE 3	P2'	Top	-888,9315	-109,2979	12,58	
ETAGE 3	P2'	Bottom	-951,9533	-22,1611	9,52	649,68
ETAGE 2	P2'	Top	-1031,7602	-114,4904	9,52	
ETAGE 2	P2'	Bottom	-1132,8389	-170,8484	6,46	708, 24
ETAGE 1	P2'	Top	-1151,5256	-177,5659	6,46	
ETAGE 1	P2'	Bottom	-1375,065	77,4341	3,4	
RDC	P2'	Top	-1667,6723	-192,4476	3,4	**766,8**
RDC	P2'	Bottom	-1986,3053	-785,9377	0	**785,94**

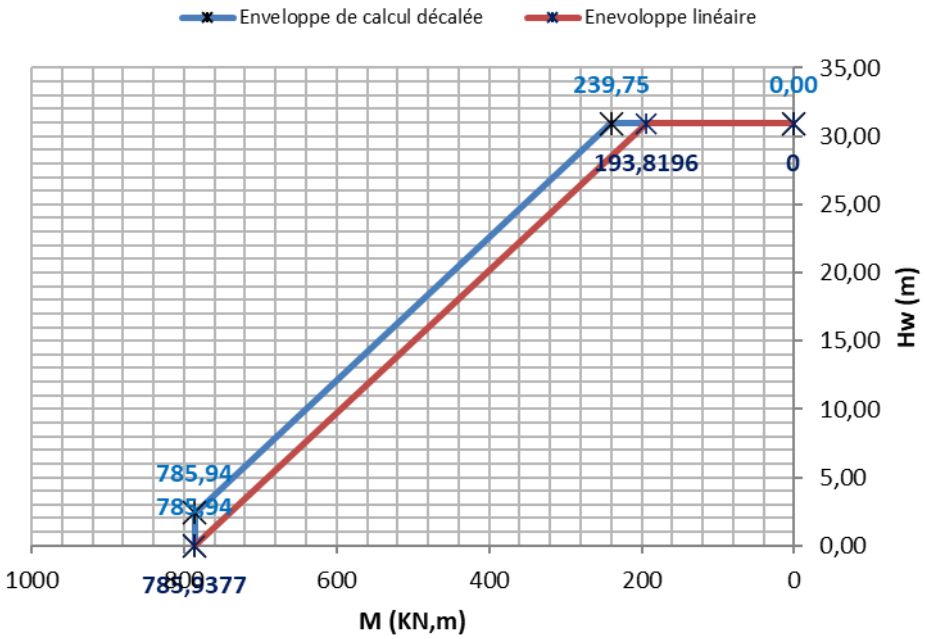


Figure A3.10 : Enveloppe de calcul du moment fléchissant.

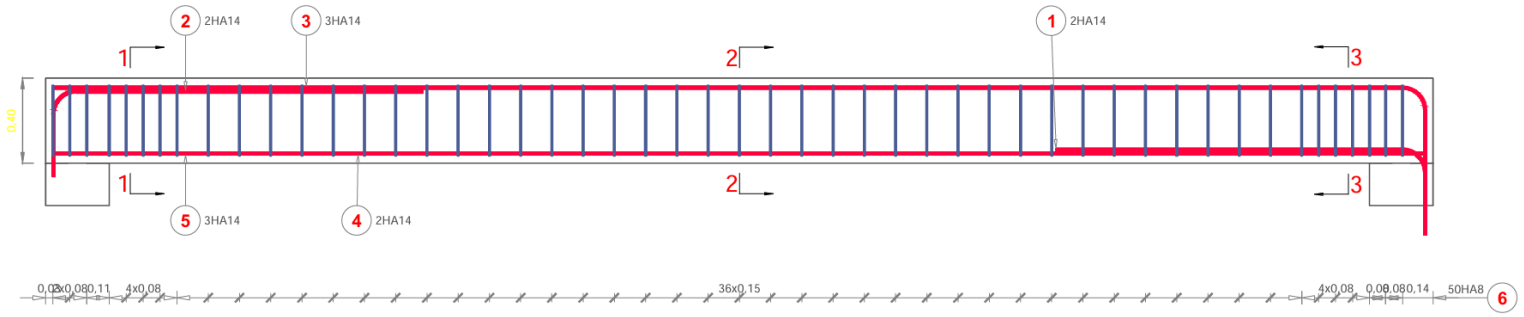


Figure A3.11: Détail du ferraillage longitudinal et transversal de la poutre.

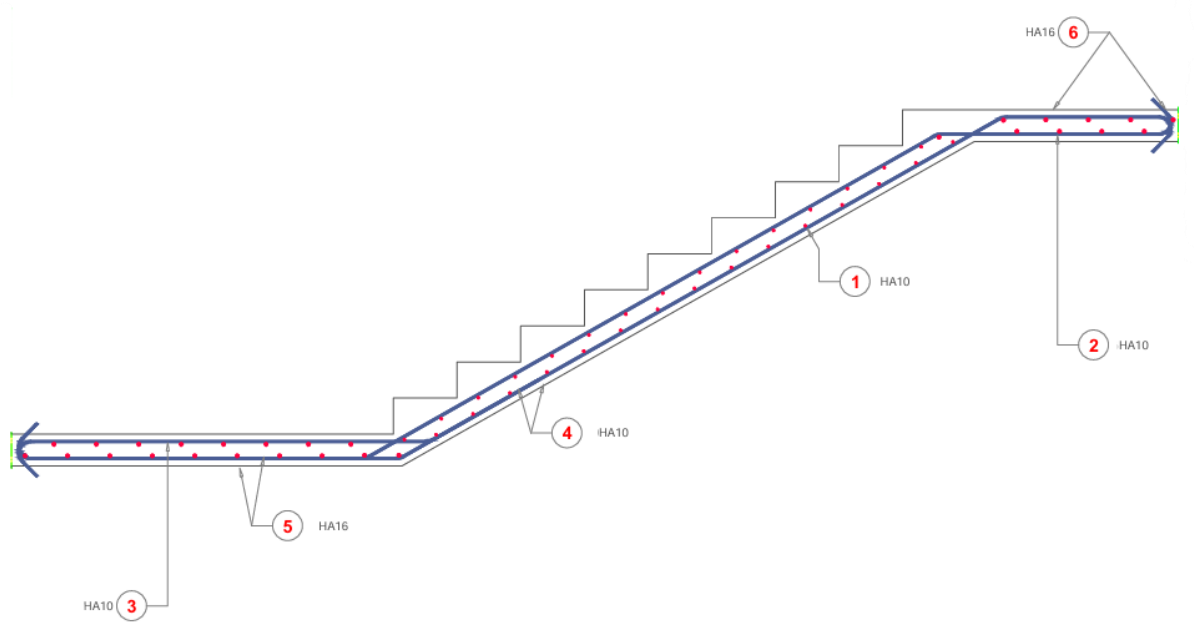


Figure A3.12 : Détail du ferraillage de la paillasse d'escalier.

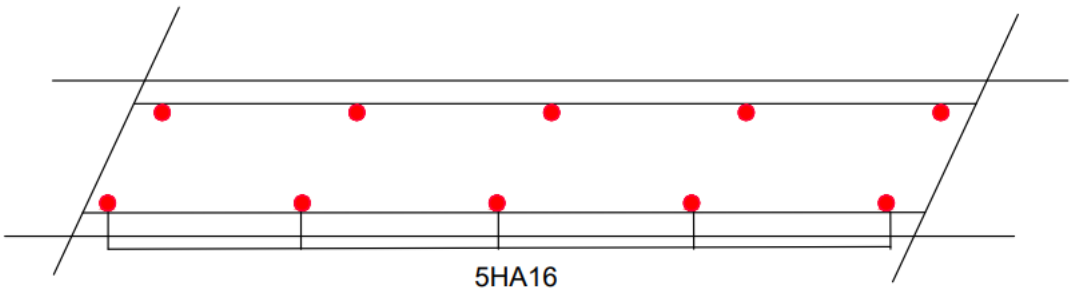


Figure A3.13 : Détail du ferraillage de la dalle SENS X-X.

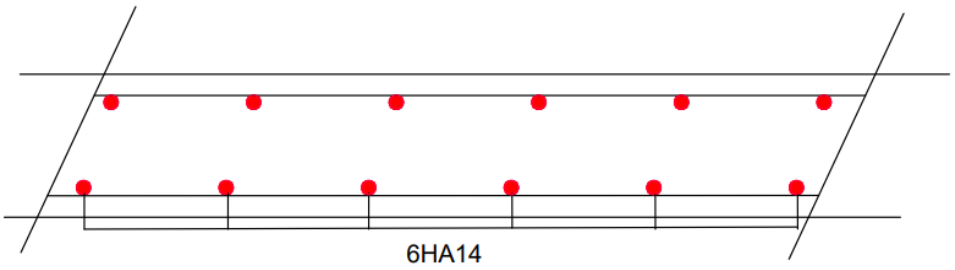


Figure A3.14 : Détail du ferraillage de la dalle SENS Y-Y.

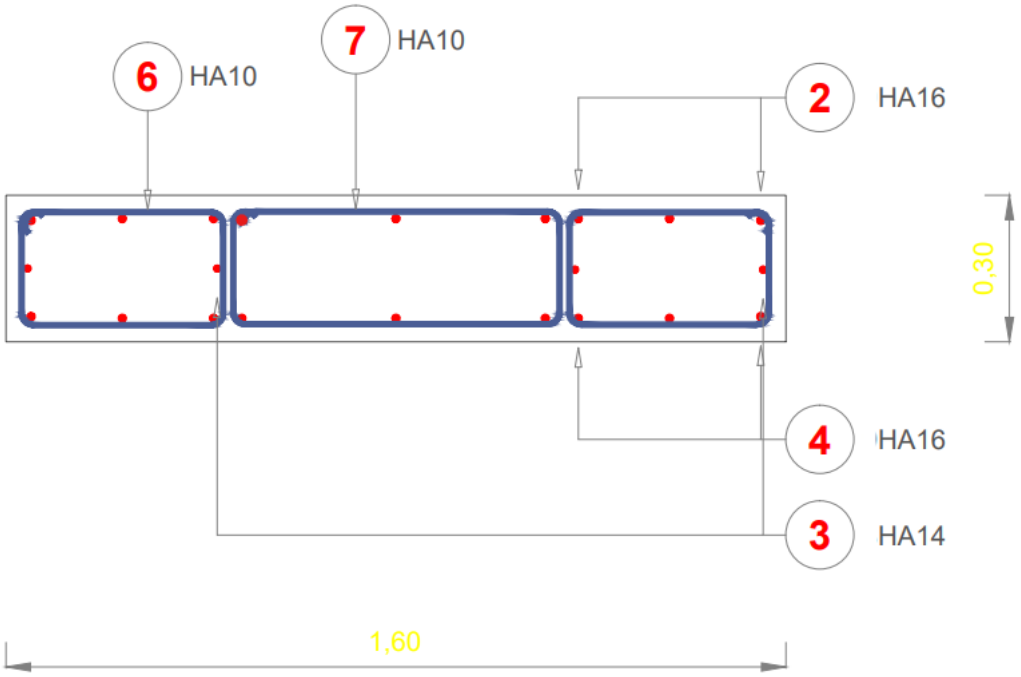


Figure A3.15 : Détail du ferraillage du voile P8.

ANNEXE A3 : ETUDE DES STRATEGIES DE RENFORCEMENT.

Tableau A3.1 : Caractéristiques techniques des lamelles en PRFC SikaWrap®-230 C.

Conditionnement		**Longueur du rouleau**	**Largeur du tissu**
	Carton de 1 rouleau	≥ 50 m	300 mm / 600 mm
Durée de Conservation	24 mois à partir de la date de production (Date Limite d'Utilisation sur étiquette : "best before").		
Conditions de Stockage	Stocker en emballage d'origine intact et non ouvert à l'abri d'une exposition directe au soleil, au sec et à une température comprise entre +5°C et +35°C.		
Épaisseur de la Fibre Sèche	0.129 mm		
Masse Surfacique	235 g/m² ±10 g/m²		
Densité de Fibre Sèche	1.82 g/cm³		
Résistance en Traction de la Fibre Sèche	4 000 MPa		(ISO 10618)
Module d'Elasticité en Tension de la Fibre Sèche	230 000 MPa		(ISO 10618)
Allongement à la Rupture de Fibre Sèche	1.7 %		(ISO 10618)

INFORMATIONS TECHNIQUES

Épaisseur nominale du Stratifié	0.129 mm		
Section nominale du Stratifié	129 mm² par largeur de 1000 mm		
Résistance en Traction du Stratifié	**Moyenne**	**Caractéristique**	(EN 2561*)
	3 500 MPa	3 200 MPa	
Résistance à la Traction	Effort repris par mètre de largeur		
	Moyenne	**Caractéristique**	(EN 2561)
	452 kN/m	413 kN/m	
Module d'Élasticité en Traction du Stratifié	**Moyenne**	**Caractéristique**	(EN 2561*)
	225 GPa	220 GPa	
	* modification: échantillon de 50 mm. Valeurs dans le sens longitudinal des fibres. Une couche de tissu, minimum 27 échantillons par série de tests.		
Allongement à la Rupture en Traction du Stratifié	1.56 %		(EN 2561)