

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences Appliquées Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

BENSAYAH Hynda

OMARI Fatma

En vue de l'obtention du diplôme de Master 02 en :

Filière : Génie Civil.

Option : Structure.

Thème :

FRAGILITÉ SISMIQUE DES ÉTABLISSEMENTS SCHOLAIRE
ETUDE DE CAS : ECOLE DANS LA WILAYA DE BOUIRA

Devant les jurys :

Nom et prénom	Grade	Qualité	Université
Mr. GLAOUÏ Bachir	Prof.	Président	Université de Bouira
Mme. ROUABEH Aïcha	MCA	Encadrante	Université de Bouira
Mr. AOUARI Issam	MCA	Co-encadrant	Université de Bouira
Mr. REFFAS Brahim	MAA	Examineur 1	Université de Bouira
Mr. LAÏB Abdelghani	MCA	Examineur 2	Université de Bouira

Année 2025-2026

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu de nous avoir donné la force et le courage pour terminer ce travail.

Nos plus sincères remerciements s'adressent à Madame ROUABEH Aicha et à Monsieur AOUARI Issam, nos encadrants de recherche, pour leur accompagnement exceptionnel tout au long de ce travail. Leur disponibilité, leurs conseils avisés, leur rigueur scientifique et leur grande patience nous ont été d'une aide précieuse. Ils ont su nous guider avec bienveillance et exigence, et nous leur sommes infiniment reconnaissants de nous avoir fait confiance.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté de lire et d'évaluer notre travail.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire de master.

Enfin, nous adressons nos pensées reconnaissantes à nos familles et à nos proches, dont le soutien indéfectible et les encouragements constants nous ont permis de mener ce projet à son terme.

Dédicace

Je rends grâce à Allah, qui m'a accordé la patience, le courage et la force nécessaires pour poursuivre ce travail jusqu'à la fin, malgré les difficultés et les défis rencontrés tout au long de ce parcours.

Je dédie ce travail à mes chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel. À ma chère sœur et à mes chers frères, qui ont toujours été présents pour m'encourager et me guider.

J'adresse également mes sincères remerciements à mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Enfin, je suis reconnaissante envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Bensayah Hynda

Dédicace

Je dédie ce travail :

À mes chers parents,

Pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien tout au long de mes études.

À ma sœur et à mes frères,

Pour leurs encouragements et leur présence à mes côtés.

À ma chère grand-mère,

Pour sa tendresse, ses prières et sa place précieuse dans ma vie.

À mon cher mari,

Pour sa patience, son soutien et sa confiance en moi.

À mon cousin et son épouse,

Pour leur aide et leur accompagnement durant mon parcours universitaire.

À mes chères amies,

Pour leur présence, leur aide et tous les bons moments partagés.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Omari Fatma

Résumé

Dans cette étude, un établissement scolaire situé à Bouira, composé de deux blocs, a été retenu comme cas d'application afin d'évaluer le comportement sismique de ses systèmes structurels. Dans un premier temps, les modèles numériques des deux blocs ont été développés et soumis à une analyse statique non linéaire (pushover). Les résultats obtenus ont ensuite été exploités dans le logiciel SPO2FRAG afin d'établir les courbes de fragilité correspondant à chaque configuration étudiée. Enfin, une comparaison des performances sismiques des structures avec et sans remplissage en maçonnerie a été réalisée afin de mettre en évidence l'influence de ce dernier sur leur vulnérabilité et leur comportement face aux sollicitations sismiques. Les résultats montrent que la prise en compte de la maçonnerie de remplissage améliore sensiblement la réponse sismique des deux blocs en augmentant leur rigidité (de 73.7 % pour le bloc 1 et de 50 % pour le bloc 2) et leur capacité portante. Les courbes de fragilité mettent également en évidence une diminution de la probabilité de dépassement des différents états de performance, traduisant une réduction de la fragilité sismique des structures étudiées. Ces résultats soulignent l'importance de considérer l'effet de la maçonnerie de remplissage dans l'évaluation de la performance sismique des bâtiments scolaires.

Mots clés : fragilité sismique - bâtiments scolaires - résilience – vulnérabilité, renforcement.

Abstract

This study investigates the seismic performance of a school building located in Bouira, Algeria, consisting of two structural blocks selected as a case study. First, detailed numerical models of the two blocks were developed and subjected to nonlinear static (pushover) analysis. The obtained results were then processed using the SPO2FRAG software to derive fragility curves for each structural configuration. Finally, a comparative assessment was carried out between structures with and without masonry infill walls in order to evaluate the influence of masonry infill on structural vulnerability and seismic response. The results indicate that the presence of masonry infill significantly enhances the seismic performance of both blocks (73.7 % for block 1 and 50 % for block 2) by increasing their lateral stiffness and load-carrying capacity. Moreover, the derived fragility curves reveal a lower probability of exceeding the different performance limit states, demonstrating a reduction in the seismic fragility of the studied structures. These findings highlight the importance of considering masonry infill effects in the seismic performance assessment of school buildings.

Keywords: Seismic fragility – school buildings – resilience – vulnerability – retrofitting.

ملخص

تتناول هذه الدراسة تقييم الأداء الزلزالي لمؤسسة تعليمية تقع بولاية البويرة، وتتكون من كئلتين إنشائيتين، تم اختيارهما كحالة دراسية. في المرحلة الأولى، تم إعداد نماذج عددية للكئلتين وإجراء تحليل لا خطي ساكن لمحاكاة استجابتهما تحت تأثير الأحمال الزلزالية. بعد ذلك، استُخدمت النتائج المتحصل عليها لاشتقاق منحنيات الهشاشة الزلزالية الخاصة بكل حالة مدروسة. وفي المرحلة الأخيرة، أُجريت مقارنة بين أداء المنشأ في حالتي وجود وغياب جدران الملء بالطوب، بهدف تقييم تأثيرها على السلوك الإنشائي وقابلية المنشأ للتضرر أثناء الزلازل. وأظهرت النتائج أن وجود جدران الملء يساهم في تحسين الأداء الزلزالي للكئلتين من خلال زيادة الصلابة الجانبية ورفع قدرة المنشأ على مقاومة الأحمال الزلزالية. كما بينت منحنيات الهشاشة انخفاض احتمال تجاوز مستويات الأداء، مما يدل على انخفاض الهشاشة الزلزالية للمنشأ. وتؤكد هذه النتائج أهمية مراعاة تأثير جدران الملء عند تقييم الأداء الزلزالي للمباني المدرسية.

الكلمات المفتاحية:

الهشاشة الزلزالية - المباني المدرسية - المرونة - القابلية للتضرر - التدعيم الإنشائي.

Table des matières :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Performance sismique des bâtiments scolaires en Algérie	
I.1. Introduction	3
I.2. Système d'éducation en Algérie.....	3
I.2.1 Enseignement en Algérie.....	4
I.3. Sismicité de l'Algérie	6
I.3.1. Approche macrosismique (avant 1910).....	6
I.3.2. Approche instrumentale (après 1910)	7
I.3.3. Réseau sismique algérien	7
I.3.4. historiques des Séismes en Algérie	7
I.4. Evolution des réglementations en Algérie.....	9
I.5. Objectifs du mémoire	9
I.5.1. Histoire sismique de la région de Bouira	10
I.6. Typologies des établissements en Algérie.....	11
I.6.1. Conception des écoles primaires	11
I.6.2. System de construction des écoles en Algérie.....	11
I.7. Comportement des établissements scolaire lors de séisme de Boumerdes.....	14
I.7.1. Statistiques des niveaux de dommages après le séisme	14
I.7.2. Effets de séisme de Boumerdes sur les structures	16
I.7.3. Coût de la reconstruction.....	21
I.8. Principes de réduction d'effets des séismes pour bâtiments scolaires.....	21
I.8.1. Condition pour choisir un site approprié	22
I.8.2. Choix d'une conception résistante au séisme.....	22
I.8.3. Suivi et contrôle de la qualité en phase de réalisation	23
I.9. Diagnostics et renforcements après le séisme	23
I.9.1. Principe de diagnostics	23
I.9.2. Choix et technique de renforcement.....	23
I.10. Conclusion.....	26
Chapitre II : Études de cas de bâtiments scolaires à Bouira	
II.1. Introduction	27

II.2. Présentation de l'école	27
II.2.1 description générale	27
II.2.2. Salles de classe.....	27
II.3. Configuration architecturale.....	28
II.3.1. Forme en plan.....	28
II.3.2. Vérification de la régularité en élévation	30
II.4. Système structurel	31
II.4.1. Système de construction (portique).....	31
II.4.2. Types de plancher	31
II.4.3. Charges utilisées.....	32
II.5 Dimensionnement et ferrailage	32
II.5.1 Planchers	32
II.5.2. Dimensionnements et ferrailages des éléments porteurs	33
II.6. Matériau utilisée.....	35
II.6.1. Béton	35
II.6.2. Acier.....	37
II.6.3. Remplissage maçonnerie.....	37
II.7. Conclusion.....	38

Chapitre III : évaluation de la performance sismique d'une école sis à Bouira (pushover)

III.1. Introduction.....	39
III.2. Principe de pushover.....	39
III.3. Chargement progressif	40
III.4. Courbe de capacité.....	40
III.5. Comportement non linéaire	41
III.6. Notions sur la modélisation	42
III.6.1. Connexions des éléments.....	42
III.6.2. Diaphragme rigide des planchers.....	43
III.6.3. Rotules plastique.....	43
III.6.4. Modélisation de la structure.....	44
III.7. Déformation de la structure	49

III.8. Développement des courbes de pushover	54
III.8.1. Les modèles sans remplissage maçonnerie	54
III.8.2. Modèles avec remplissage maçonnerie	57
III.9. Effet des remplissages en maçonnerie sur la capacité sismique des structures scolaires ...	60
III.9.1. Analyse du Bloc 1	60
III.9.2. Analyse du Bloc 2	61
III.10. Comparaison des courbes de capacité entre le Bloc 1 et le Bloc 2	62
III.11. Conclusion	65

Chapitre IV: Évaluation des courbes de fragilité de notre cas d'étude

IV.1. Introduction	66
IV.2. Courbes de fragilité	66
IV.3. Relation entre analyse de pushover et la courbe de fragilité	67
IV.4. Définition entre la vulnérabilité et la fragilité	67
IV.5. Avancés dans les approches des courbes de fragilité	68
IV.5.1. Paradigme de l'ingénierie basée sur la performance (PBEE)	68
IV.5.2. Analyse dynamique IDA (où méthodes simplifiées)	68
IV.5.3. Etapes de fonctionnement de la méthode IDA	69
IV.6. Evolution des relations SPO-SDOF	69
IV.7. Algorithme SPO2IDA (2006)	71
IV.8. Présentation du logiciel SPO2FRAG	72
IV.9. Évaluation de la fragilité sismique du cas étude	74
IV.9.1. Paramètres et analyse sous SPO2FRAG	75
IV.9.2. Définition des états limites (EDP) et critères de performance	75
IV.9.3. Méthodologie d'utilisation le SPO2FRAG	75
IV.10. Résultats des courbes de fragilité	76
IV.11. Influence de la maçonnerie sur la fragilité structurelle	83
IV.12. Conclusion	86
Conclusion générale	88

Liste des figures

Figure I.1 : Répartition de nombres des élèves par niveau d'enseignement.....	4
Figure I.2 : évolution de nouveaux élèves inscrit en 1er année primaire	5
Figure I.3 : répartitions des établissements par niveau d'enseignement.....	5
Figure I.4 : évolution des écoles primaires (2022/2023).	6
Figure I.5 : Localisation des stations sismiques en Algérie.....	7
Figure I.6 : Sismicité de l'Algérie selon le catalogue GRAAG des séismes de magnitude $M > 4.9$	
Figure I.7 : Carte géographique de la wilaya de Bouira	10
Figure I.8 : Prescription du RPA sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables	12
Figure I.9 : exemple d'une école en maçonnerie	13
Figure I.10: Collège en construction (système de murs en béton armé).....	14
Figure I.11 : Répartition des dommages subis par les bâtiments scolaires après le séisme de Boumerdes	15
Figure I.12 : Effondrement de bâtiments auto stables en maçonnerie	16
Figure I.13 : Dommages subis par les assemblages poteau-poutres lors du séisme	17
Figure I.14 : Effet des poteaux courts dans un bâtiment en béton armé.....	17
Figure I.15 : Effet des étages souples lors du séisme de Boumerdes	18
Figure I.16 : Rupture des escaliers sous l'effet de séisme	18
Figure I.17: La conception en forme L couramment utilisée dans les écoles algériennes.....	19
Figure I.18 : Effondrement de structure suite à une erreur de conception.....	20
Figure I.19 : Exemples d'erreurs de construction observées après le séisme	21
Figure I.20 : Rénovation d'un bâtiment existant après le séisme de Boumerdes par l'ajout de murs de cisaillement	25
Figure I.21: chemisage d'un élément dans une structure.....	25
Figure I.22 : Courbes de vulnérabilité pour une école avant et après la rénovation.	26
Figure II.1 : vue en plan de la terrasse.....	28
Figure II.2 : vue plan 2ème étage	29
Figure II.3 : vue en plan 1er étage	29
Figure II.4 : vue en plan RDC	30
Figure II.5 : façade principale.....	30
Figure II.6: Coupe A-A	31

Figure II.7 : ferrailage de la dalle pleine de balcon et l'acrotère	33
Figure II.8: Évolution de la résistance du béton en fonction du temps	36
Figure II.9 : Évolution de la résistance admissible de l'acier S400 utilisée pour le dimensionnement dans le temps	37
Figure II.10 : remplissage maçonnerie (double cloison).	38
Figure III.1 : principe du Méthode de push over	40
Figure III.2 : Détermination de la courbe de capacité à partir de l'analyse Push over	41
Figure III.3 : Localisation des rotules plastiques dans les éléments structuraux	44
Figure III.4 : : Modèle complet d'école en 3D.....	45
Figure III.5 : modélisation des poteaux de la structure.....	45
Figure III.6: modélisation des poutres de la structure	46
Figure III.7 : Comportement contrainte-déformation de béton.....	47
Figure III.8 : Comportement contrainte-déformation de l'acier	47
Figure III.9 : Les spectres de réponse sismique sous forme d'accélération en fonction de la période	48
Figure III.10: les premières rotules pour le bloc 1 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 34. 50	
Figure III.11 : les dernières rotules pour le bloc 1 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 51 50	
Figure III.12 : les premières rotules pour le bloc 1 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 29.	51
Figure III.13 : les dernières rotules pour le bloc 1 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 51. 51	
Figure III.14: Les premières rotules pour le bloc 2 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 33.	52
Figure III.15 : Les dernières rotules pour le bloc 2 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 51.	52
Figure III.16: Les premières rotules pour le bloc 2 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 1953	
Figure III.17: les dernières rotules pour le bloc 2 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 51. 53	
Figure III.18: la modélisation de bloc 01 sans remplissage maçonnerie	54
Figure III.19 : La courbe de push over (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 01 sans remplissage maçonnerie.....	55
Figure III.20: la modélisation de bloc 02 remplissage sans maçonnerie	55
Figure III.21 : la courbe de push over (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 02 sans remplissage maçonnerie.....	56
Figure III.22 : la modélisation de bloc 01 avec remplissage maçonnerie.....	57

Figure III.23:la courbe de push over (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 01 avec remplissage maçonnerie.....	58
Figure III.24 :la modélisation de bloc 02 avec remplissage maçonnerie.....	58
Figure III.25 :la courbe de push over (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 02 avec remplissage maçonnerie.....	59
Figure III.26: Comparaison des courbes de capacité de l'école en R+2 avec maçonnerie Vs. Sans maçonnerie.....	61
Figure III.27 : Comparaison des courbes de capacité l'école avec maçonnerie Vs Sans maçonnerie.....	62
Figure III.28 : Comparaison de tous les diagrammes obtenus pour les deux blocs.....	63
Figure IV.1 : Exemple de dérivation de la fragilité structurelle basée sur l'IM à partir des courbes IDA	70
Figure IV.2 : Représentation du système équivalent à un degré de liberté (SDOF) obtenu à partir d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF).	72
Figure IV.3 : Principe de la méthode SPO2IDA (de Push over vers IDA).	73
Figure IV. 4 : l'interface de logiciel spo2frag	74
Figure IV.5 : importer le fichier des résultats de l'analyse push over	77
Figure IV.6 : les résultats de quadri-linéarisation de courbes de capacité de bloc 1.....	77
Figure IV.7 : : les résultats de quadri-linéarisation de courbes de capacité de bloc 2.....	78
Figure IV.8 : ajout des paramètres nécessaires pour avoir la courbe de fragilité	79
Figure IV.9 : les courbes IDA pour chaque d'école	80
Figure IV.10 : Choix de l'EDP pour l'évaluation de la réponse sismique de la structure.....	81
Figure IV.11 : Les courbes de capacité avec les états limites de la structure	82
Figure IV.12: la dispersion logarithmique de la mesure d'intensité sismique (β).....	82
Figure IV.13 résultats des courbes de fragilité pour le bloc 01 avec remplissage maçonnerie	83
Figure IV.13: résultats des courbes de fragilité pour le bloc 01 sans remplissage maçonnerie	.83
Figure IV.13: résultats des courbes de fragilité pour le bloc 02 avec remplissage maçonnerie	.84
Figure IV.13: résultats des courbes de fragilité pour le bloc 02 sans remplissage maçonnerie	.84

Liste des tableaux

Tableau I.1 : nombres des écoles et les élèves selon les niveaux d'éducation.....	4
Tableau I.2 :séismes majeurs enregistrés dans l'histoire de l'Algérie	8
Tableau I.3 : nombres d'écoles et élèves à la wilaya de Bouira(2022\2023).....	10
Tableau I.4 : Répartition des dommages subis par les bâtiments scolaires après le séisme de Boumerdes	14
Tableau I.5 : Classification macrosismique européenne des degrés de dommages.....	15
Tableau I.6 : Coût de remise en état des bâtiments scolaires.....	21
TableauII.1 : les charges utilisées dans la structure.....	32
Tableau II.2 : détails de ferrailage des poutrelles	33
TableauII.3 : Dimensionnement et le ferrailage des poteaux	34
Tableau II.4 : Dimensionnement et le ferrailage des poteaux.	35
Tableau III.1 : Différences entre l'analyse linéaire et l'analyse non linéaire	42
Tableau III.2 : Les données de la région de Bouira et la structure pour avoir le spectre á utilisé dans la modélisation selon RPA2024	48
Tableau III.3 : apparition des rotules de blocs 01 pour les deux cas remplissage maçonnerie.	51
Tableau III.4 : les rotules de blocs 02 pour les deux cas remplissage maçonnerie.....	53
Tableau III.5 : les valeurs de déplacement au sommet de la structure et les efforts tranchants à la base pour les deux blocs sans remplissage maçonnerie.....	56
Tableau III.6 : les valeurs de déplacement au sommet de la structure et les efforts tranchants à la base pour les deux blocs avec remplissage maçonnerie	59
Tableau IV.1 : la fragilité est un composant de la vulnérabilité	68
Tableau IV.2 : les états limites (EDP) et critères de performance	76
Tableau IV.3 : paramètres géotechniques de l'établissement scolaire pour les deux blocs	78
Tableau IV.4 : les résultats des courbes IDA.....	81
Tableau IV.5 : Paramètres de fragilité et interprétation pour tous les Blocs	85

Liste des Symboles et Abréviations :

M : Masse de la structure

K : Rigidité latérale

T : Période fondamentale

F : Force sismique

V : Effort tranchant à la base

H : Hauteur totale du bâtiment

δ : Déplacement horizontal

θ : Rotation inter-étage

ξ : Taux d'amortissement

PGA : Accélération maximale du sol

δ_t : Déplacement au sommet

F_i : Force appliquée au niveau i

F_y : Limite d'élasticité de l'acier

K_e : Rigidité effective

δ_y : Déplacement à la limite élastique

σ_{adm} : la contrainte admissible

γ : Coefficient de sécurité de l'acier

δ_u : Déplacement ultime

S_d : Déplacement spectral

S_a : Accélération spectrale

T_{eff} : Période effective

Γ : Facteur de participation modale

β : Dispersion logarithmique

η : Paramètre de fragilité

Δ : Déplacement horizontal au sommet

A : Coefficient de zone

R : Coefficient de comportement

I : Coefficient d'importance

ξ : Coefficient d'amortissement

Q : Facteur de qualité

θ : médiane de la courbe de fragilité

IM: Intensité sismique

PGA: Peak Ground Acceleration

ds : Limite d'endommagement

DS : Damage State

λ : facteur multiplicateur de charge

ζ : Écart-type logarithmique

Φ : Fonction de distribution cumulée normale

E : Module d'élasticité

ν : Coefficient de Poisson

ρ : Masse volumique

t : Épaisseur de la maçonnerie

f_c : Résistance à la compression

f_t : Résistance à la traction

N : Effort normal

M : Moment fléchissant

τ : Contrainte de cisaillement

ε : Déformation

R : le rapport de résistance

μ : la ductilité

T : la période propre de la structure

σ : Écart-type

BA : Béton Armé

RPA : Règlement Parasismique Algérien

CRAAG : Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique

ANL: Analyse Non Linéaire

NSP: Nonlinear Static Procedure

FEM: Finite Element Method

SDOF: Single Degree Of Freedom

MDOF: Multi Degree Of Freedom

Mw : Magnitude de moment

DL : Damage Limitation

SD: Significant Damage

NC: Near Collapse

PBEE: Performance-Based Earthquake Engineering

IDA: Incremental Dynamic Analysis

SPO: Static Pushover

SPO2IDA: Static Pushover to Incremental Dynamic Analysis

SPO2FRAG: Static Pushover to Fragility

PGA: Peak Ground Acceleration

EDP: Engineering Demand Parameter

IO: Immediate Occupancy

LS: Life Safety

CP: Collapse Prevention

RC : Reinforced Concrete

RDC : Rez-de-chaussée

R+2 : Rez-de-chaussée + 2 étages

DM : Damage Measure

DV : Decision Variables

Introduction Générale

Introduction générale

L'Algérie est située dans l'une des zones les plus actives du point de vue sismique dans le bassin méditerranéen, en particulier dans sa région septentrionale, où la convergence permanente des plaques africaine et eurasiatique engendre une activité tectonique soutenue et récurrente. L'histoire sismique du pays témoigne clairement de la vulnérabilité structurale du bâti existant face aux sollicitations sismiques, et les établissements scolaires n'échappent pas à ce constat. En raison de leurs caractéristiques architecturales et structurales spécifiques telles que la distribution irrégulière des masses, la densité élevée des ouvertures et les charges d'exploitation importantes ces infrastructures figurent parmi les ouvrages les plus exposés aux effets dévastateurs des séismes, constituant ainsi une source potentielle de pertes humaines et économiques considérables à l'échelle mondiale.

L'événement sismique de Boumerdès en 2003 ($M_w = 6,8$) a mis en lumière de manière dramatique la fragilité du parc scolaire algérien face aux aléas sismiques. Le bilan structurel fut lourd : 2 160 établissements scolaires furent touchés, dont 103 détruits intégralement et 753 gravement endommagés dans les wilayas de Boumerdès et d'Alger. Si les circonstances du sinistre, survenu en soirée après la fin des cours, ont permis d'éviter un bilan humain catastrophique au sein des établissements, le coût économique et social demeura néanmoins considérable, avec plus de 70 millions de dollars mobilisés pour les opérations de réhabilitation et de reconstruction, sans compter l'interruption prolongée de la scolarité subie par des milliers d'élèves dans l'attente de l'achèvement des travaux de remise en état.

Si la conception et la réalisation des établissements scolaires conformément aux normes parasismiques en vigueur constituent une condition nécessaire, elles ne sauraient, à elles seules, garantir un niveau de sécurité suffisant face à un aléa sismique donné. Une question fondamentale demeure en effet sans réponse : dans quelle mesure ces ouvrages sont-ils capables de résister aux sollicitations sismiques et de préserver leur intégrité structurale face aux différents scénarios de secousses telluriques envisageables ? L'absence d'évaluation probabiliste systématique de la fragilité sismique de ces bâtiments représente une lacune scientifique majeure dans la chaîne d'estimation des risques, conduisant à des décisions relatives à la sécurité structurale fondées sur des bases incomplètes. C'est précisément pour combler cette lacune que s'inscrit le présent travail. L'objectif est d'évaluer la fragilité sismique d'une école primaire en béton armé de type R+2, implantée dans la wilaya de Bouira, en s'appuyant sur la méthodologie SPO2FRAG (Baltzopoulos et al., 2017) pour dériver les courbes de fragilité et quantifier la probabilité de dépassement des états limites structuraux sous différents niveaux d'intensité sismique, fournissant ainsi un outil

probabiliste rigoureux d'aide à la décision en matière de renforcement et de prévention parasismique.

Ce travail s'inscrit dans le cadre du paradigme de l'ingénierie basée sur la performance sismique (PBEE — Performance-Based Earthquake Engineering) et repose sur l'exploitation du logiciel SPO2FRAG (Baltzopoulos et al., 2017) comme outil spécialisé dans la dérivation des courbes de fragilité à partir de la courbe pushover convertie en système équivalent à un degré de liberté (SDOF), via la relation SPO2IDA. Les courbes obtenues sont exprimées en fonction de l'intensité sismique (PGA) pour différents états limites définis selon les paramètres de demande ingénierie (EDP — Engineering Demand Parameter), dans le cadre du classement de la wilaya de Bouira en zone de sismicité élevée (Zone V) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres complémentaires. Le Chapitre I présente le contexte général de l'étude : le système éducatif algérien, la sismicité aux niveaux national et régional, les typologies des établissements scolaires ainsi que leur comportement lors du séisme de Boumerdès. Le Chapitre II est consacré à la description géométrique, architecturale et structurale de l'école étudiée, incluant le dimensionnement des éléments porteurs et la caractérisation des matériaux utilisés. Le Chapitre III développe la méthodologie de l'analyse pushover non linéaire, les courbes de capacité obtenues pour les deux blocs structuraux dans les deux configurations (avec et sans remplissage en maçonnerie), ainsi que la comparaison analytique des résultats. Enfin, le Chapitre IV, constituant le cœur scientifique de ce travail, expose la démarche d'évaluation de la fragilité sismique via SPO2FRAG, depuis la définition des états limites et des paramètres de dispersion statistique jusqu'à l'interprétation des courbes de fragilité et la contribution à l'estimation probabiliste du niveau de vulnérabilité de l'ouvrage.

Ce travail ambitionne ainsi d'apporter une contribution scientifique substantielle au domaine du génie parasismique appliqué, en complétant la chaîne d'évaluation des performances sismiques des établissements scolaires algériens et en fournissant des outils probabilistes fiables susceptibles d'alimenter les politiques de renforcement et d'atténuation des risques sismiques en milieu éducatif.

Chapitre I : Performance sismique des bâtiments scolaires en Algérie

I.1. Introduction

Les établissements scolaires constituent parmi les infrastructures les plus essentielles de la société. Ils représentent à la fois des lieux d'apprentissage quotidien et des espaces devant bénéficier du plus haut niveau de protection en cas de catastrophe naturelle. Leur importance dépasse largement le cadre éducatif pour concerner directement la sécurité et la résilience de la société.

Plusieurs études menées par les ingénieurs et chercheurs ont mis en évidence la vulnérabilité de nombreux bâtiments scolaires face aux sollicitations sismiques, particulièrement après le séisme de Boumerdès. Cette fragilité est principalement liée à des choix constructifs inadaptés, au vieillissement des structures ainsi qu'à l'insuffisance des interventions de réhabilitation et de renforcement.

Dans ce contexte, cette étude s'intéresse au système éducatif algérien, au comportement sismique des bâtiments scolaires de la région étudiée, ainsi qu'aux différentes stratégies permettant d'atténuer les effets des séismes afin d'améliorer la sécurité et la résilience des établissements scolaires.

I.2. Système d'éducation en Algérie

En Algérie, l'éducation est obligatoire et constitue un pilier fondamental du développement social et humain. Elle couvre l'ensemble des cycles d'enseignement et concerne une large partie de la population.

Toutefois, cette importance s'accompagne de plusieurs contraintes susceptibles d'accroître la vulnérabilité des établissements scolaires. Parmi celles-ci figurent notamment la forte densité d'occupation des classes, pouvant atteindre 30 à 40 élèves par salle dans certaines régions, ainsi que l'insuffisance, voire l'absence, de programmes de réhabilitation et de renforcement des bâtiments scolaires existants.

Ces facteurs peuvent contribuer à dégrader les performances structurelles des établissements et à augmenter leur vulnérabilité, en particulier face aux actions sismiques.

I.2.1 Enseignement en Algérie

Le système éducatif en Algérie est structuré en trois cycles principaux :

- L'enseignement primaire : il constitue le cycle fondamental et obligatoire de l'éducation de base, destiné à l'ensemble des élèves durant les premières années de scolarisation.
- L'enseignement secondaire : il correspond à un cycle de trois années d'études, sanctionné par l'examen du baccalauréat, permettant l'accès à l'enseignement supérieur.
- L'enseignement universitaire : il regroupe l'ensemble des formations supérieures, caractérisées par une diversité de spécialités, de filières et de diplômes académiques.

Tableau I.1 : Nombre d'établissements scolaires et d'élèves selon les différents niveaux d'enseignement.

	Préparatoire	Primaire	CEM	Lycée	Total
Nombre d'élève	514708	5125210	3541815	1585764	10767497
Nombre d'école	20113		5894	2645	28652

Ces données correspondent aux statistiques de l'année scolaire 2022–2023.

Dans le cadre de cette étude, l'attention est portée principalement sur l'enseignement primaire, en raison du nombre élevé d'élèves et d'établissements qu'il représente. Ce choix est également motivé par le fait qu'une grande partie des écoles primaires est ancienne et que les classes y sont souvent surchargées.

Ces conditions peuvent accroître la vulnérabilité des bâtiments scolaires ainsi que l'exposition des élèves aux risques, notamment en raison des fortes charges d'exploitation ou lors de catastrophes naturelles, en particulier les séismes.

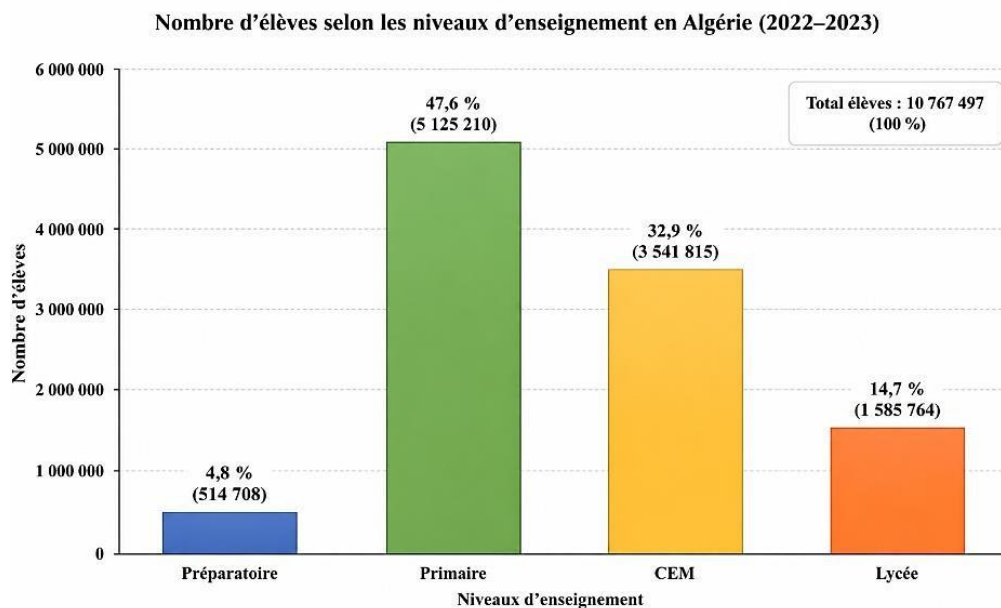


Figure I.1 : Répartition proportionnelle des élèves selon les différents niveaux d'enseignement.

Les représentations graphiques montrent que l'enseignement primaire regroupe la plus grande proportion d'élèves en Algérie, ce qui explique l'importance accordée à cette catégorie d'établissements dans la présente étude.

La répartition des effectifs scolaires montre une prédominance de l'enseignement primaire, représentant près de 48 % de l'ensemble des élèves. Cette proportion importante confirme la place centrale des écoles primaires dans le système éducatif algérien et justifie leur sélection comme objet principal de la présente étude portant sur la vulnérabilité et la performance sismique des bâtiments scolaires.

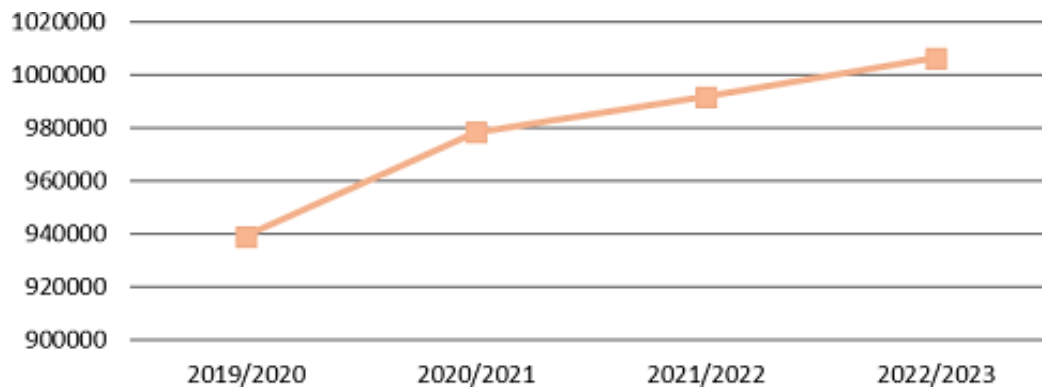


Figure I.2 : Evolution de nouveaux élèves inscrit en 1^{er} année primaire.

Au cours de l'année scolaire 2022/2023, le cycle primaire a enregistré un effectif total de 5 125 210 élèves, contre 4 975 812 l'année précédente, ce qui correspond à une hausse d'environ 3 %. Par ailleurs, le nombre de nouveaux inscrits en première année a atteint 1 006 566 élèves, contre 991 959 en 2021/2022, traduisant une progression notable des admissions. ([Ministère de l'Éducation Nationale, 2023](#))

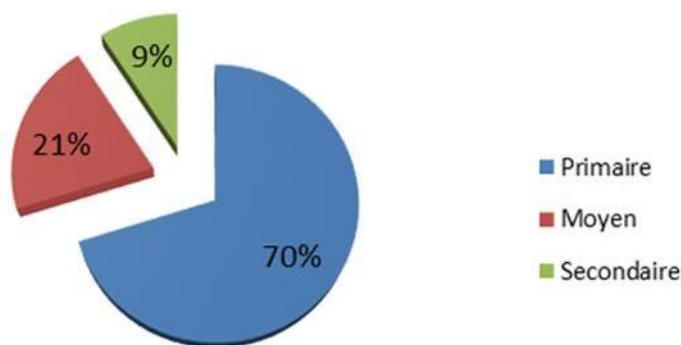


Figure I.3 : répartitions des établissements par niveau d'enseignement

Cette figure montre une prédominance nette du cycle primaire, qui représente 70 % de l'ensemble. Le cycle moyen occupe une part plus modérée avec 21 %, tandis que le secondaire reste limité à 9 %. Cette répartition met en évidence l'importance du primaire dans le système éducatif, impliquant des besoins accrus en infrastructures à ce niveau.

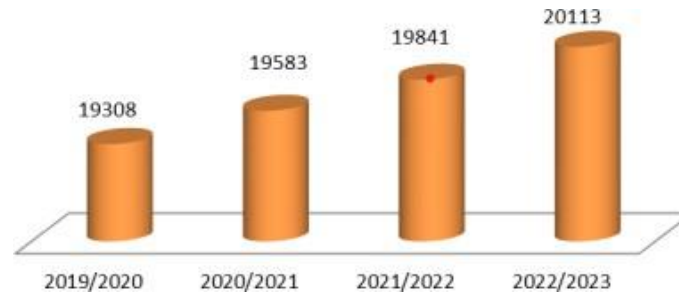


Figure I.4 : évolution des écoles primaires (2022/2023).

La figure illustre une augmentation progressive du nombre d'écoles primaires entre 2019/2020 et 2022/2023, passant de 19 308 à 20 113 établissements. Cette évolution traduit une tendance continue à l'expansion du parc scolaire, avec une croissance régulière d'une année à l'autre, ce qui reflète les efforts des autorités pour répondre à des besoins de peuple.

Après avoir analysé l'évolution du nombre d'élèves et des établissements scolaires, il apparaît nécessaire d'inscrire cette croissance dans son contexte naturel et géographique. En effet, l'Algérie, en particulier sa partie nord, est caractérisée par une activité sismique non négligeable liée à sa position tectonique. Cette réalité impose de prendre en compte le risque sismique dans la planification et la conception des infrastructures scolaires. Afin de mieux appréhender les risques pouvant affecter ces structures, il est essentiel de s'intéresser à la sismicité en Algérie et d'analyser son évolution à travers le temps.

I.2. Sismicité de l'Algérie

Cette sismicité est principalement due à la collision permanente entre les plaques africaine et eurasiatique (Benouar, 1994). Elle se manifeste essentiellement le long de l'Atlas tellien, correspondant à une zone de convergence tectonique active en Algérie.

L'étude de la sismicité en Algérie peut être subdivisée en deux grandes périodes, déterminées par la mise en service de la première station sismique en 1910.

I.3.1. Approche macrosismique (avant 1910)

Avant l'apparition des moyens instrumentaux, les études sismologiques reposaient essentiellement sur une approche macrosismique. Celle-ci était fondée sur l'observation des perceptions humaines des secousses, l'évaluation des intensités sismiques et l'analyse des effets et des dommages engendrés par chaque événement (Benouar, 1994). Pour chaque séisme, des cartes isosismiques étaient élaborées à partir de la distribution spatiale des dégâts observés, permettant ainsi d'identifier l'épicentre et d'estimer l'intensité du phénomène.

I.3.2. Approche instrumentale (après 1910)

Avec l'installation de la première station sismique en Algérie et l'introduction des sismographes, l'enregistrement des séismes est devenu plus précis, notamment en ce qui concerne la détermination des magnitudes et des intensités des événements récents.

I.3.3. Réseau sismique algérien

L'Algérie dispose d'un réseau sismique moderne (RSNA), géré par le CRAAG, composé de plusieurs stations réparties sur l'ensemble du territoire national. Ces stations enregistrent les mouvements du sol en temps réel et permettent de déterminer les caractéristiques des séismes, telles que la magnitude et la localisation de l'épicentre. Ce réseau assure une surveillance continue de l'activité sismique sur l'ensemble du territoire national et contribue à la prévention des risques sismiques. (CRAAG, 2024)

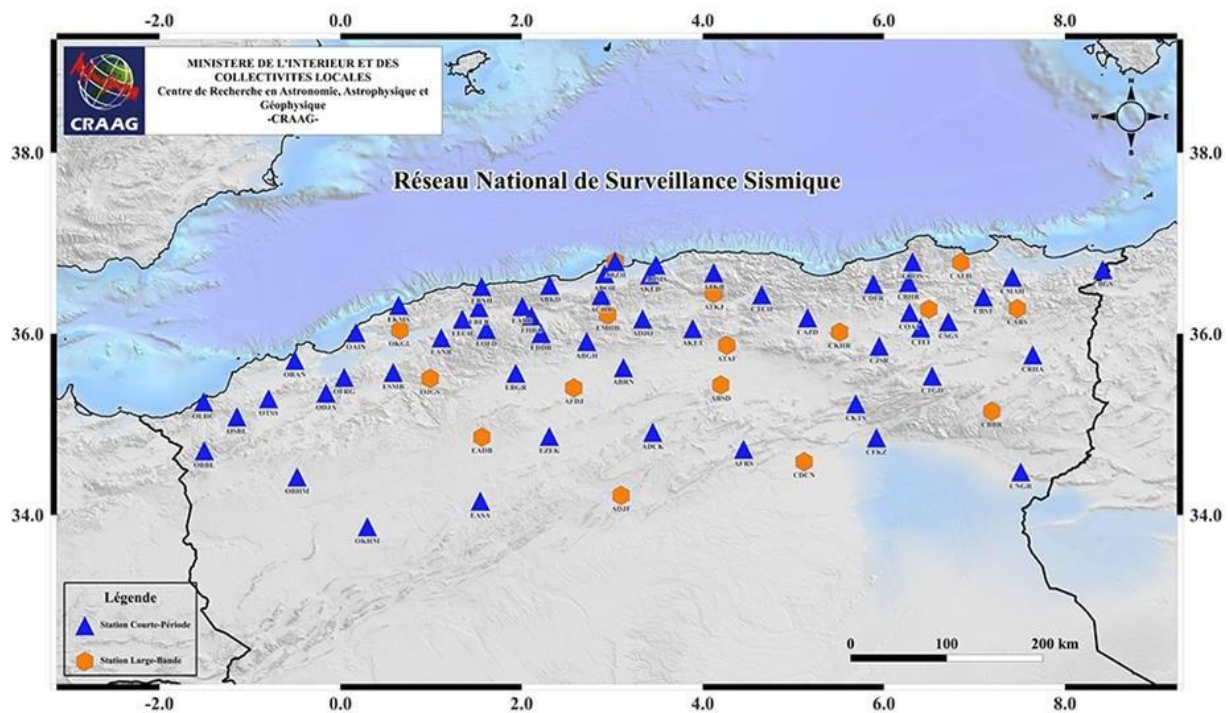


Figure I.5 : Localisation des stations sismiques en Algérie. (CRAAG, 2024)

I.3.4. Historique des Séismes en Algérie

Le tableau I.2 présente les séismes notables enregistrés dans l'histoire de l'Algérie, dont l'intensité maximale est supérieure ou égale à IV, avec leurs magnitudes et les conséquences sur les populations

Tableau I.2. Séismes majeurs enregistrés dans l’histoire de l’Algérie

Date	Localisation	Intensité	Magnitude	Victimes
1365/01/03	Alger	X	-	-
1716/02/03	Alger	IX	-	20000 morts
1790/10/09	Oran	IX-X	-	2000morts
1825/03/02	Blida	X-XI	-	7000
1856/08/22	Jijel	X	-	-
1867/01/02	Mouzaïa	X-XI	-	100 morts et 160 blessés
1869/11/16	Biskra	IX	-	30 morts
1887/11/29	Mascar	IX-X	-	20 morts
1891/01/15	Gouraya	X	-	38 morts
1910/06/24	Sour el Ghozlane	X	-	81 morts
1946/02/12	Béjaïa	IX	-	264 morts et 112 blesses
1954/09/09	Orléansville	X	6.7	1243 morts
1980/10/10	El Asnam	IX	7.3	2633 morts et 8369 blessés
1985/10/27	Constantine	VIII	5.9	10 morts et 300 blessés
1989/10/29	Tipasa-Chenoua	VII	5.9	22 morts
1994/08/18	Mascara	VII	5.7	171 morts et 289 blessés
1999/12/22	Ain Temouchent	VII	5.7	26 morts
2000/11/10	Beni Ourtilane	VII	5.7	2 morts et 50 blessés
2003/05/21	Zemmouri	X	6.8	2278 morts et 11450 blessés
2006/03/20	Laalam	VII	5.2	4 morts et 68 blessés
2010/05/14	Beni Ilmane	VII	5.2	4 morts et 170 blessés
2025/03/18	Mihoub	VII	5.1	-
2025/08/17	Negrine	VII	5.8	-

Les séismes historiques enregistrés dans le nord de l’Algérie, d’après le catalogue sismique algérien, sont illustrés à la Figure I.6. Celle-ci présente la répartition spatiale des événements sismiques recensés par le CRAAG, correspondant aux séismes de magnitude supérieure à 4,0, principalement concentrés dans la partie septentrionale du pays, au niveau de zones sismogènes bien identifiées. (CRAAG, 2026).

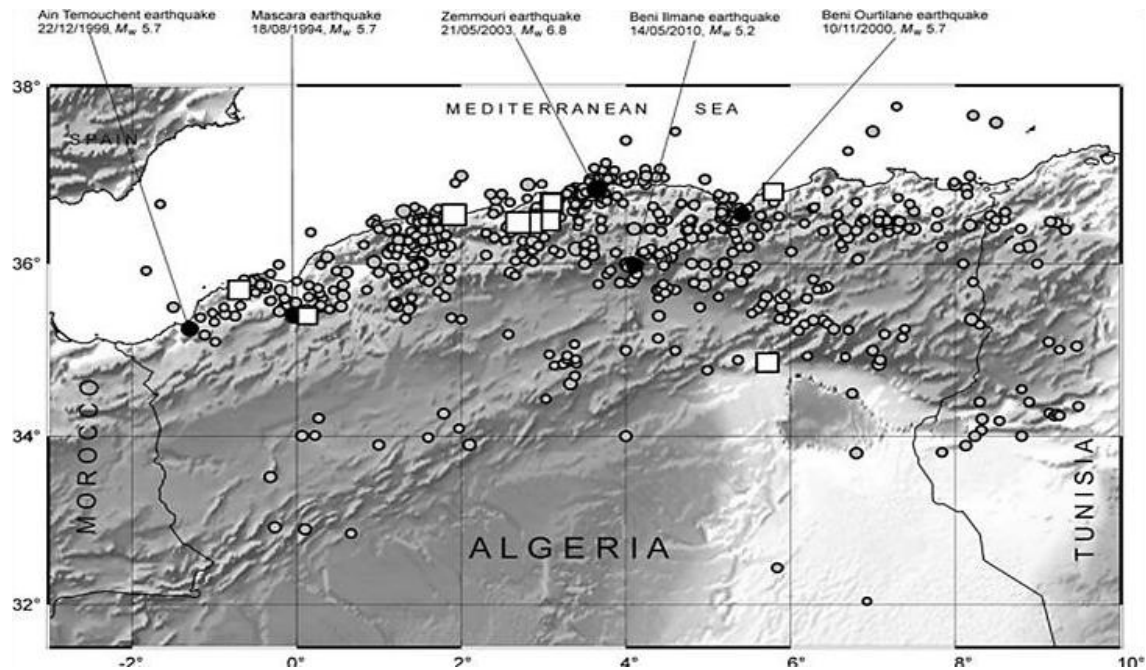


Figure I.6 : Sismicité de l'Algérie selon le catalogue GRAAG des séismes de magnitude $M > 4$

I.4. Evolution des réglementations en Algérie

La réglementation parasismique en Algérie a connu une évolution progressive, fortement influencée par les séismes majeurs ayant touché le pays. Les premières mesures remontent au séisme d'Alger de 1716, qui a conduit à l'adoption de règles constructives empiriques visant à améliorer la stabilité des bâtiments. Par la suite, le séisme d'El-Asnam en 1954 a marqué l'introduction des premières recommandations modernes avec le règlement AS55, suivi des normes françaises PS69 et leur révision en 1973. À la fin des années 1970, l'Algérie a élaboré ses propres dispositions en s'inspirant des codes internationaux, avec l'apparition d'un zonage sismique et l'application de la méthode statique équivalente. Le séisme d'El-Asnam de 1980 a mis en évidence des défaillances dans l'application des règles, entraînant des révisions successives du règlement, notamment les versions RPA 81 et RPA 83. Une étape importante a été franchie avec le RPA 99, qui a introduit des méthodes de calcul plus avancées et un zonage sismique affiné. Enfin, à la suite du séisme de Boumerdès en 2003, une nouvelle révision a renforcé les exigences réglementaires en reclassant les zones les plus exposées en forte sismicité, en limitant la hauteur des bâtiments en béton armé, en favorisant l'usage des voiles de contreventement, en augmentant les actions sismiques de calcul et en imposant des dispositions constructives plus strictes afin d'améliorer la sécurité des structures face aux séismes. (Benouar, 1994 ; RPA 2024 ; CGS, 2003)

I.5. Objectifs d'étude :

Cette étude porte sur l'analyse de la vulnérabilité sismique des écoles primaires situées dans la wilaya de Bouira, au niveau de la daïra de Bouira. Les établissements scolaires

représentent des ouvrages essentiels, car ils accueillent quotidiennement un grand nombre d'enfants et doivent assurer un niveau de sécurité élevé en cas de séisme

Conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), la wilaya de Bouira est classée en zone de sismicité élevée (Zone V). Cette classification implique l'application de règles parasismiques spécifiques lors de l'évaluation et de l'analyse du comportement structural des bâtiments existants.

I.5.1. Histoire sismique de la région de Bouira

La wilaya de Bouira fait partie du nord de l'Algérie, une région soumise à une activité sismique liée aux mouvements tectoniques entre les plaques africaine et eurasienne. Même si Bouira n'a pas été le siège de séismes majeurs récents, elle a été exposée à plusieurs secousses sismiques d'intensité modérée, ressenties sur l'ensemble de son territoire.

Le séisme de Boumerdès en 2003 a particulièrement mis en évidence la vulnérabilité de certains bâtiments de la région, y compris à Bouira, où des désordres structuraux ont été observés sur des constructions ne respectant pas les exigences parasismiques. (Benouar, 1994 ; RPA 2024 ; CGS, 2003). Par ailleurs, la présence de failles actives à proximité renforce la probabilité d'occurrence de mouvements sismiques modérés. (CRAAG, 2024)



Figure I.7 : Carte géographique de la wilaya de Bouira.

La wilaya de Bouira se caractérise par un réseau éducatif important, comprenant près de 553 écoles publiques et de 197517 élèves réparties sur l'ensemble de ses 12 daïras et 45 communes.

Tableau I.3 : nombres d'écoles et élèves à la wilaya de Bouira (2022-2023)

	Primaires	CEM	Lycée	Total
Les écoles	364	129	60	553
Les élèves	98432	69397	29688	197517

I.6. Typologies des établissements en Algérie

Le parc scolaire en Algérie se caractérise par une grande diversité architecturale et structurelle. Cette diversité est principalement liée à l'évolution des programmes de construction, aux conditions locales ainsi qu'aux règlements techniques appliqués à différentes périodes. Ainsi, les écoles ne présentent pas toutes les mêmes caractéristiques en termes, de capacité, conception de matériaux et de systèmes porteurs. (RPA2024)

I.6.1. Conception des écoles primaires

La conception des écoles primaires vise à créer des espaces adaptés à l'apprentissage, en assurant sécurité, confort et fonctionnalité. Elle intègre des aspects architecturaux et structurels selon les besoins pédagogiques. En Algérie, elle repose sur des programmes types (A, B, C, D) définissant la capacité et l'organisation des espaces. Elle doit également respecter les exigences réglementaires, notamment en matière de sécurité et de conception parasismique (RPA). (Sarri et Zitouni)

- **Le type A :** correspond à une école primaire de faible capacité, comportant généralement trois salles de classe et une surface globale d'environ 564 m². Ce type d'établissement est destiné aux zones à faible densité de population, où les besoins en infrastructures éducatives restent limités. Sa conception se caractérise par une organisation fonctionnelle simple et un nombre réduit de locaux, tout en assurant les conditions minimales de sécurité et de confort.
- **Le type B :** correspond à une école primaire de capacité moyenne, comprenant généralement six salles de classe et une surface d'environ 812 m². Ce type est destiné aux zones semi-urbaines, où les besoins éducatifs sont plus importants. Sa conception intègre une organisation fonctionnelle plus développée, avec des espaces pédagogiques et administratifs supplémentaires, assurant de meilleures conditions d'accueil et de fonctionnement.
- **Le type C :** correspond à une école primaire de grande capacité, comprenant généralement neuf salles de classe et une surface d'environ 1 113 m². Ce type d'établissement est principalement implanté en milieu urbain, où la demande éducative est élevée. Sa conception se caractérise par une organisation en plusieurs blocs fonctionnels et par des exigences techniques plus importantes, notamment en matière de sécurité, de confort et de performance structurelle.
- **Le type D :** désigne une école primaire de très grande capacité, regroupant en moyenne douze salles de classe et développant une surface d'environ 1 387 m². Destinée aux zones à forte densité urbaine, elle se distingue par une organisation spatiale plus complexe, intégrant un ensemble étendu de locaux pédagogiques, administratifs et de services. Sa conception répond à des exigences élevées en termes de fonctionnalité et de sécurité.

I.6.2. System de construction des écoles en Algérie

On retrouve des bâtiments anciens réalisés avant le renforcement des exigences parasismiques, ainsi que des constructions plus récentes conçues selon des normes plus strictes. Les structures les

plus courantes sont les bâtiments en béton armé à ossature poteaux-poutres, mais certaines écoles sont également construites en maçonnerie porteuse ou selon des systèmes mixtes.

Cette variété typologique joue un rôle important dans l'évaluation du comportement des établissements scolaires, notamment dans les études liées à la vulnérabilité et à la performance sismique. (FEMA 356, 2000)

A. Bâtiments en maçonneries

C'est l'un des types les plus utilisés dans les années avant 2003 et avant le séisme de Boumerdes l'un des plus forts séismes dans les dernières années en Algérie.

- Maçonnerie porteuse (1980-2000) : La maçonnerie portante, également appelée maçonnerie chaînée, constitue un système constructif dans lequel les murs sont réalisés en premier, avant la mise en place des chaînages horizontaux et verticaux (ceintures). Dans ce type de structure, les chaînages verticaux ne jouent pas le rôle de poteaux. En effet, contrairement aux poteaux qui assurent la reprise des charges verticales et parfois des charges horizontales, les chaînages verticaux ont uniquement une fonction de renforcement des murs. Ainsi, ce sont les murs eux-mêmes qui supportent l'ensemble des charges appliquées à la structure. (Paulay & Priestley, 1992)

Après RPA2024 les bâtiments dont l'ossature est constituée de portiques doivent respecter les limitations dans la hauteur et des niveaux :

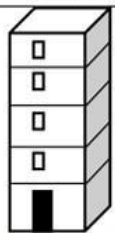
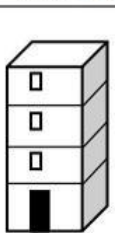
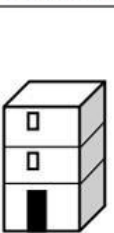
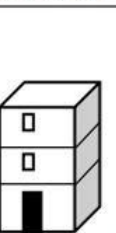
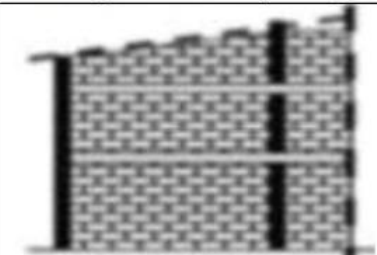
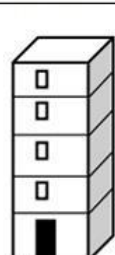
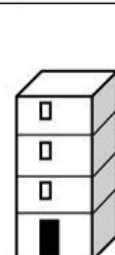
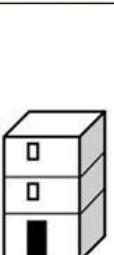
Type de contreventement	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
				
Portique sans remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	3niveaux/11m
				
Portique avec remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	2niveaux/8m

Figure I.8 : Prescription du RPA sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables.



Figure I.9 : exemple d'une école en maçonnerie

Remarque

Ces dernières années, l'utilisation de la maçonnerie portante dans les structures importantes, notamment les bâtiments scolaires, a été progressivement limitée, voire interdite. Cette évolution s'explique principalement par les exigences accrues en matière de sécurité structurale et parasismique. En effet, les écoles sont classées comme ouvrages à importance élevée, nécessitant un niveau de performance supérieur face aux actions sismiques. La maçonnerie portante présente une faible ductilité et une capacité limitée à dissiper l'énergie sismique, ce qui la rend moins adaptée aux zones sismiques. Par conséquent, les règlements récents privilégient des systèmes structuraux plus performants, tels que les structures en béton armé avec portiques ou voiles, capables d'assurer une meilleure résistance, une plus grande stabilité et un comportement plus fiable en cas de séisme. Ainsi, dans le cas des établissements scolaires, les choix constructifs s'orientent vers des solutions garantissant la sécurité des occupants, la durabilité de l'ouvrage et la conformité aux exigences réglementaires en vigueur.

B. Bâtiments en béton armé.

- **Bâtiments sans conception parasismique** : Cela comprend toutes les écoles construites avant le tremblement de terre d'Asnam (1962-1983) ; la plupart des écoles de cette époque ont été construites sans aucune conception parasismique, car le gouvernement a construit autant d'écoles que possible pour répondre à la croissance rapide de la population et à l'expansion rapide de l'éducation après l'indépendance, ce qui a conduit à l'absence de tout contrôle de qualité dans de nombreuses écoles. (Benouar, 1994)
- **Bâtiments projetés suivant les prescriptions du RPA 1983** : Cela comprend toutes les écoles construites après l'introduction du code sismique algérien de 1983 (RPA81 v.83) ; la plupart des écoles de cette époque ont été construites sous supervision technique (RPA81 /83), afin d'éviter les principales causes de dommages lors du séisme d'Asnam :
 - Dommages dus à des colonnes courtes.
 - Conception conceptuelle médiocre.
 - Matériaux de construction de mauvaise qualité. (RPA99/2003)

- **Bâtiments en béton armé [système de contreventement des murs en béton armé] :** Cela inclut toutes les écoles construites après l'introduction du code sismique algérien de 2003 (RPA99 v.2003), qui a introduit :
- L'utilisation de murs de cisaillement en béton.
 - La limitation du nombre d'étages pour les bâtiments en béton armé.
 - L'augmentation de la taille des éléments structurels.



Figure I.10: Collège en construction (système de murs en béton armé).

I.7. Comportement des établissements scolaire lors de séisme de Boumerdes

I.7.1. Statistiques des niveaux de dommages après le séisme

Lors du séisme destructif survenu à Boumerdes en 2003, un grand nombre d'établissements scolaires ont été touchés. En effet, 103 bâtiments scolaires ont été totalement détruits, tandis que 753 autres ont subi des dommages importants. L'ampleur des dégâts observés a varié selon différents niveaux de gravité, allant du niveau 1 au niveau 5, comme l'indique le tableau I.4

Tableau I.4 : Répartition des dommages subis par les bâtiments scolaires après le séisme de Boumerdes. (CGS, 2003)

Niveau des Dommages	Niveau 1	Niveau 2	Niveau 3	Niveau 4	Niveau 5	Total
Nombre D'écoles	490	814	467	286	103	2160
Pourcentages des écoles	22.69%	37.69%	21.62%	13.24%	4.77%	100%

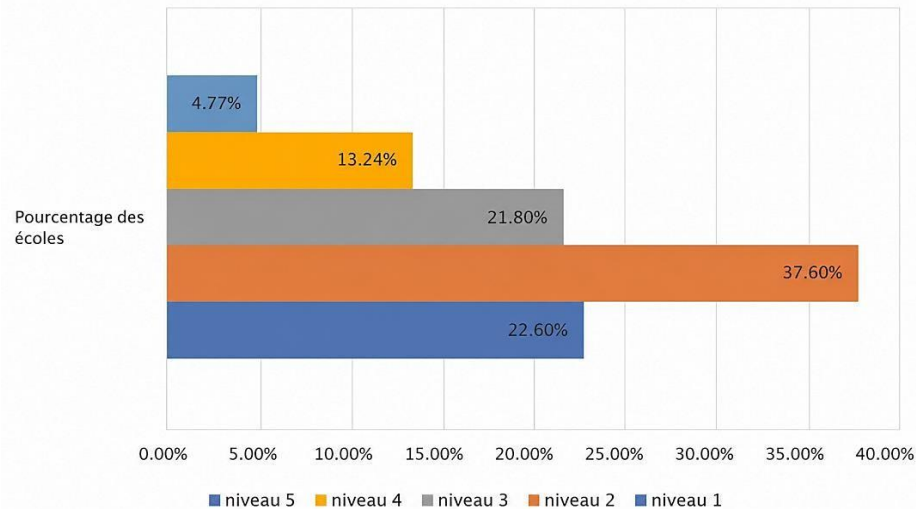
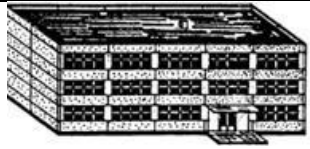
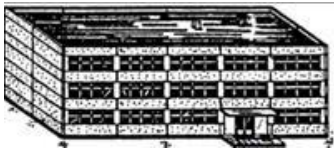
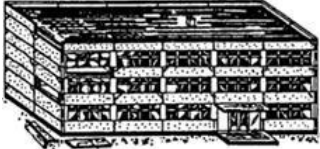


Figure I.11 : Répartition des dommages subis par les bâtiments scolaires après le séisme de Boumerdes.

Tableau I.5 : Classification européenne des degrés de dommages. [EMS-98 \(1998\)](#).

Type de Béton armée	Dommage Maçonnerie	description du niveau de Dommage
		Niveau1 : le degré de dommage sur la structure est nul ou négligeable.
		Niveau2 : dommages légers à modérés aux éléments non structurels et dommages légers aux éléments structurels
		Niveau3 : dommages importants aux éléments non structurels et dommages modérés aux éléments structurels.
		Niveau4 : dommages très importants aux éléments non structurels et dommages importants aux éléments structurels
		Niveau5 : dommages structurels très importants, avec effondrement partiel ou total du bâtiment

I.7.2. Effets de séisme de Boumerdes sur les structures

Les bâtiments scolaires présentent des particularités qui peuvent accroître leur sensibilité face aux séismes par rapport à d'autres types de constructions. Cette vulnérabilité s'explique notamment par la configuration architecturale, le système porteur adopté ainsi que les matériaux utilisés. À cela s'ajoutent des facteurs liés à leur implantation et dans certains cas, à un suivi technique insuffisant. (Paulay & Priestley, 1992)

➤ L'assemblage poteau-poutre et l'influence de remplissage maçonnerie

Les observations issues des récents séismes montrent que les structures les plus vulnérables sont les portiques auto stables associés à des remplissages en maçonnerie. Ce type de système a concentré la majorité des cas d'effondrement constatés. (Paulay & Priestley, 1992)



Figure I.12 : Effondrement de bâtiments auto stables en maçonnerie.

Ces effondrements s'expliquent principalement par une surestimation de la capacité de ductilité de ces structures, qui demeure en réalité très limitée. L'introduction de la maçonnerie de remplissage modifie profondément le comportement du portique : d'un système initialement conçu pour résister aux moments avec une bonne capacité de déformation plastique, il devient plus rigide sous l'effet de l'interaction cadre-maçonnerie (Perrault, 2013). Cette rigidification engendre des efforts de cisaillement importants, dus à la formation de bielles comprimées dans les panneaux de maçonnerie, ce qui favorise des modes de rupture fragiles au niveau des éléments structuraux.

Par ailleurs, ces sollicitations excessives affectent fortement les assemblages poteau-poutre (FigI.13), considérés comme des zones critiques. Sous l'effet des efforts combinés (cisaillement élevé, moments et efforts normaux), ces nœuds peuvent subir une dégradation rapide, caractérisée par la fissuration du béton, la perte d'adhérence des armatures et, dans les cas extrêmes, une rupture brutale (Kebaili et Redjel, 2009). La défaillance de ces assemblages compromet la stabilité globale de la structure et peut conduire à des mécanismes d'effondrement progressif. (Fardis, 2009)

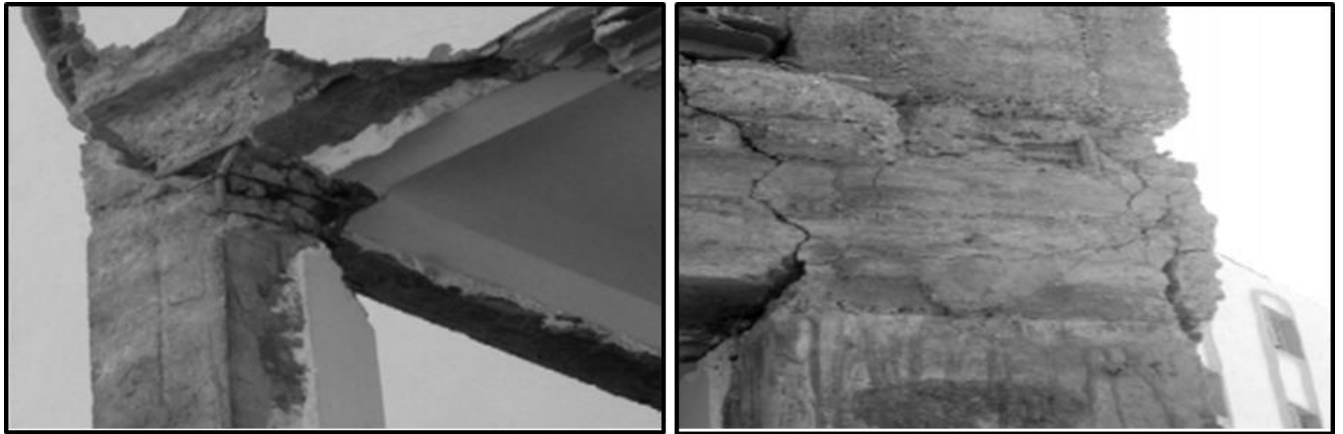


Figure I.13 : Dommages subis par les assemblages poteau-poutres lors du séisme.

- **Les poteaux courts :** Les poteaux courts se distinguent par une rigidité latérale plus importante que celle des autres éléments verticaux, ce qui les conduit à capter une part significative des efforts sismiques dans les bâtiments à étages. Lorsque ces éléments ne sont pas dimensionnés pour résister aux efforts induits, ils subissent rapidement des dégradations, généralement sous forme de ruptures fragiles par cisaillement. Ce phénomène est connu sous le nom d'« effet de poteau court » ([FEMA 356, 2000](#)) et apparaît le plus souvent en raison de configurations architecturales particulières, telles que la présence d'allèges de fenêtres, de murs partiels ou de remplissages interrompus qui réduisent localement la hauteur libre du poteau.

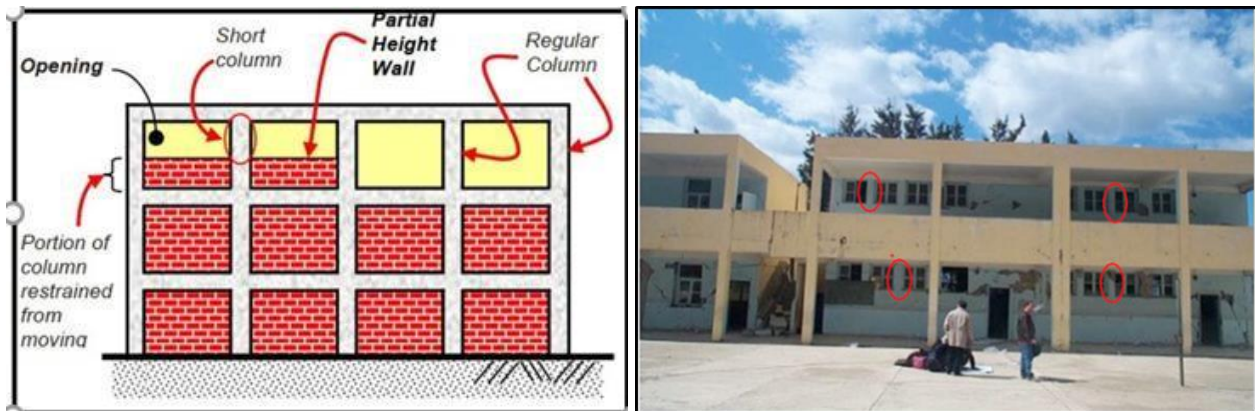


Figure I.14 : Effet des poteaux courts dans un bâtiment en béton armé.

- **L'étage souple :** L'effondrement en cascade (Fig. I.15) désigne un processus de ruine progressive où la défaillance initiale d'un ou plusieurs éléments porteurs verticaux due à une surcharge, une erreur de conception ou un événement accidentel (séisme, explosion, impact) provoque une instabilité globale. Cette dégradation se propage alors d'un niveau à l'autre, entraînant l'effondrement successif de l'ensemble de la structure. ([ATC-40, 1996](#))

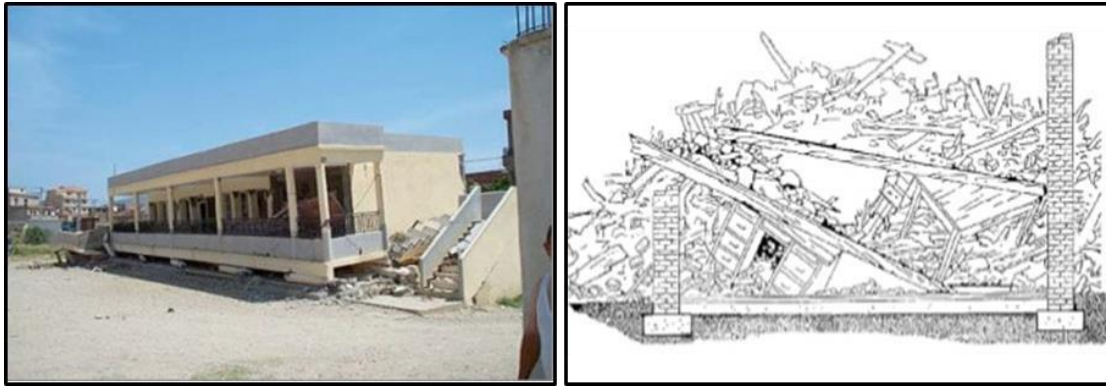


Figure I.15 : Effet des étages souples lors du séisme de Boumerdes.

- **Rupture des escaliers :** La rupture des escaliers se produit généralement sous l'effet des sollicitations sismiques ou de surcharges, en raison de leur rôle particulier dans la structure. Les escaliers sont souvent considérés comme des éléments secondaires, mais ils peuvent, en réalité, influencer fortement le comportement global du bâtiment. Lors d'un séisme, les différents niveaux du bâtiment se déplacent horizontalement avec des amplitudes variables. Si l'escalier est rigidement lié aux planchers, il agit comme un élément de liaison rigide entre étages, ce qui génère des efforts importants dans ses volées et ses paliers. Cette incompatibilité de déplacement entraîne des contraintes élevées, notamment en traction et en cisaillement, pouvant provoquer la fissuration puis la rupture ([FEMA 356, 2000](#)). Par ailleurs, une mauvaise disposition des joints sismiques ou l'absence de désolidarisation entre l'escalier et la structure principale accentue ce phénomène. Les zones critiques sont généralement les appuis (liaison avec les planchers), les paliers intermédiaires et les extrémités des volées, où les concentrations de contraintes sont les plus élevées. Enfin, un ferrailage insuffisant, un mauvais ancrage des armatures ou une conception inadéquate peuvent conduire à des modes de rupture fragiles, compromettant non seulement la stabilité de l'escalier, mais aussi sa fonction essentielle comme voie d'évacuation en cas d'urgence.

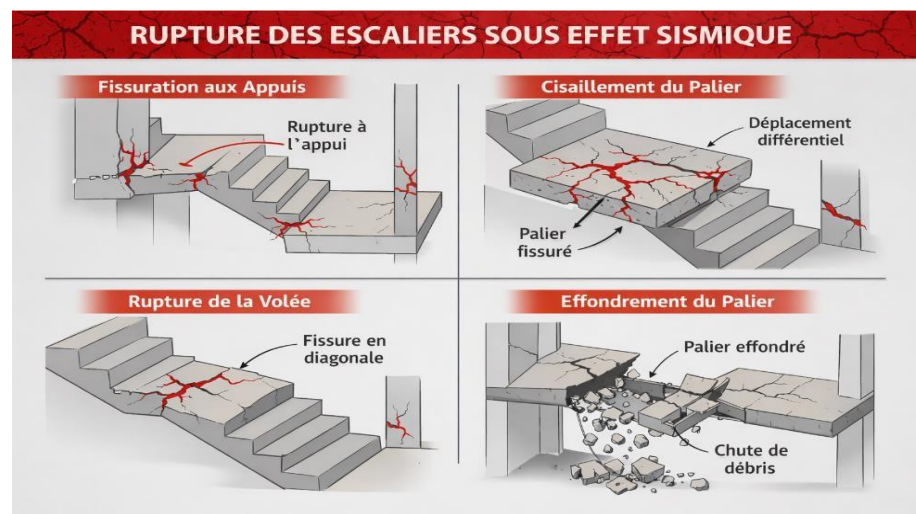


Figure I.16 : Rupture des escaliers sous l'effet de séisme.

- **Conception architecturale et structurale :** La conception architecturale constitue un élément fondamental de la performance sismique des bâtiments. Elle résulte généralement d'une collaboration étroite entre l'architecte et l'ingénieur en structure. Pour garantir un bon comportement face aux séismes, la structure doit être conçue de manière simple, régulière et bien organisée, afin d'éviter les irrégularités susceptibles d'engendrer des réponses imprévisibles (Paulay & Priestley, 1992). Un système de contreventement efficace, intégrant une certaine redondance, est également essentiel pour assurer la stabilité globale de l'ouvrage. Avec l'évolution des connaissances en dynamique des structures et en génie parasismique, l'intervention de spécialistes est devenue indispensable afin de limiter les incertitudes liées au comportement sismique et d'améliorer la fiabilité des conceptions. Cependant, certaines défaillances de conception ont été observées et ont conduit à des comportements structurels inadéquats, parfois jusqu'à l'effondrement. C'est notamment le cas de structures isostatiques instables reposant sur un appui ou une construction adjacente sans liaison adéquate assurant leur stabilité sous actions horizontales. Lorsque ces systèmes présentent en plus une excentricité importante, ils peuvent subir une rotation excessive dès les premières sollicitations sismiques, entraînant rapidement la perte d'équilibre et la ruine de l'ouvrage.



Figure I.17: La conception en forme L couramment utilisée dans les écoles algériennes.

De nombreuses écoles en Algérie, notamment celles construites avant le séisme de Boumerdès, présentent des configurations similaires. En effet, une conception type est souvent adoptée par les autorités, comme la forme en L, afin de standardiser les plans et réduire les coûts de réalisation. Toutefois, si ce modèle standard possède des insuffisances en matière de comportement sismique, ces faiblesses se retrouvent de manière répétée dans l'ensemble des établissements construits sur ce même schéma.



Figure I.18 : Effondrement de structure suite à une erreur de conception.

- **Absence des armatures transversales :** La rigidité des nœuds joue un rôle crucial dans le comportement des ossatures autostables, car elle permet la formation de rotules plastiques, éléments essentiels pour le dimensionnement des structures en cas de séisme. Cependant, la rupture de ces nœuds entraîne une instabilité immédiate face aux forces latérales. Un constat alarmant révèle l'absence quasi-totale d'armatures transversales dans ces zones critiques, ce qui a été à l'origine de nombreux effondrements([RPA99/2003](#)). Selon les normes parasismiques algériennes, les dispositions adoptées semblent insuffisantes, notamment en ce qui concerne le remplacement des cadres par des étriers en U dans les poteaux de rive. Ces étriers ne parviennent pas à confiner efficacement le béton des nœuds. Par ailleurs, pour les nœuds des poteaux intermédiaires, aucune spécificité n'est exigée, ce qui favorise la fissuration due aux compressions diagonales induites par la liaison poteaux-poutres. Ces lacunes compromettent la résistance globale des structures soumises à des charges sismiques.
- **Manque de supervision :** L'examen des bâtiments effondrés lors du séisme de Boumerdès a révélé que la majorité d'entre eux ne respectaient pas les exigences de l'ancien règlement parasismique algérien, principalement en raison d'un contrôle insuffisant. Les principales anomalies constatées incluaient l'emploi de matériaux de qualité médiocre (notamment un béton non conforme), ainsi que des armatures mal dimensionnées ou incorrectement positionnées ([FigI.19](#)). ([Fardis, 2009](#)) Par ailleurs, la recherche de réductions de coûts, souvent liée à la compétitivité des appels d'offres pour la construction d'écoles, peut inciter les entrepreneurs à recourir à des matériaux défectueux et à une main-d'œuvre insuffisamment qualifiée. Combiné à un manque de supervision rigoureuse, ce contexte favorise des défaillances structurelles aux conséquences potentiellement dramatiques.

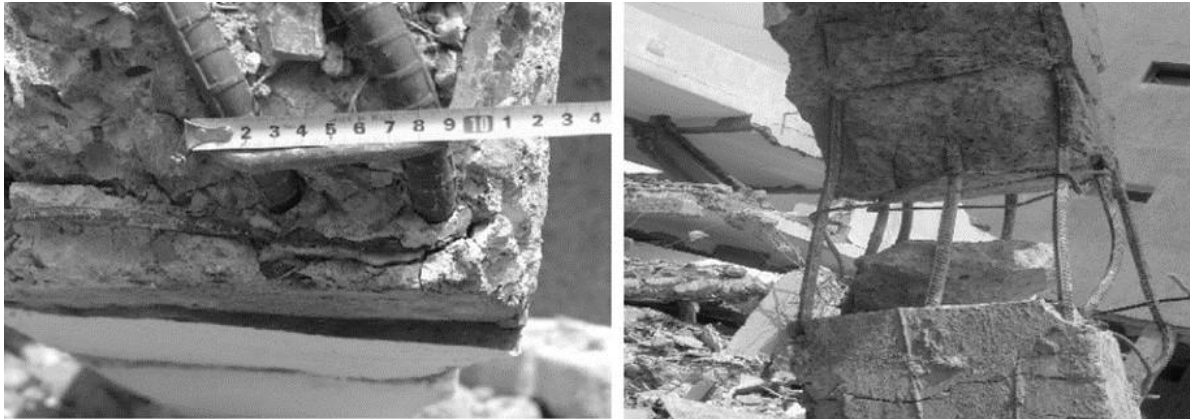


Figure I.19 : Exemples d'erreurs de construction observées après le séisme.

I.7.3. Coût de la reconstruction

Selon le ministère de l'Éducation, les dégâts causés aux écoles par le séisme ont coûté au gouvernement algérien 70 millions de dollars (USD) en travaux de reconstruction et de réhabilitation, comme le montre le tableau I.6. ([Ministère de l'Éducation Nationale, 2004](#))

Tableau I.6 : Coût de remise en état des bâtiments scolaires.

Type d'école	Nombres de Écoles		Cout en Million \$ (usd)	
	Reconstruire	Réhabilitation	Reconstruire	Réhabilitation
École primaire	100	253	3.75	9.35
Collèges	12	111	9	18.25
Lycée	10	58	18.75	10.5
Total	122	422	31.5	38.06
			69.59	

I.8. Principes de réduction d'effets des séismes pour bâtiments scolaires

Réduction d'effets des séismes peut être définie comme l'ensemble des activités visant à éliminer ou à réduire les pertes en vies humaines, les blessures et les dommages matériels lors des séismes ([UNESCO, 2010](#)). Alors, il est très important de travailler à réduire leur impact sur les bâtiments scolaires. Réduction d'effets des séismes doit être un objectif permanent du génie civil à travers le monde, car les ingénieurs civils sont à l'avant-garde du développement de techniques et de conceptions appropriées pour gérer et atténuer les risques en :

- Améliorant notre compréhension des activités sismiques, ce qui permet de mieux prévoir les séismes et de se préparer en établissant des cartes des zones sismiques et des codes de conception spécifiques adaptés à chaque zone. ([RPA2024](#))
- Améliorant notre compréhension du comportement des bâtiments lors des séismes, de leur vulnérabilité à ces activités sismiques et des moyens de réduire cette vulnérabilité. ([FEMA 356, 2000](#))

- Aidant les autorités lors des séismes en participant aux opérations de sauvetage, ainsi qu'aux travaux de restauration et de reconstruction après la fin de la catastrophe.

I.8.1. Condition pour choisir un site approprié

Le choix d'un site d'implantation approprié constitue une étape essentielle avant la conception des bâtiments scolaires. En effet, les établissements doivent, autant que possible, être localisés dans des zones présentant une faible exposition au risque sismique.

Cependant, cette condition n'est pas toujours réalisable, car les écoles sont généralement implantées à proximité des zones d'habitation. Dans le cas de constructions prévues en régions à aléa sismique, il est donc indispensable de procéder à une étude approfondie du site. Cette analyse doit inclure des investigations géotechniques détaillées, l'évaluation du risque de glissements de terrain ainsi que l'examen de la proximité éventuelle de failles actives. (RPA2024)

I.8.2. Choix d'une conception résistante au séisme

Lors de la phase de conception, la réduction des effets sismiques doit prioritairement viser les éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement qui assurent la stabilité de l'ouvrage et sa capacité à résister aux sollicitations sismiques imprévues. Une conception adéquate, associée à une exécution soignée, permet d'améliorer significativement le comportement global de la structure face aux séismes.

Par ailleurs, les choix architecturaux susceptibles d'introduire des faiblesses sismiques doivent être évités autant que possible dès le départ, notamment les configurations défavorables comme les poteaux courts. Lorsque ces dispositions ne peuvent être contournées, leurs effets doivent être intégrés et compensés dans le dimensionnement structurel. (Fardis, 2009)

Dans certains contextes, les prescriptions réglementaires peuvent s'avérer insuffisantes pour garantir un niveau de sécurité optimal. Il est alors recommandé d'adopter une approche de conception basée sur la performance (ATC-40, 1996 ; FEMA 356, 2000). Cette méthode consiste à dimensionner les structures de manière à résister à des séismes de forte intensité, correspondant à une probabilité donnée d'occurrence. L'objectif est d'éviter l'effondrement lors d'événements rares afin de préserver les vies humaines, tout en limitant les dommages et les interruptions de service lors de séismes plus fréquents, on peut résumer ces conditions par :

- **Résistance** : elle est principalement générée par les éléments structurels : forme, dimensions, nombre et configuration.
- **Ductilité** : elle est générée par le degré de résistance sismique, les matériaux utilisés dans la construction et la qualité des détails.
- **Charges sismiques** : elles sont générées par la masse de la structure et la sismicité de la zone.

I.8.3. Suivi et contrôle de la qualité en phase de réalisation

En Algérie, une grande partie des effondrements observés lors des séismes est liée à des défauts dans les pratiques de construction. Il est donc indispensable d'assurer une supervision technique rigoureuse durant la phase d'exécution. La présence d'un ingénieur en génie civil sur le chantier permet de vérifier plusieurs aspects essentiels, notamment :

- La conformité de la qualité des matériaux utilisés, en particulier le béton, aux exigences des normes en vigueur.
- Le respect strict des plans d'exécution par les entreprises, notamment en ce qui concerne les dimensions des éléments structuraux, les caractéristiques des armatures ainsi que leur positionnement.
- La capacité à réagir face aux imprévus du chantier, en proposant, si nécessaire, des ajustements adaptés à la conception structurelle initiale.

Cette démarche contribue à garantir la fiabilité et la sécurité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

I.9. Diagnostics et renforcements après le séisme

I.9.1. Principe de diagnostics

Le diagnostic est une étape essentielle de la connaissance de la structure sur laquelle on projette d'intervenir. De manière générale, la phase du diagnostic comporte l'investigation de plusieurs domaines (social, historique, architectural ...) en vue de parvenir à une connaissance approfondie de l'objet d'étude (Fredet, J. and Laurent, J.-C, 2018). Pour l'ingénieur en génie civil la question du diagnostic s'intéresse uniquement au domaine constructif, et ce à travers l'investigation du système constructif de l'édifice étudié et des pathologies qui l'affectent. Le processus de diagnostic qui se déroule généralement en trois phases, permet de :

- Déterminer les causes qui sont à l'origine des désordres constatés sur une structure.
- Formuler les hypothèses explicatives des effets induits et procéder à leur vérification.
- Proposer des recommandations de traitement qui seront intégrées dans une approche de restauration ou de réhabilitation.

I.9.2. Choix et technique de renforcement

La réduction des effets des charges d'exploitation constitue un objectif essentiel dans la conception parasismique des bâtiments scolaires, afin de limiter les sollicitations supplémentaires en cas de séisme. Dans ce cadre, il est nécessaire de concevoir une structure à la fois rigide, ductile et suffisamment résistante pour assurer une bonne réponse face aux actions sismiques. Par ailleurs, l'amélioration de la régularité de la structure, aussi bien en plan qu'en élévation, permet d'éviter les concentrations de contraintes et les comportements imprévisibles. Enfin, le renforcement de la

résistance, tant au niveau local qu'à l'échelle globale, contribue à accroître la stabilité de l'ouvrage et à réduire les risques de dommages ou d'effondrement.

Choix d'une méthode de renforcement : dépend de plusieurs facteurs techniques et environnementaux qu'il est indispensable d'analyser avant toute intervention. (Amir-Mazaheri et al., 2010). Les principaux éléments à considérer sont les suivants :

- ✓ Environnement agressif : Lorsque la structure est soumise à des conditions sévères (humidité, agents chimiques, etc.), il est recommandé d'opter pour des aciers résistants à la corrosion, un béton spécifiquement formulé pour ce type d'exposition, ainsi que des dispositifs de protection supplémentaires.
 - ✓ Insuffisance du béton existant : Si le béton en place présente une faible résistance ou des signes de détérioration, les parties dégradées doivent être éliminées avant toute opération de renforcement.
 - ✓ Dégradations du support en béton : En cas de fissures marquées ou d'irrégularités géométriques, l'ajout d'armatures passives externes à l'élément peut constituer une solution efficace.
 - ✓ Contraintes géométriques : Lorsque les dimensions ou la configuration de l'ouvrage ne peuvent pas être modifiées (comme pour certains ponts ou poutres), il est préférable de recourir à des techniques de renforcement par armatures collées en surface.
 - ✓ Altération des armatures existantes : Si les aciers en place sont détériorés, leur remplacement partiel ou total s'impose, accompagné de l'ajout de nouvelles armatures pour assurer la capacité portante de l'élément.
- **Les techniques de renforcements :** sont des travaux et des techniques pour réparer des ouvrages pour être mieux résistant, ils sont capables d'être utilisés sans risque d'effondrement ou séisme ou charge d'exploitation.
- ✓ **Traitement des fissures :** il y a 5 principales techniques (Injection, Cachetage, calfeutrement, Pontage, protection généralisées) pour le traitement des fissures selon les critères de sélection prennent en compte l'ouverture de la fissure (très fine, fine ou moyenne), sa profondeur et son comportement (active ou inactive). La forme, l'orientation et la géométrie de la fissure influencent également la technique de réparation adoptée.
 - ✓ **Insertion d'un nouvel élément structural :** Après le séisme de Boumerdes, une méthode de renforcement largement adoptée consiste à intégrer de nouveaux éléments porteurs, notamment des voiles de cisaillement, au sein des structures existantes. Cette approche a pour objectif d'accroître la rigidité globale de l'ouvrage et d'améliorer son comportement face aux sollicitations sismiques, en assurant une meilleure reprise et distribution des efforts horizontaux. Toutefois, l'ajout de ces éléments doit être réalisé avec précaution afin de ne pas perturber l'équilibre initial de la structure. Une implantation symétrique est généralement recommandée pour limiter les effets de torsion. Par ailleurs, une attention particulière doit être accordée aux zones de liaison entre les anciens et les nouveaux éléments, qui doivent être soigneusement dimensionnées et exécutées, afin de garantir une transmission efficace des efforts d'inertie jusqu'aux fondations.



Figure I.20 : Rénovation d'un bâtiment existant après le séisme de Boumerdes par l'ajout de murs de cisaillement.

- **Renforcement par chemisage :** Cette technique concerne principalement le renforcement des éléments porteurs par augmentation de leur section. Elle consiste à ajouter des armatures transversales supplémentaires, associées à la mise en place d'un nouveau béton autour du périmètre des sections existantes (technique d'enrobage ou de chemisage en béton armé).

Les principales exigences et objectifs de cette méthode sont les suivants :

- ✓ Augmenter la capacité portante des éléments structuraux.
- ✓ Améliorer la résistance en flexion ainsi qu'en cisaillement.
- ✓ Accroître la capacité de déformation et la ductilité de la structure.
- ✓ Renforcer la résistance au niveau des zones de recouvrement d'armatures défectueuses.



Figure I.21: chemisage d'un élément dans une structure.

Au cours des dernières années, les études en génie civil, et plus particulièrement celles liées au domaine parasismique, ont connu un développement considérable. Les méthodes d'analyse se sont

perfectionnées, permettant d'obtenir des résultats de plus en plus proches du comportement réel des structures. L'utilisation de logiciels spécialisés, tels que SEISMOSTRUCT, joue un rôle essentiel dans cette évolution. Ces outils de calcul avancés permettent de modéliser avec précision le comportement non linéaire des structures soumises à des sollicitations sismiques. Ils offrent ainsi la possibilité d'évaluer l'état de la structure après analyse, d'identifier les zones critiques et de vérifier l'efficacité des techniques de renforcement envisagées. De plus, ces logiciels intègrent des modèles de matériaux réalistes (béton et acier), prennent en compte les phénomènes de fissuration, de plastification et de dégradation, et permettent de simuler différents scénarios sismiques. Cela contribue à une meilleure compréhension de la réponse structurelle et à une prise de décision plus fiable dans le choix des solutions de renforcement et de réhabilitation.

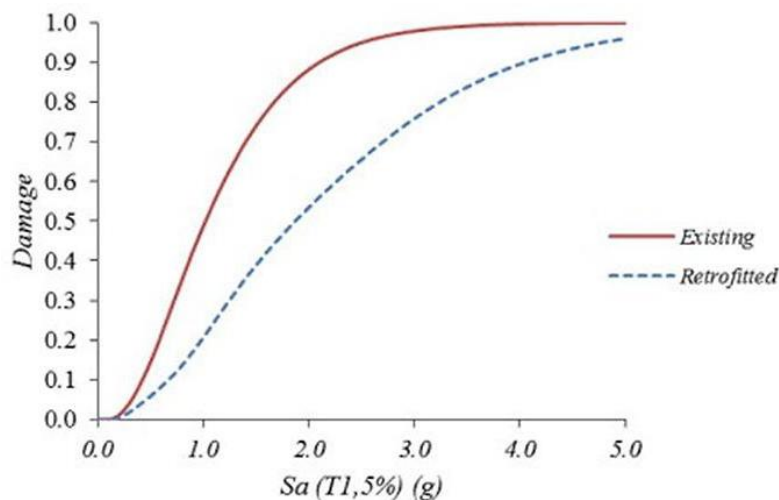


Figure I.22 : Courbes de vulnérabilité pour une école avant et après la rénovation. [Liel, A. B., & Deierlein, G. G. \(2008\)](#)

I.10. Conclusion

Le renforcement de la résilience sismique des établissements scolaires doit constituer une priorité permanente pour les autorités locales, dans le but de limiter au maximum les pertes humaines lors des séismes. Si l'intégration de mesures parasismiques dans les constructions neuves demeure essentielle, la réhabilitation du parc scolaire existant apparaît comme une action prioritaire. En effet, elle permet d'atteindre des niveaux de performance sismique comparables à ceux des bâtiments neufs, tout en réduisant les coûts et en présentant des bénéfices environnementaux significatifs.

Dans cette optique, il est indispensable que les pouvoirs publics mettent en place des programmes d'inspection réguliers afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures existantes. Par ailleurs, la formation de main-d'œuvre qualifiée s'avère cruciale pour assurer une mise en œuvre adéquate et efficace des techniques de renforcement et de réhabilitation.

Chapitre II : Études de cas de bâtiments scolaires à Bouira

II.1. Introduction

Les établissements scolaires jouent un rôle essentiel dans le développement éducatif et social des élèves. Leur conception architecturale et structurelle ne se limite pas à l'aspect fonctionnel, mais influence également la sécurité des usagers. Dans les régions exposées au risque sismique, comme certaines zones de l'Algérie, la configuration des bâtiments devient un facteur crucial pour limiter les dommages et protéger les occupants. L'école étudiée est située dans la Wilaya de Bouira, une région du nord de l'Algérie caractérisée par une activité sismique modérée mais réelle. ([CRAAG,2024](#))

L'étude de la configuration des écoles permet d'examiner des éléments tels que la forme en plan, la régularité des étages, la répartition des masses, la structure portante et l'organisation des espaces. Cette analyse aide à identifier les points faibles, à anticiper le comportement des bâtiments face aux secousses sismiques et à proposer des solutions adaptées. ([FEMA356,2000](#))

II.2. Présentation de l'école

II.2.1 description générale

L'établissement étudié est une école primaire de type C, classée R+2, située dans la wilaya de Bouira, à proximité de l'école **Morsli Nadir**. Il s'agit d'un bâtiment comprenant des espaces pédagogiques et administratifs, organisés de manière fonctionnelle afin d'assurer de bonnes conditions d'enseignement et de circulation. La structure porteuse de l'ouvrage est réalisée en béton armé.

Le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux ont été effectués conformément aux prescriptions du BAEL 91 et du RPA 99 (version 2003), ainsi qu'aux normes en vigueur, dans le but de garantir la sécurité et la performance sismique de la structure.

II.2.2. Salles de classe

Les salles de classe constituent les locaux principaux du bâtiment. Elles sont disposées de part et d'autre des couloirs, sur l'ensemble des niveaux.

- Le nombre total de salles de classe est de 9, chacune ayant une surface de 63 m², ainsi qu'une salle d'informatique de 61,65 m².

- Nombre des élevés par classe est de 25 élevés

II.3. Configuration architecturale

II.3.1. Forme en plan

Le bâtiment étudié présente une forme rectangulaire en plan. Les dimensions principales du plancher sont les suivantes :

- La longueur de plancher selon X-X : $L_X=42,00$ m
- La longueur de plancher selon Y-Y : $L_Y=14,40$ m

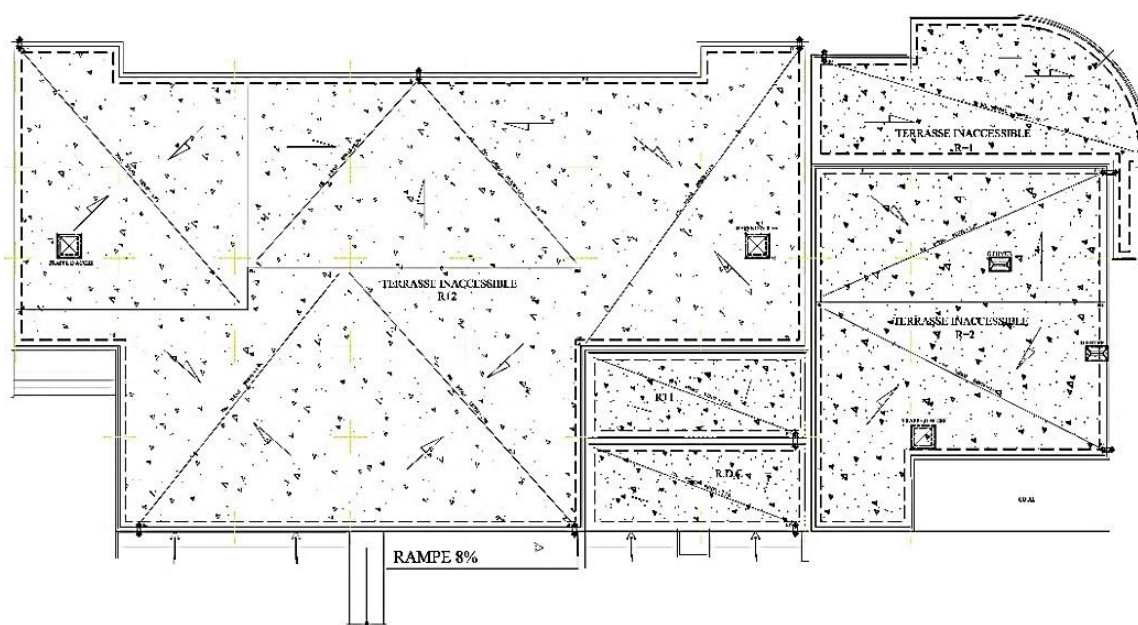


Figure II.1 : vue en plan de la terrasse.

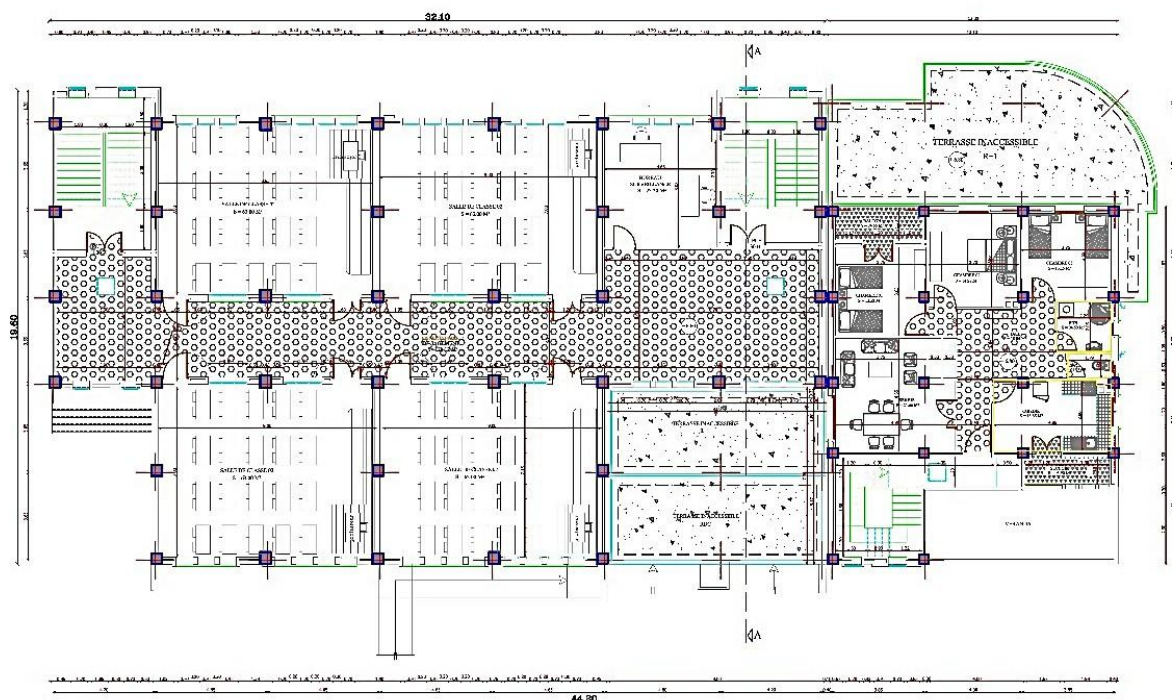


Figure II.2 : vue plan 2^{ème} étage.

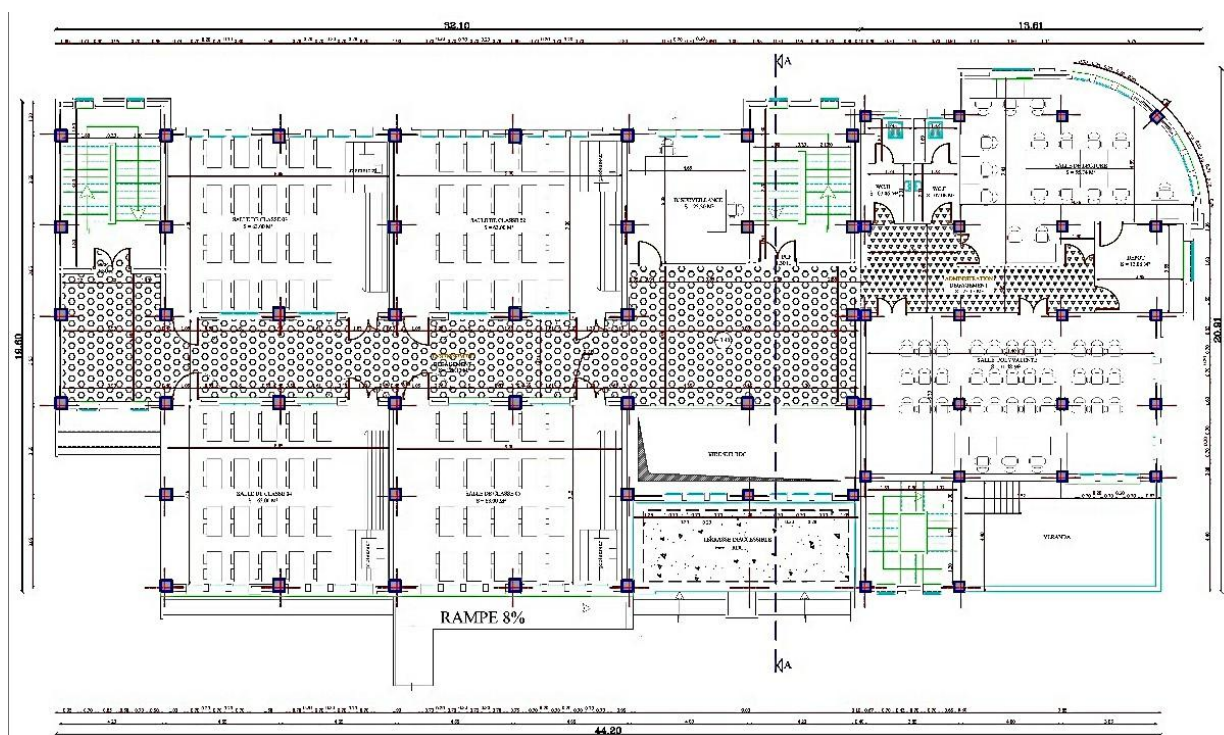


Figure II.3 : vue en plan 1^{er} étage.

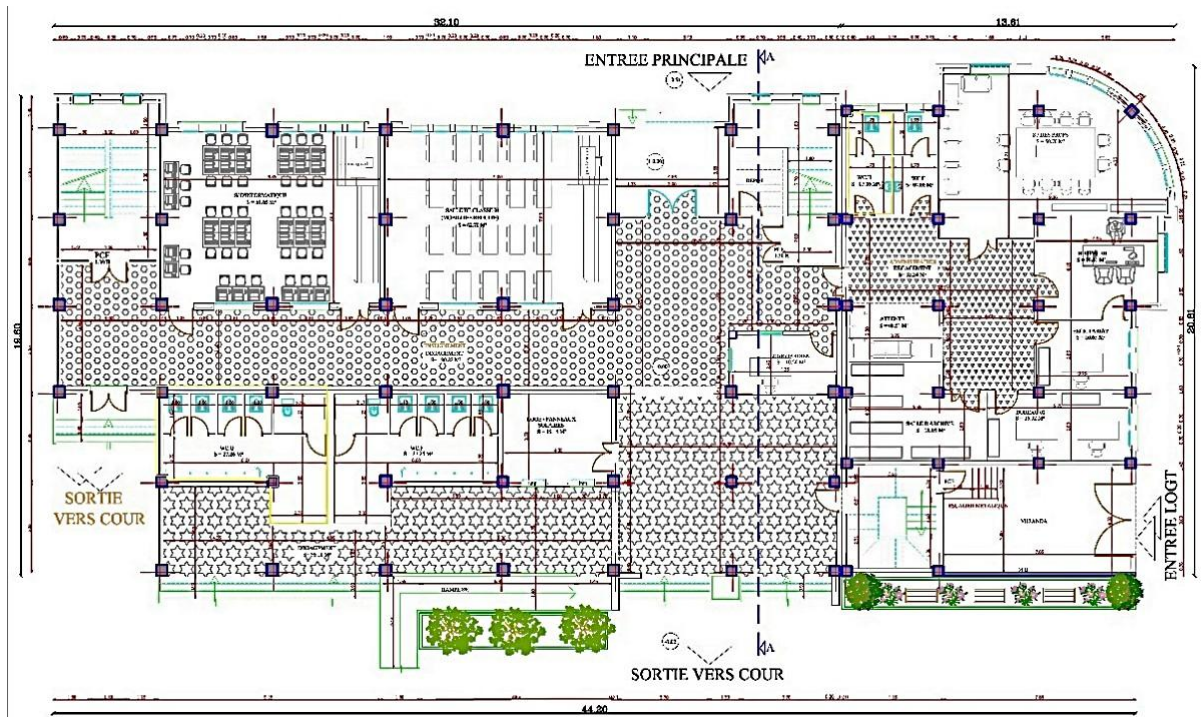


Figure II.4 : vue en plan RDC.

II.3.2. Vérification de la régularité en élévation

En élévation, le bâtiment étudié est constitué de trois niveaux (R+2), comprenant un rez-de-chaussée et deux étages. La hauteur du rez-de-chaussée est de $H = 3,40$ m, tandis que la hauteur de chaque étage courant est de $H_e = 3,40$ m. La structure présente une irrégularité en élévation, ce qui est défavorable pour le comportement sismique du bâtiment.

La figure suivante présente la façade principale du bâtiment :



Figure II.5 : façade principale.

La figure suivante illustre la coupe verticale du bâtiment (A-A), montrant la répartition des niveaux et des hauteurs :

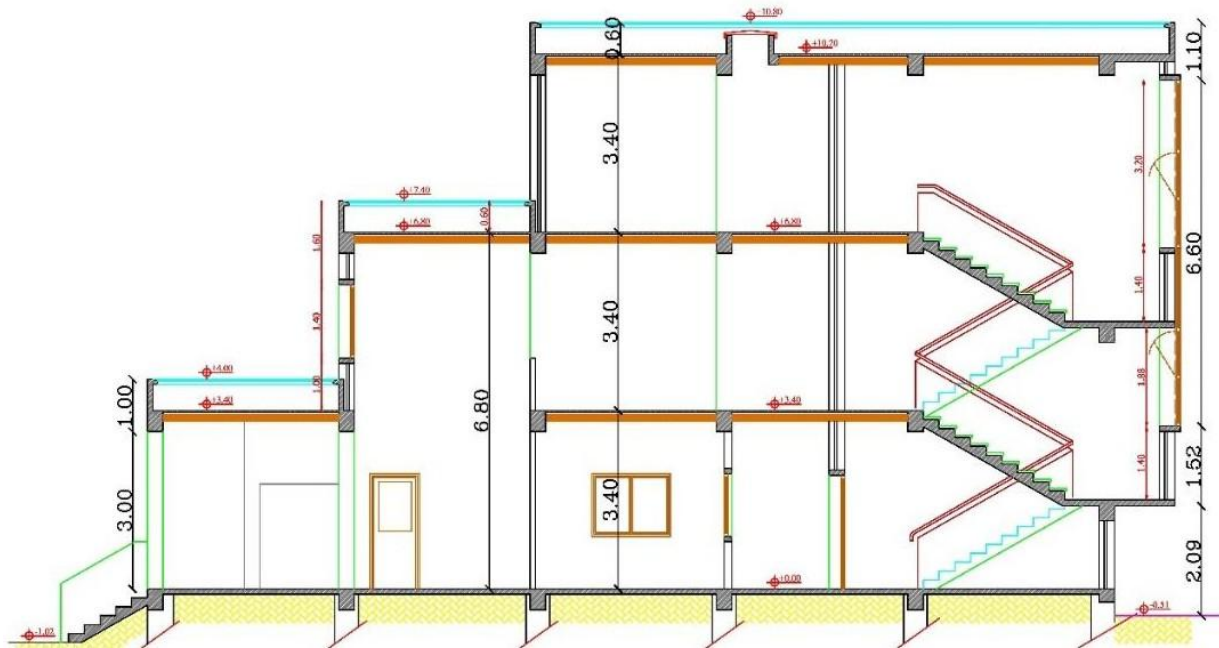


Figure II.6: Coupe A-A.

II.4. Système structurel

Le système structurel est l'ensemble des éléments porteurs qui assurent la stabilité d'un bâtiment. Il permet de transmettre les charges vers les fondations et de résister aux actions extérieures, notamment les actions sismiques.

Le choix du système structurel influence directement la sécurité ainsi que le comportement global de l'ouvrage.

II.4.1. Système de construction (portique)

Un portique est un système de construction formé par des poutres et des poteaux reliés de manière rigide. Cette liaison permet de transmettre les efforts, notamment les moments de flexion, et d'assurer la stabilité de la structure. Il peut supporter à la fois les charges verticales et les actions horizontales comme le vent ou les séismes. Ce type de système est couramment utilisé dans les bâtiments en béton armé.

II.4.2. Types de plancher

Le plancher adopté est un plancher à corps creux, complété par des dalles pleines au niveau des balcons. Les détails de dimensionnement et le ferrailage des blocs 1 et 2 sont identiques.

Le dimensionnement des planchers est réalisé conformément aux prescriptions des règlements BAEL 91 et RPA 99 (version 2003). (BAEL 91 et RPA 99 / 2003)

- **Plancher à corps creux :** Le plancher est constitué d'entre vous (corps creux) surmontés d'une dalle de compression. Ses caractéristiques sont les suivantes :
 - Hauteur du corps creux : $e = 16 \text{ cm}$
 - Épaisseur de la dalle de compression : $d = 4 \text{ cm}$
 - Ainsi, l'épaisseur totale du plancher est : $e = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- **Dalle pleine (balcons) :** La dalle pleine est une dalle en béton armé, dimensionnée conformément au règlement BAEL 91. Elle est considérée comme encastrée à une extrémité et libre à l'autre.

La portée maximale des balcons est de $L = 1,50 \text{ m}$.

Selon le BAEL 91, l'épaisseur minimale adoptée pour la dalle est de $e = 15 \text{ cm}$, afin d'assurer une résistance et une rigidité suffisantes.

II.4.3. Charges utilisées :

Les charges appliquées à la structure comprennent les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q). Ces charges varient en fonction de l'usage des différents espaces du bâtiment, comme les salles de classe, les zones de circulation et la terrasse. Les valeurs adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : les charges utilisées dans la structure.

La charge	G(kn/m ²)	Q (kn/m ²)
les classes	5.5	2.5
La zone de circulation	5.5	4
Terrasse inaccessible	6.2	1
Habitation	5.48	1.5

II.5 Dimensionnement et ferrailage

II.5.1 Planchers

Le ferrailage de la dalle pleine du balcon est composé d'armatures principales de type T12 et T18, disposées avec un espacement de 15 cm. Des armatures secondaires de type T10 sont utilisées pour assurer la répartition des efforts. La longueur des barres est variable selon la configuration géométrique du balcon. Ce ferrailage permet d'assurer une bonne résistance à la flexion et de limiter les fissurations.

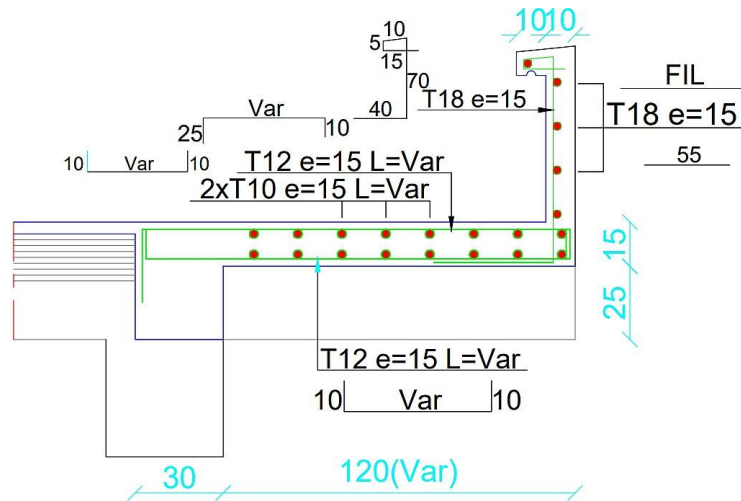


Figure II.7 : ferrailage de la dalle pleine de balcon et l'acrotère.

Le ferrailage des poutrelles est constitué d'armatures longitudinales principales de type 3T12, complétées par des armatures secondaires de type 1T10. Des étriers de diamètre 6 mm sont également disposés afin d'assurer la résistance au cisaillement. La variation des longueurs des poutrelles dépend de leur position dans la structure, comme indiqué dans le tableau correspondant.

Tableau II.2 : détails de ferrailage des poutrelles.

DETAIL DES POUTRELLES						
REP	LON	Nbre		DIAM		SECTION
				A	B	
1	420			3T12	1T10	
2	465			3T12	1T10	
3	480			3T12	1T10	
4	385			3T12	1T10	
5	400			3T12	1T10	

II.5.2. Dimensionnements et ferrillages des éléments porteurs

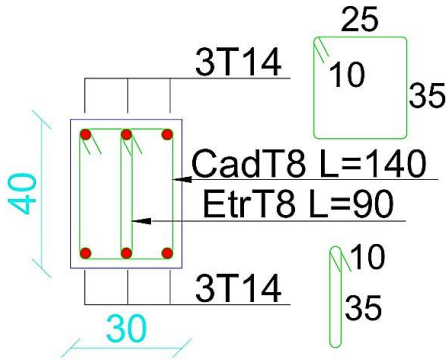
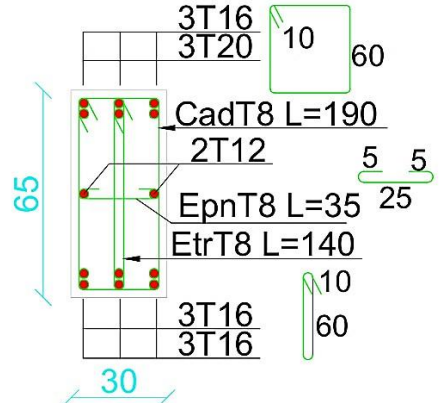
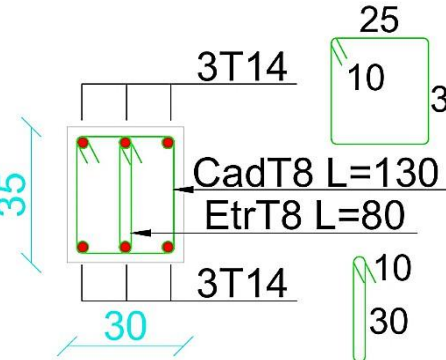
Les poteaux constituent les éléments verticaux principaux de la structure. Ils assurent la transmission des charges provenant des planchers et des poutres vers les fondations. Les dimensions adoptées varient selon l'importance des efforts sollicitant chaque poteau. Le ferrailage de ces éléments est défini de manière à garantir une résistance suffisante en compression et une bonne ductilité en cas de sollicitation sismique.

Tableau II.3 : Dimensionnement et le ferrailage des poteaux.

Dimensions en cm ²	Détails de ferrailage
Poteau (40x40)	
Poteau (45x45)	
Poteau (45x55)	

Les poutres sont des éléments porteurs qui assurent la transmission des charges vers les appuis. Elles sont principalement sollicitées en flexion et en cisaillement, ce qui impose un dimensionnement adapté pour garantir leur résistance. Le choix des dimensions dépend des charges appliquées et des critères de sécurité. Le ferrailage permet de renforcer le béton, surtout en traction, et de limiter les fissurations.

Tableau II.4 : Dimensionnement et le ferrailage des poutres.

Dimensions en cm ²	Détails de ferrailage
Poutres (30x40)	 3T14 25 10 35 40 30 3T14 10 35 CadT8 L=140 EtrT8 L=90
Poutres (30x65)	 3T16 3T20 10 60 65 30 3T16 3T16 10 60 CadT8 L=190 2T12 5 5 25 EpnT8 L=35 EtrT8 L=140
Poutres (30x35)	 3T14 25 10 30 35 30 3T14 10 30 CadT8 L=130 EtrT8 L=80

II.6. Matériau utilisée

II.6.1. Béton

Le béton constitue le matériau principal de la structure porteuse. Il est utilisé dans les poteaux, poutres, planchers et fondations afin d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est prise égale à $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

• Résistance du béton :

La résistance du béton évolue avec le temps. Afin d'évaluer la résistance à long terme, notamment pour un âge de 5 ans (Eurocode2,2004), on utilise la relation suivante :

$$\text{➤ } f_{c(5\text{ans}=365 \times 5)} = \frac{1825}{4.7 + 0.8 \times 1825} \times 25 = 30.105 \text{ Mpa}$$

$$\text{➤ } f_{cj} = f_{c28} \times e^{\frac{s(1 - \sqrt{\frac{28}{t}})}{t}}$$

Avec :

t = 1825 jours (5 ans)

s = 0.25 (ciment normal)

Le calcul donne :

$$f_{c(5\text{ans})} = 25 \times e^{0.25(1 - \sqrt{\frac{28}{1825}})} = 30.026 \text{ Mpa}$$

Alors $f_{c(5\text{ans})} = 30 \text{ Mpa}$

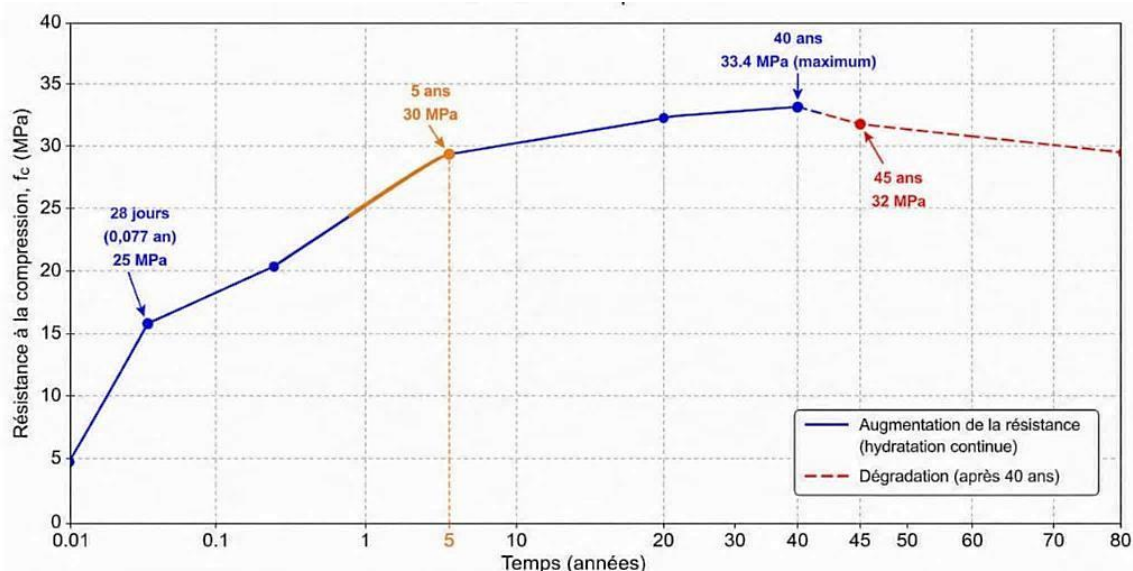


Figure II.8: Évolution de la résistance du béton en fonction du temps.

La figure montre l'évolution de la résistance à la compression du béton en fonction du temps. On observe qu'après l'âge conventionnel de 28 jours, correspondant à une résistance de référence de 25 MPa, le béton continue à gagner en résistance grâce à la poursuite du processus d'hydratation du ciment. Cette augmentation reste progressive jusqu'à atteindre une valeur maximale voisine de 33,4 MPa vers 40 ans. Au-delà de cette période, une légère diminution de la résistance peut apparaître en raison des phénomènes de vieillissement et de dégradation progressive du matériau, ce qui explique la baisse observée à environ 32 MPa après 45 ans. Ces résultats mettent en évidence

que les propriétés mécaniques du béton peuvent évoluer favorablement sur le long terme avant d'être affectées par les conditions de service et l'environnement.

- **Module d'élasticité** : Pour la classe 25/30 on a : $E=25788 \text{ MPa}$

II.6.2. Acier

L'acier est utilisé dans la structure pour assurer la résistance à la traction et la ductilité des éléments armés. Il est employé principalement dans les armatures des poteaux, poutres, dalles et fondations. La limite d'élasticité caractéristique est prise égale à $f_y = 400 \text{ MPa}$ pour l'acier courant (S400). La résistance de l'acier reste pratiquement constante avec le temps, contrairement au béton. Cependant, pour le dimensionnement, on considère un facteur de sécurité partiel $\gamma_s = 1.15$ afin de tenir compte des variations possibles de qualité et des tolérances de fabrication. (Neville,2011)

Pour un acier S400, la contrainte admissible σ_{adm} est donnée par : $\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

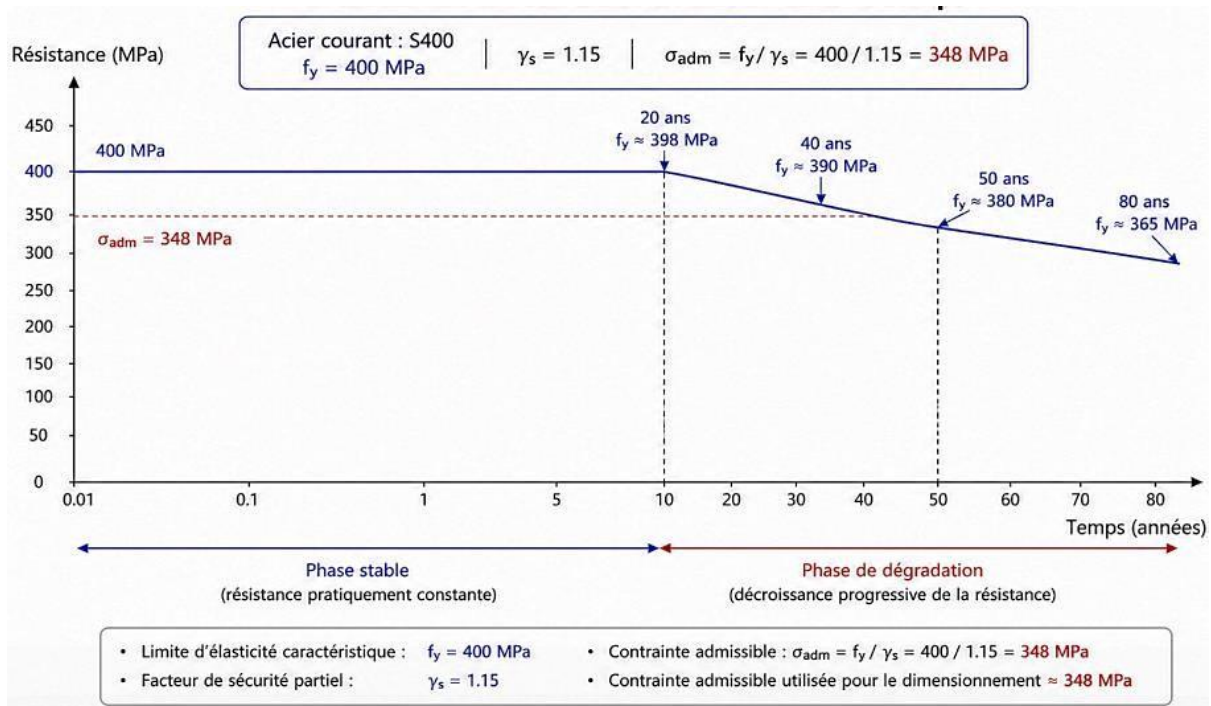


Figure II.9 : Évolution de la résistance admissible de l'acier S400 utilisée pour le dimensionnement dans le temps

II.6.3. Remplissage maçonnerie

La maçonnerie constitue un élément important dans la configuration du bâtiment. Elle est utilisée principalement pour la réalisation des murs de remplissage et de séparation entre les différents espaces. Ces éléments, bien qu'ils ne soient pas considérés comme porteurs dans le système

structural principal, contribuent à la rigidité globale de la structure et assurent également des fonctions d'isolation et de délimitation des locaux.

Dans la structure étudiée on a :

- Les murs extérieurs sont réalisés en double paroi de maçonnerie destinée au remplissage, avec une épaisseur totale de (15 + 10) cm.

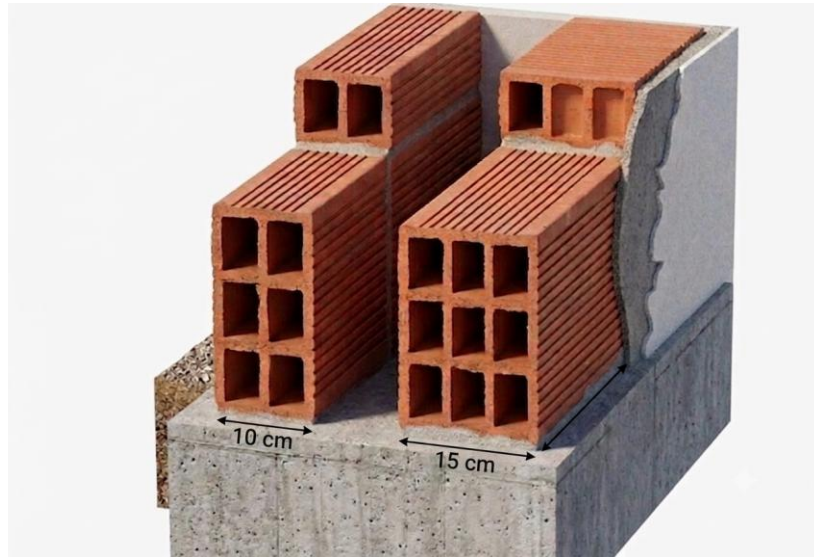


Figure II.10 : remplissage maçonnerie (double cloison).

- Les cloisons intérieures sont constituées de murs en maçonnerie d'une épaisseur de 10 cm, utilisés pour la séparation des espaces tels que les sanitaires et les locaux de petites dimensions.

Les charges des murs

- Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) $= 2.4 \text{ KN/m}^2$
- Murs intérieurs $= 1.5 \text{ KN/m}^2$

Ces éléments structuraux jouent un rôle essentiel dans le comportement sismique du bâtiment, en assurant la résistance, la rigidité et la dissipation d'énergie sous l'effet des sollicitations dynamiques.

II.7. Conclusion

Cette étude montre que la configuration architecturale et le système structurel influencent fortement le comportement du bâtiment face aux actions sismiques. La régularité en plan et en élévation, ainsi qu'un bon dimensionnement et ferraillage aux normes (BAEL 91 et RPA 99), permettent d'améliorer la stabilité et de réduire les dommages.

Ainsi, une conception adaptée et un choix approprié des matériaux garantissent la sécurité et la durabilité des bâtiments en zones sismiques.

Chapitre III : évaluation de la performance sismique d'une école sis à Bouira (pushover)

III.1. Introduction

L'analyse sismique des structures constitue une étape essentielle pour évaluer leur capacité à résister aux sollicitations induites par les séismes et garantir un niveau de sécurité satisfaisant. Dans cette étude, l'analyse statique non linéaire (Pushover) est réalisée à l'aide du logiciel **SEISMOSTRUCT 2025** afin d'évaluer le comportement global des bâtiments étudiés et d'identifier leurs mécanismes de résistance jusqu'à l'apparition des états limites.

Contrairement à une analyse linéaire, la méthode Pushover permet de prendre en compte le comportement inélastique de la structure en simulant l'application progressive des charges latérales jusqu'à l'atteinte de la capacité maximale. Elle fournit ainsi des informations essentielles sur la réponse sismique des bâtiments, notamment l'estimation des déformations et des sollicitations dans les éléments structuraux, l'identification des zones critiques où les dommages sont susceptibles d'apparaître, l'évaluation de l'influence de la perte de résistance sur le comportement global, la mise en évidence des irrégularités de rigidité et de résistance en plan et en élévation, ainsi que l'estimation des déplacements inter-étages. Ces résultats permettent de mieux apprécier les performances sismiques de la structure et d'identifier les éléments les plus vulnérables en vue d'optimiser leur conception ou leur renforcement.

III.2. Principe de pushover

L'analyse pushover est une méthode statique non linéaire utilisée pour évaluer le comportement global d'une structure sous charges sismiques. Elle consiste à appliquer progressivement des forces horizontales croissantes sur la structure, tout en maintenant les charges verticales constantes. Le chargement est appliqué de manière monotone, selon une distribution prédéfinie (souvent proportionnelle aux masses ou au mode fondamental), afin de simuler l'effet des actions sismiques.

Au cours de cette procédure, la structure passe successivement par différents états de comportement : élastique, puis inélastique avec apparition progressive des rotules plastiques, jusqu'à atteindre l'état limite ou la rupture (Fajfar, P. 1999). L'évolution de la réponse structurelle est enregistrée sous forme de courbe de capacité, reliant le déplacement au sommet de la structure à l'effort horizontal appliqué. Cette courbe permet d'évaluer la rigidité, la résistance et la ductilité de la structure.

Ainsi, la procédure pushover permet de comprendre le comportement non linéaire global de la structure et d'estimer sa performance sismique.

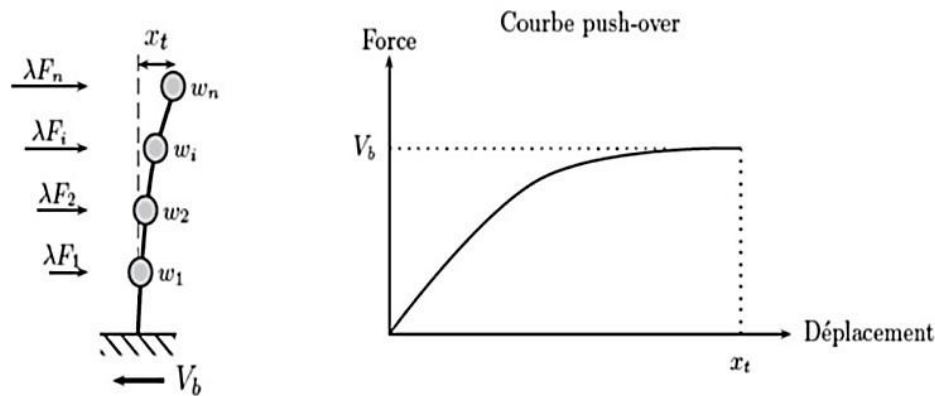


Figure III.1 : principe de la Méthode pushover.

III.3. Chargement progressif

Le principe fondamental de la méthode pushover repose sur l'application d'un chargement latéral croissant (monotone) sur la structure, tout en maintenant les charges verticales constantes. Ce chargement est appliqué selon une distribution prédéfinie, généralement proportionnelle aux masses des étages (distribution uniforme) ou basée sur le mode fondamental de vibration (distribution modale).

L'augmentation progressive des charges permet d'observer l'évolution du comportement structural étape par étape. À chaque incrément de charge, la réponse de la structure est calculée, ce qui permet de suivre précisément la transition entre les différents états de comportement. (Chopra, A.K. & Goel, R.K. 2002)

III.4. Courbe de capacité

La courbe de capacité est obtenue par transformation de la courbe pushover exprimée en coordonnées (V, Δ) vers le domaine spectral (S_a, S_d) , à l'aide du facteur de participation modale ainsi que de la masse effective de la structure, afin de représenter de manière plus pertinente la réponse sismique globale.

Cette courbe permet d'identifier plusieurs phases importantes :

- Une phase initiale linéaire correspondant au comportement élastique.
- Une phase non linéaire marquée par la formation des rotules plastiques.
- Une phase de dégradation indiquant la perte progressive de rigidité et de résistance.

La courbe de capacité constitue un outil fondamental pour l'évaluation de la performance sismique de la structure et la détermination de sa capacité ultime. (Freeman, S.A. 1975, 1978)

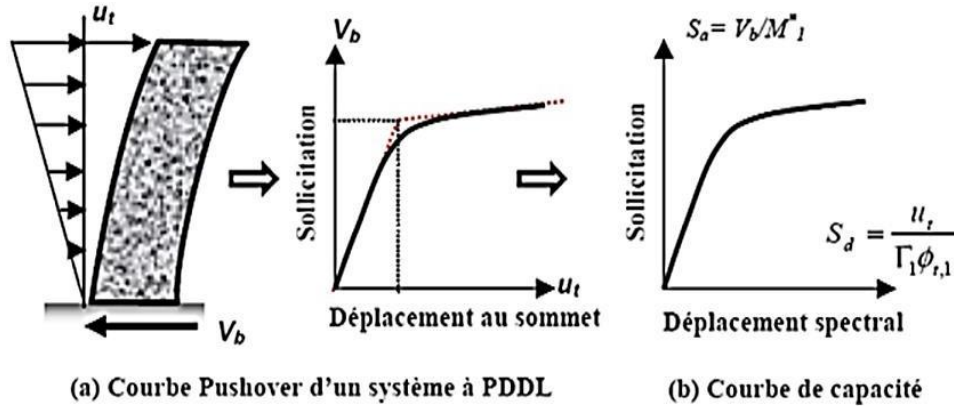


Figure III.2 : Détermination de la courbe de capacité à partir de l'analyse Pushover.

III.5. Comportement non linéaire

Au début de l'analyse, la structure présente un comportement élastique, caractérisé par une relation linéaire entre les efforts appliqués et les déplacements obtenus. Dans ce domaine, les déformations sont réversibles.

Cependant, avec l'augmentation du chargement, certaines zones critiques (notamment aux extrémités des poutres et des poteaux) atteignent leur capacité maximale et entrent en phase plastique. Cela se traduit par l'apparition de rotules plastiques marquant le passage vers un comportement non linéaire. Dans ce domaine :

- La rigidité de la structure diminue progressivement.
- Les déformations deviennent permanentes.
- L'énergie sismique est dissipée

Ce comportement non linéaire est essentiel pour simuler de manière réaliste la réponse des structures sous séisme.

L'analyse du comportement des structures nécessite l'utilisation de différentes approches de calcul, notamment l'analyse linéaire et l'analyse non linéaire. Ces deux méthodes se distinguent par leurs hypothèses de base et leur capacité à représenter la réponse réelle de la structure, en particulier sous sollicitations sismiques, comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.1 : Différences entre l'analyse linéaire et l'analyse non linéaire.

Critère	Analyse linéaire	Analyse non linéaire
Comportement du matériau	Élastique (relation proportionnelle)	Élastique + plastique
Relation efforts-déformations	Linéaire	Non linéaire
Rigidité	Constante	Variable (dégradation progressive)
Déformations	Petites et réversibles	Grandes et permanentes
Plasticité	Non prise en compte	Prise en compte (rotules plastiques)
Endommagement	Non modélisé	Modélisé (fissuration, plastification)
Type d'analyse	Simplifiée	Plus réaliste
Utilisation	Calculs préliminaires	Analyse sismique avancée (pushover)
Résultat	Réponse globale simplifiée	Comportement réel de la structure

D'après cette comparaison, l'analyse non linéaire apparaît comme une méthode plus adaptée pour représenter le comportement réel des structures, en particulier en situation sismique, où les phénomènes de plasticité et d'endommagement jouent un rôle essentiel.

III.6. Notions sur la modélisation

Afin de simplifier l'analyse tout en conservant une représentation réaliste du comportement structurel, un ensemble d'hypothèses de modélisation a été adopté. Ces hypothèses concernent principalement la nature des connexions entre les éléments, le rôle des planchers dans la transmission des efforts horizontaux, ainsi que les conditions d'appui de la structure. Elles permettent d'assurer une cohérence entre le modèle numérique et le comportement attendu d'une structure en béton armé soumise à des sollicitations sismiques.

III.6.1. Connexions des éléments

Dans le modèle numérique développé, les connexions entre les différents éléments structuraux sont définies de manière à représenter au mieux le comportement global de la structure sous actions sismiques. Les assemblages poutre-poteau sont principalement modélisés comme des connexions rigides, assurant une continuité des rotations et la transmission complète des efforts internes au niveau des nœuds. Cette hypothèse permet de simuler un comportement proche d'un encastrement, favorisant la transmission des moments fléchissant.

Les connexions entre les éléments structuraux en béton armé sont classées selon leur degré de rigidité et leur comportement mécanique. Elles jouent un rôle essentiel dans la transmission des efforts et dans le comportement global de la structure.

- **Connexion rigide (encastrement)** : Dans ce type de liaison, les rotations et les déplacements relatifs entre les éléments sont totalement bloqués. Les efforts internes (moments, efforts tranchants et efforts normaux) sont entièrement transmis au niveau de la connexion.

Exemple : connexion poutre–poteau en béton armé. Dans ce cas de connexions la continuité est assurée au niveau des nœuds. Cependant, sous l'effet des charges sismiques, des rotules plastiques peuvent se développer aux extrémités des éléments structuraux et non au niveau de la connexion elle-même. Ce phénomène traduit le comportement non linéaire de la structure.

Ce type de connexion est largement utilisé dans les structures en béton armé car il permet d'assurer la continuité structurale et la rigidité globale.

- **Connexions articulées** : Les connexions articulées permettent la rotation libre entre les éléments, tout en transmettant uniquement les efforts normaux et tranchants. Les moments fléchissant ne sont pas transmis.
- **Connexions semi-rigides** : Les connexions semi-rigides représentent un comportement intermédiaire entre les liaisons rigides et articulées. Elles permettent une rotation partielle tout en assurant une transmission partielle des moments.

III.6.2. Diaphragme rigide des planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan, assurant une distribution homogène des efforts horizontaux vers les éléments résistants verticaux.

III.6.3. Rotules plastiques

Les rotules plastiques sont des zones localisées de déformation inélastique qui apparaissent dans les éléments structuraux lorsque la structure atteint son domaine non linéaire sous l'effet des charges sismiques ([Eurocode 8 — EN 1998-1](#)). Ces zones se développent principalement aux extrémités des poutres et des poteaux, là où les sollicitations (moments et efforts internes) sont maximales. Leur apparition traduit le passage du comportement élastique au comportement plastique, caractérisé par une perte progressive de rigidité. Les rotules plastiques représentent ainsi les zones critiques de la structure, où se concentrent les déformations non linéaires et la dissipation d'énergie sous chargement cyclique ou monotone.

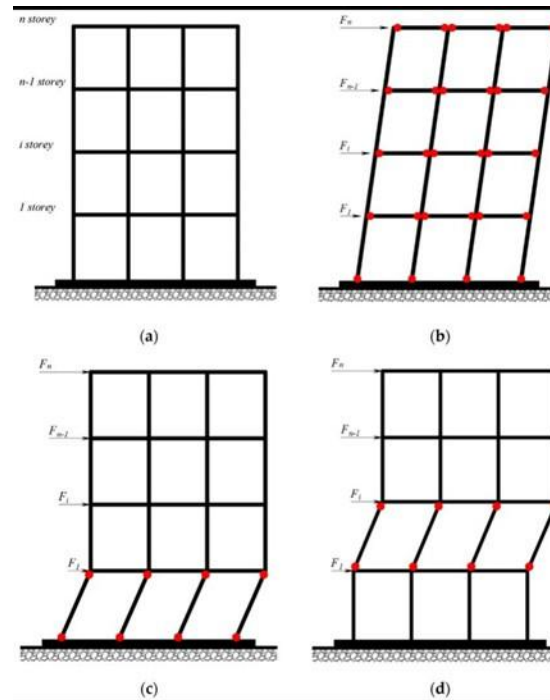


Figure III.3 : Localisation des rotules plastiques dans les éléments structuraux.

Il existe aujourd'hui plusieurs logiciels d'analyse structurale, tels que ETABS, SAP2000 ou SeismoStruct, qui facilitent l'identification des rotules plastiques. Ces dernières sont considérées comme des zones critiques, dont la compréhension est essentielle pour prévenir les risques de défaillance structurale. Dans le cadre de cette étude, le logiciel SeismoStruct a été utilisé, car il permet de distinguer clairement différents niveaux de comportement de la structure, notamment en termes de réponse non linéaire.

- **Niveau 01 le rappel rapide(yield)** : qu'est le début de la phase plastique des matériaux surtout l'acier ou il commence à se déformer d'une manière permanente mais la structure est encore stable.
- **Niveau 02 écrasement de béton (crush-unc)** : on avoir ce niveau quand le béton attend sa déformation ultime à la compression ou il fissure fortement puis on avoir l'écrasement dans les nœuds et un état très avancé de dommage et de la ruine.

III.6.4. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure représente une étape fondamentale dans la réalisation d'une analyse pushover, car elle permet de reproduire de manière réaliste le comportement de l'ouvrage en intégrant ses caractéristiques géométriques, mécaniques et structurales. Dans le cadre de cette étude, un modèle numérique tridimensionnel a été développé afin de simuler avec précision l'interaction entre les différents éléments porteurs et d'obtenir une représentation fidèle de la réponse globale de la structure soumise à des actions sismiques. Pour ce faire, le logiciel SeismoStruct a été utilisé, en raison de ses performances dans l'analyse non linéaire des structures sous chargements statiques et dynamiques. Basé sur la méthode des éléments finis, cet outil permet de prendre en compte la non-linéarité des matériaux ainsi que l'apparition et l'évolution des rotules

plastiques, offrant ainsi une modélisation pertinente et fiable du comportement sismique des structures en béton armé.

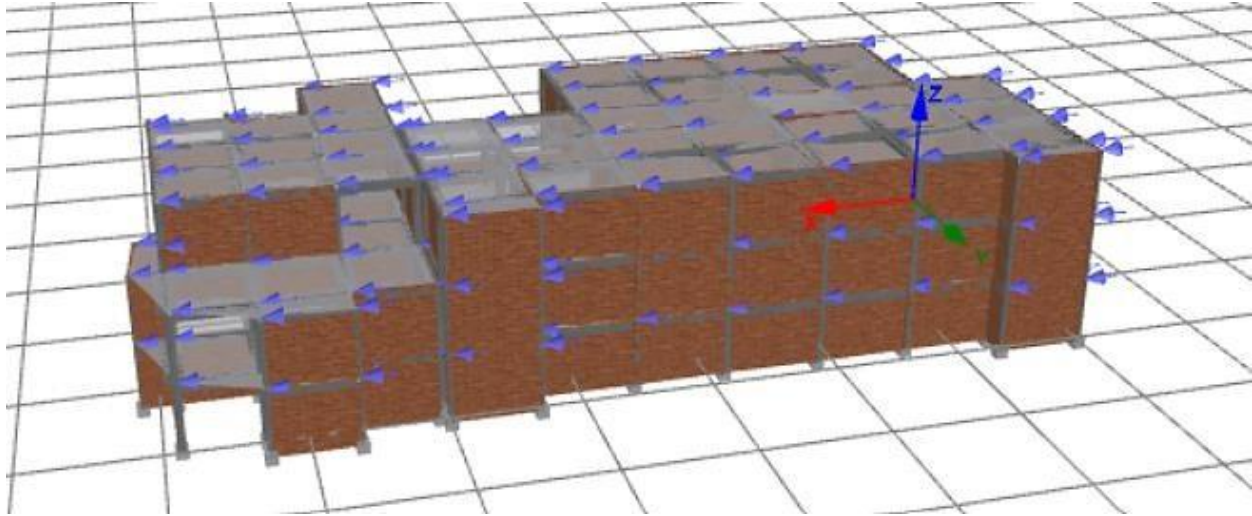


Figure III.4 : Modèle complet d'école en 3D.

A. Modélisation géométrique

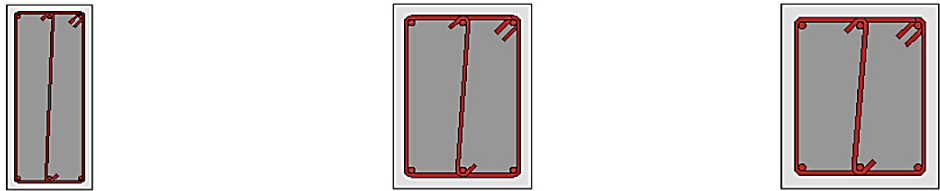
La modélisation géométrique de la structure a été réalisée en introduisant les dimensions réelles des différents éléments structuraux, conformément aux plans architecturaux et structuraux du projet.

Modélisation des poteaux :

Column	P_{tot}	P_{min}	P_{max}
1	1.01%	0.20%	8.00%
2	1.15%	0.20%	8.00%
3	0.97%	0.20%	8.00%

Figure III.5 : modélisation des poteaux de la structure.

Modélisation des poutres :



Tension reinforcement limitations - EC2, 9.2.1.1

ρ_t (Start) = 0,25% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (Middle) = 0,25% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (End) = 0,32% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

Longitudinal Reinforcement

Start/upper:	3	14mm
Start/sides:	0	16mm
Start/lower:	3	14mm
Middle/upper:	3	14mm
Middle/sides:	0	16mm
Middle/lower:	3	14mm
End/upper:	3	16mm
End/sides:	0	12mm

Reinforcement

Tension reinforcement limitations - EC2, 9.2.1.1

ρ_t (Start) = 0,41% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (Middle) = 0,41% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (End) = 0,54% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

Longitudinal Reinforcement

Start/upper:	3	14mm
Start/sides:	0	16mm
Start/lower:	3	14mm
Middle/upper:	3	14mm
Middle/sides:	0	16mm
Middle/lower:	3	14mm

ρ_t (Start) = 0,47% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (Middle) = 0,47% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

ρ_t (End) = 0,62% ($\rho_{min} = 0,15\%$, $\rho_{max} = 4,00\%$)

Longitudinal Reinforcement

Start/upper:	3	14mm
Start/sides:	0	16mm
Start/lower:	3	14mm
Middle/upper:	3	14mm
Middle/sides:	0	16mm
Middle/lower:	3	14mm
End/upper:	3	16mm
End/sides:	0	12mm
End/lower:	3	14mm

Figure III.6: modélisation des poutres de la structure

B. Modélisation des matériaux

Les matériaux constituant la structure sont le béton et l'acier, dont le comportement est modélisé de manière non linéaire.

Pour ajouter les matériaux dans le SeismoStruct on va faire ces étapes :

- ✓ Attribuer une désignation au matériau (exemple : béton) ;
- ✓ Sélectionner le type de matériau dans le menu déroulant (exemple : con_ma) ;
- ✓ Renseigner les propriétés mécaniques du matériau (valeurs par défaut C : Matériaux) ;
- ✓ Définir les paramètres nécessaires aux vérifications selon les normes en vigueur (option « Existing_Material »).

Premièrement, on ajoute le béton :

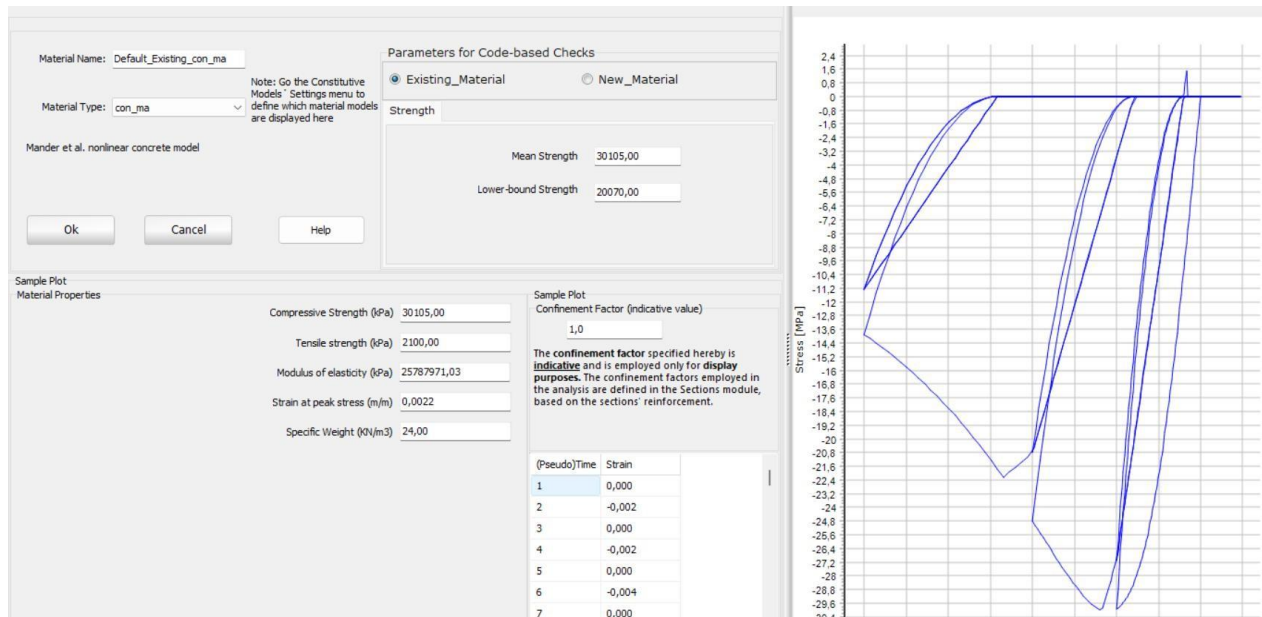


Figure III.7 : Comportement contrainte-déformation de béton.

La figure III.7 illustre la loi de comportement contrainte-déformation de béton soumise à un chargement cyclique, telle qu'obtenue à partir d'une modélisation numérique. L'axe vertical représente la contrainte (en MPa), tandis que l'axe horizontal correspond à la déformation.

On observe plusieurs cycles de chargement et de déchargement, traduits par des boucles hystérétiques. Ces boucles mettent en évidence le comportement non linéaire du matériau ainsi que la dissipation d'énergie au cours des cycles successifs.

On applique les mêmes étapes pour ajouter l'acier :

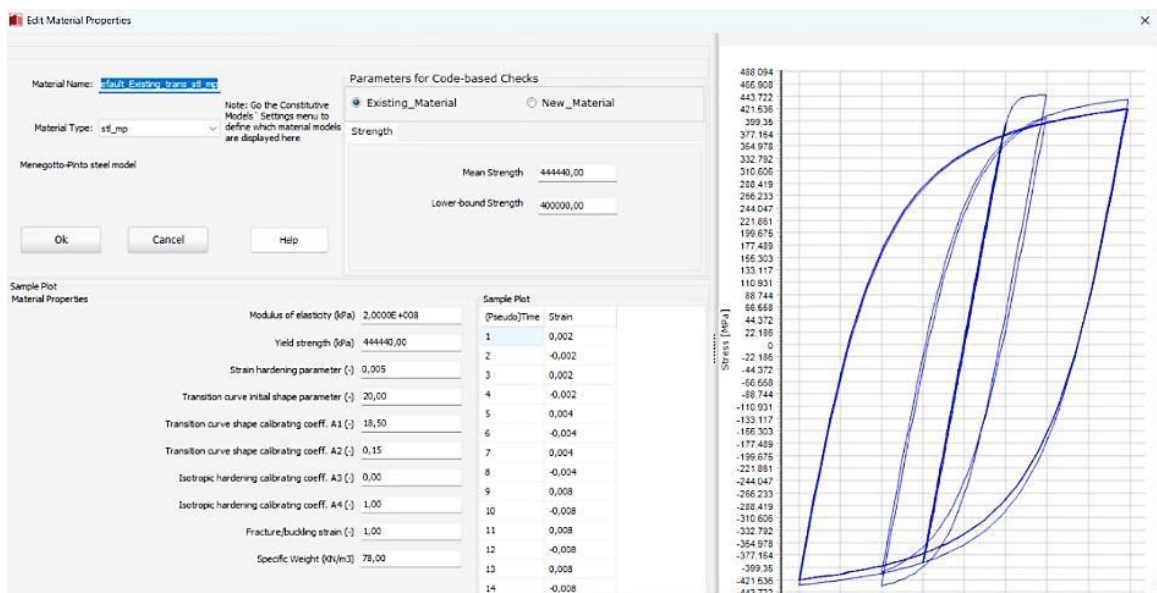


Figure III.8 : Comportement contrainte-déformation de l'acier.

Cette figure met en évidence le comportement ductile de l'acier, caractérisé par une grande capacité de déformation plastique et une dissipation d'énergie efficace sous chargement cyclique. Ces propriétés jouent un rôle essentiel dans la résistance sismique des structures en béton armé.

C. Introduction du spectre de calcul

Le spectre de réponse sismique décrit l'évolution de la réponse maximale d'une structure en fonction de sa période propre. Il permet de représenter l'action sismique sous forme spectrale, ce qui facilite l'étude du comportement dynamique des structures. Dans cette étude, il est utilisé comme paramètre d'entrée pour modéliser l'action sismique dans le logiciel SEISMOSTRUCT. (Chopra, 2017)

Tableau III.2 : Les données de la région de BOUIRA et la structure pour avoir le spectre á utilisé dans la modélisation selon RPA2024 :

A	R	Q	I	ξ	S ₃
0.25	3,5	1.2	1.2	6%	1.3

Où ;

A : Coefficient de zone

I : Coefficient d'importance

R : Coefficient de comportement

ξ : Coefficient d'amortissement

Q: Facteur de qualité

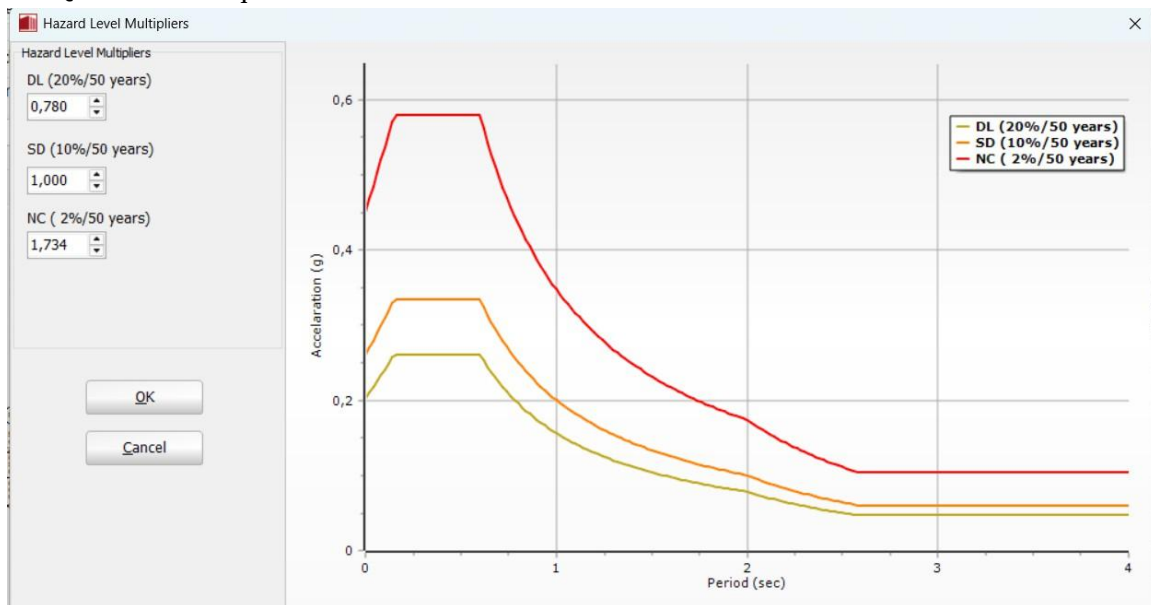


Figure III.9 : Les spectres de réponse sismique sous forme d'accélération en fonction de la période.

La figure illustre les spectres de réponse sismique sous forme d'accélération en fonction de la période, tels que définis dans le logiciel SeismoStruct. Ces courbes correspondent à différents niveaux d'aléa sismique, caractérisés par des probabilités de dépassement sur une période de 50

ans. On observe que l'accélération spectrale est élevée pour les faibles périodes (structures rigides), puis diminue progressivement lorsque la période augmente (structures plus flexibles). Cette évolution est conforme au comportement dynamique des structures soumises à une excitation sismique.

1. Niveau DL (Damage Limitation – 20 % / 50 ans)

Ce spectre correspond à des sollicitations sismiques fréquentes, caractérisées par une probabilité de dépassement relativement élevée. Il est associé à des états de dommages mineurs n'affectant pas significativement la fonctionnalité de l'ouvrage. Les valeurs d'accélération y sont les plus faibles. Ce niveau est principalement utilisé pour vérifier le maintien en service de la structure.

2. Niveau SD (Significant Damage – 10 % / 50 ans)

Il représente un séisme de référence, d'intensité moyenne à élever, avec une probabilité de dépassement intermédiaire. À ce stade, la structure peut subir des dégradations notables sans atteindre un état critique. Ce niveau constitue généralement la base de dimensionnement dans les règlements parasismiques, tels que le RPA 99/2003.

3. Niveau NC (Near Collapse – 2 % / 50 ans)

Ce spectre correspond à une sollicitation sismique exceptionnelle et peu probable, mais très intense. Il est associé à un état limite proche de l'effondrement, avec des accélérations maximales nettement plus élevées. Il est utilisé pour évaluer la capacité ultime et la sécurité globale de la structure.

Après la phase de modélisation, le calcul a été lancé en appliquant la méthode d'analyse pushover. Cette étape a permis d'obtenir un ensemble de résultats représentatifs du comportement global de la structure. Les données issues de ce calcul ont ensuite été exploitées afin d'évaluer les performances structurales, notamment en termes de capacité, de déplacements, ces résultats constituent une base essentielle pour l'interprétation et la validation du modèle.

III.7. Déformation de la structure

L'étude du comportement non linéaire des structures constitue un outil essentiel pour appréhender leur réponse réelle face aux actions sismiques. Elle met en évidence l'évolution des déformations ainsi que l'apparition des rotules plastiques, qui correspondent à des zones localisées où les déformations inélastiques se concentrent et participent à la dissipation de l'énergie. L'apparition de la première rotule marque le début du processus d'endommagement, alors que la formation de la dernière rotule traduit généralement la mise en place d'un mécanisme global de ruine de la structure. (Park & Paulay, 1975)

Dans le cadre de cette étude, portant sur un établissement composé de deux blocs, nous avons analysé la formation des rotules plastiques pour chacun d'eux, en considérant deux configurations : avec maçonnerie et sans maçonnerie. Pour chaque cas, nous avons relevé les valeurs de la force

appliquée, de l'effort tranchant, ainsi que le stade d'apparition de la première rotule plastique et la dernière.

❖ **Bloc 01 :**

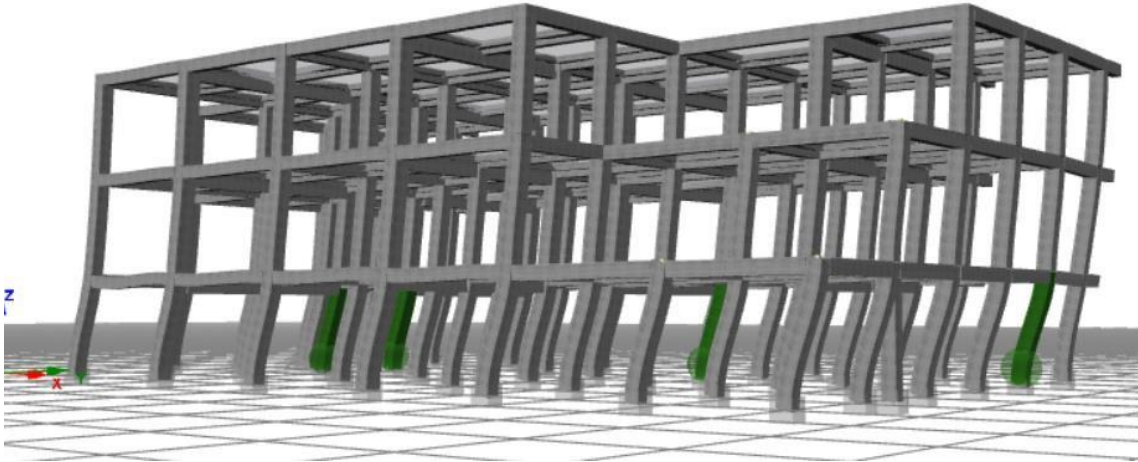


Figure III.10: les premières rotules pour le bloc 1 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 34.

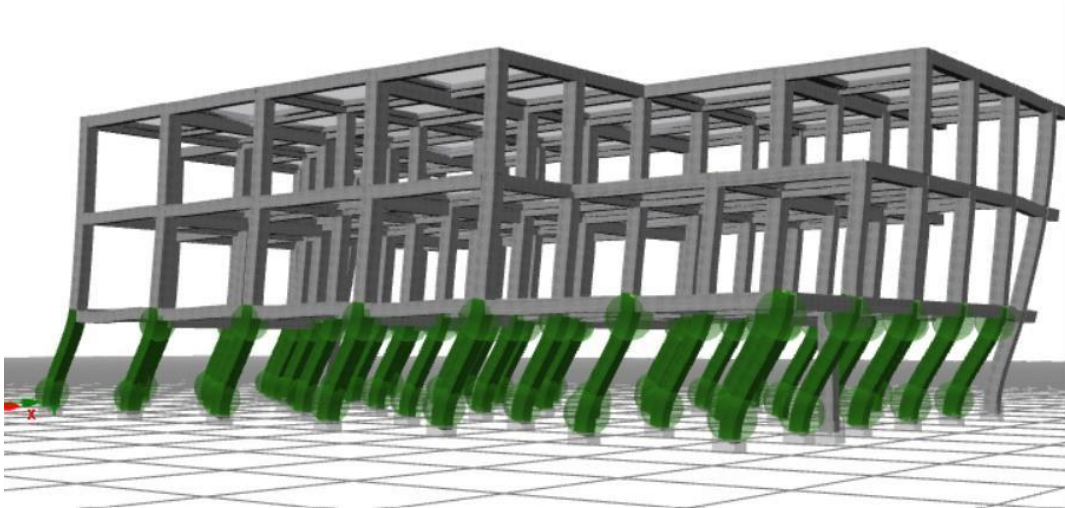


Figure III.11 : les dernières rotules pour le bloc 1 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 51

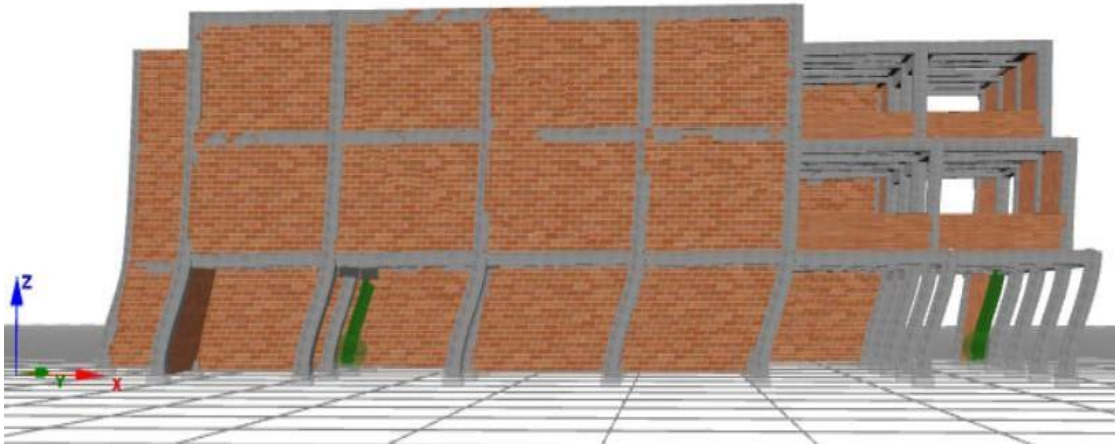


Figure III.12 : les premières rotules pour le bloc 1 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 29.

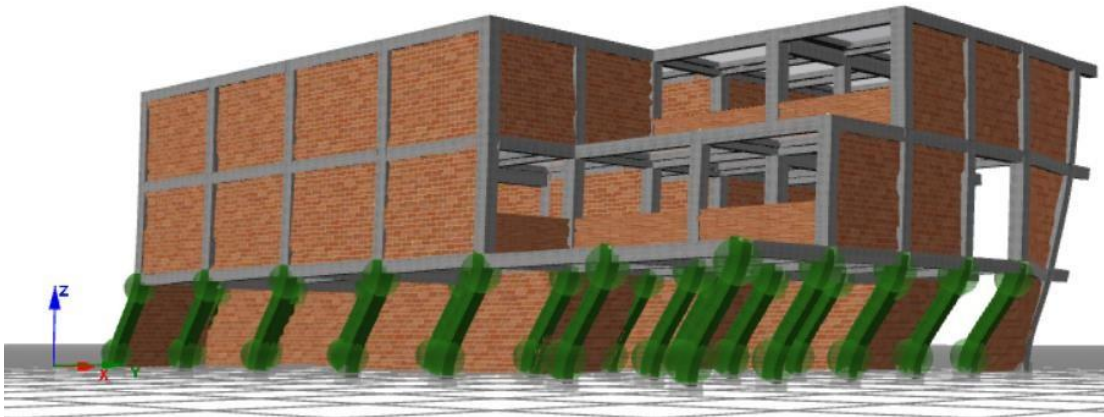


Figure III.13 : les dernières rotules pour le bloc 1 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 51.

Tableau III.3 : apparition des rotules de blocs 01 pour les deux cas remplissage maçonnerie.

	Effort tranchant(kn)	Facteur de Force (Sa)	Déplacements(m)	Étapes
Sans maçonnerie	5495.574	2.747	0.1346	34
	5293.147	2.6466	0.204	51
Avec Maçonnerie	7090.864	1.1819	0.1142	29
	5234.744	0.8725	0.204	51

❖ **Bloc 02 :**

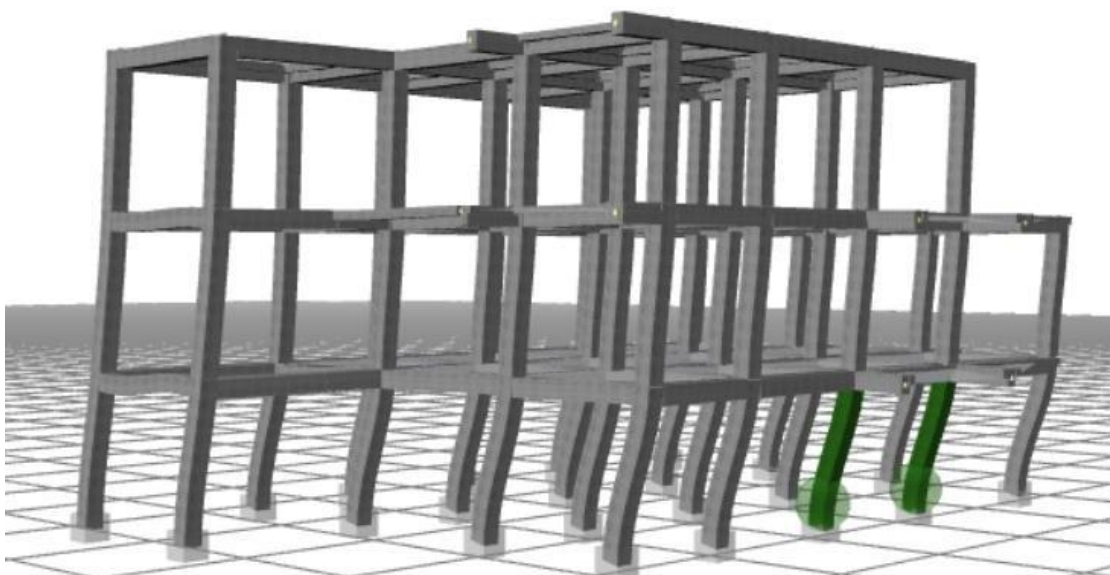


Figure III.14: Les premières rotules pour le bloc 2 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 33.

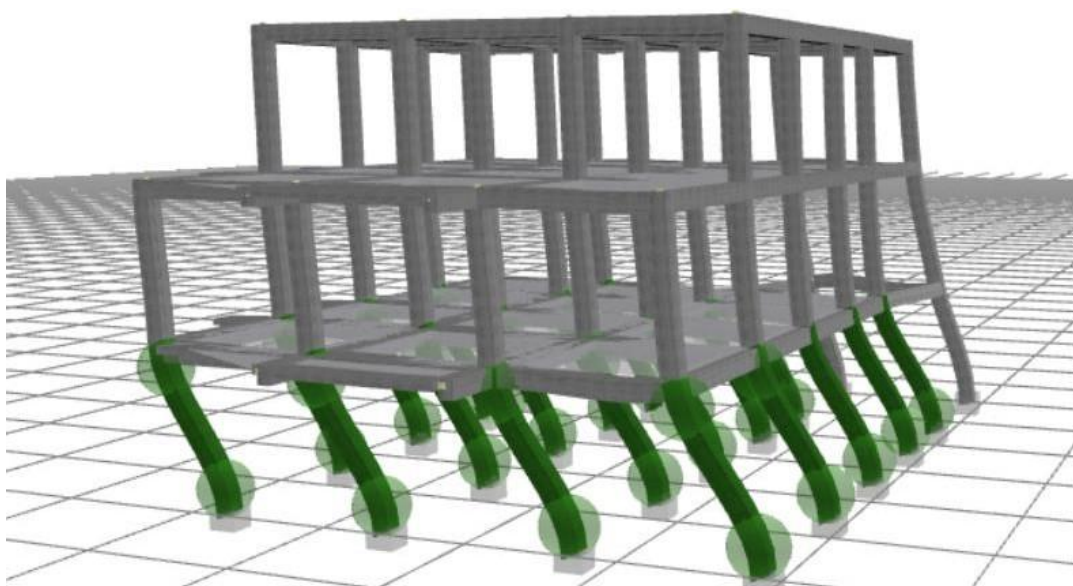


Figure III.15 : Les dernières rotules pour le bloc 2 sans remplissage maçonnerie à l'étapes 51.

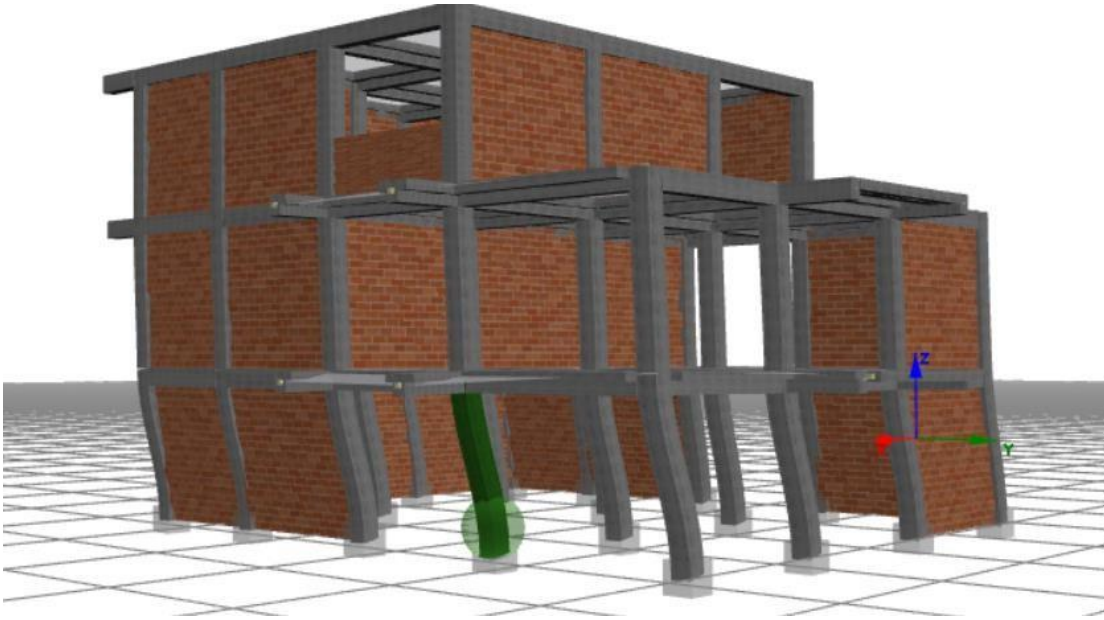


Figure III.16: Les premières rotules pour le bloc 2 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 19.

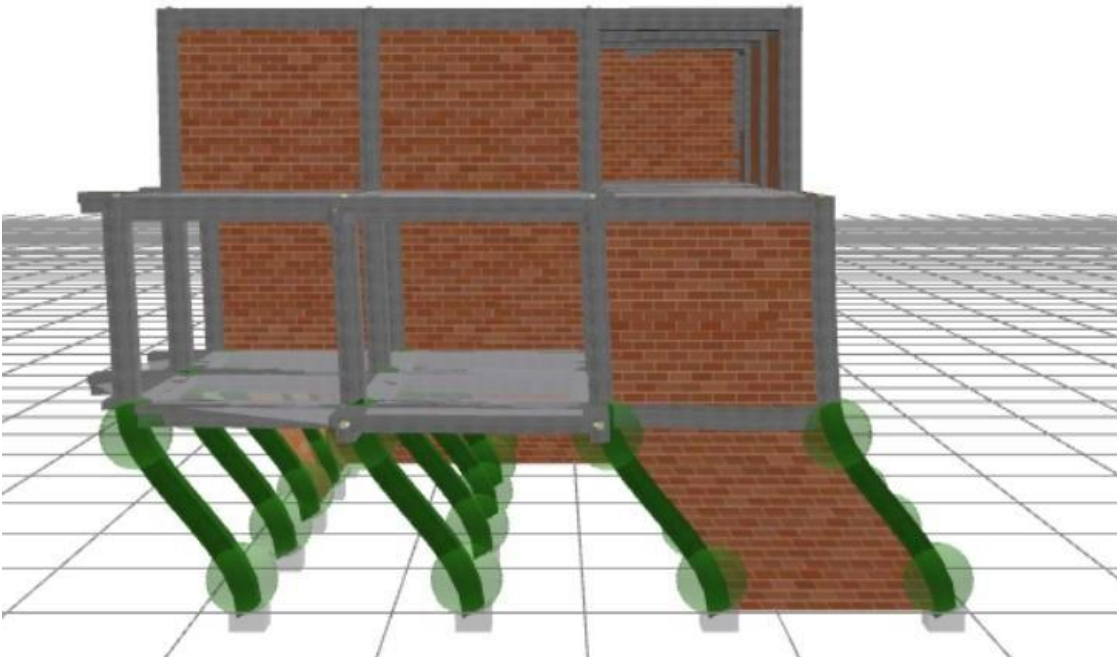


Figure III.17: les dernières rotules pour le bloc 2 avec remplissage maçonnerie à l'étapes 51.

Tableau III.4 : les rotules de blocs 02 pour les deux cas remplissage maçonnerie.

	Effort tranchant (kn)	Facteur de Force (Sa)	Déplacements(m)	Étapes
Sans maçonnerie	2026.452	0.3377	0.1305	33
	1956.065	0.326	0.204	51
Avec maçonnerie	3083.297	0.5139	0.073	19
	1935.314	0.3225	0.204	51

À travers l'ensemble de ces figures, on constate que certains éléments présentent un risque d'écrasement en premier lieu, en raison du fait qu'il s'agit des poteaux les plus sollicités, soumis aux efforts les plus importants. On observe également que le premier niveau constitue l'étage le plus vulnérable, dans la mesure où les efforts tranchants y atteignent leurs valeurs maximales.

III.8. Développement des courbes de pushover

À l'issue de la modélisation et de l'exécution des calculs, des courbes de pushover ont été obtenues pour chaque cas étudié. Ces courbes traduisent le comportement non linéaire de la structure en fonction de l'augmentation progressive des charges latérales, et permettent d'évaluer sa capacité portante ainsi que son niveau de performance face aux sollicitations sismiques.

III.8.1. Les modèles sans remplissage maçonnerie

❖ Bloc 01 :

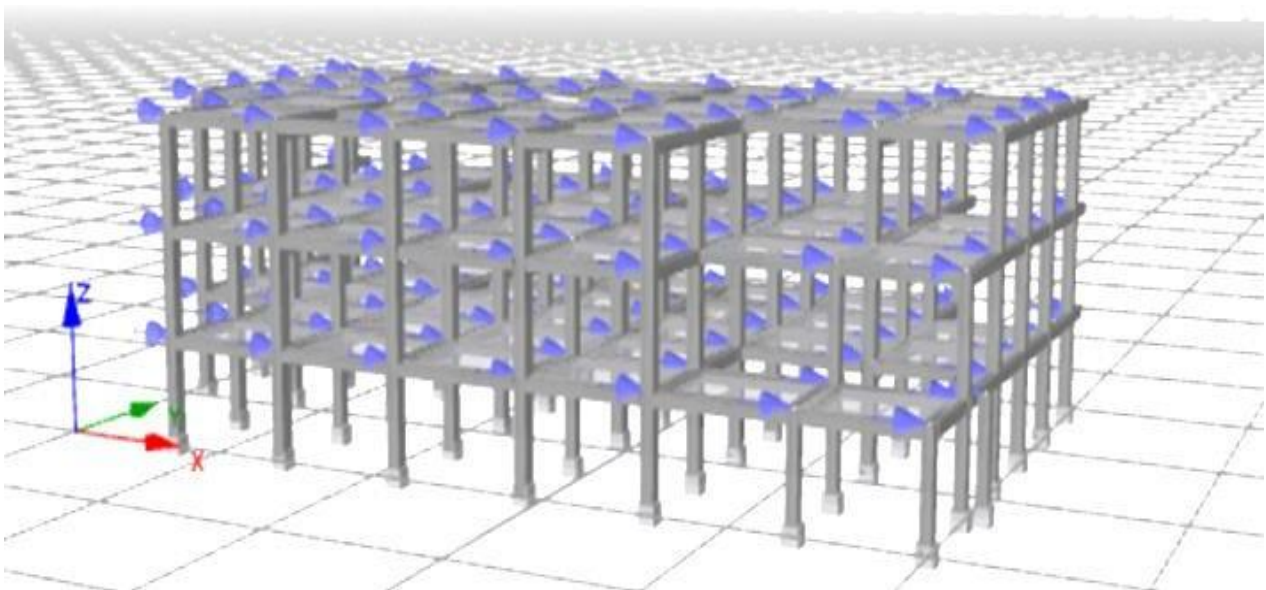


Figure III.18: la modélisation de bloc 01 sans remplissage maçonnerie.

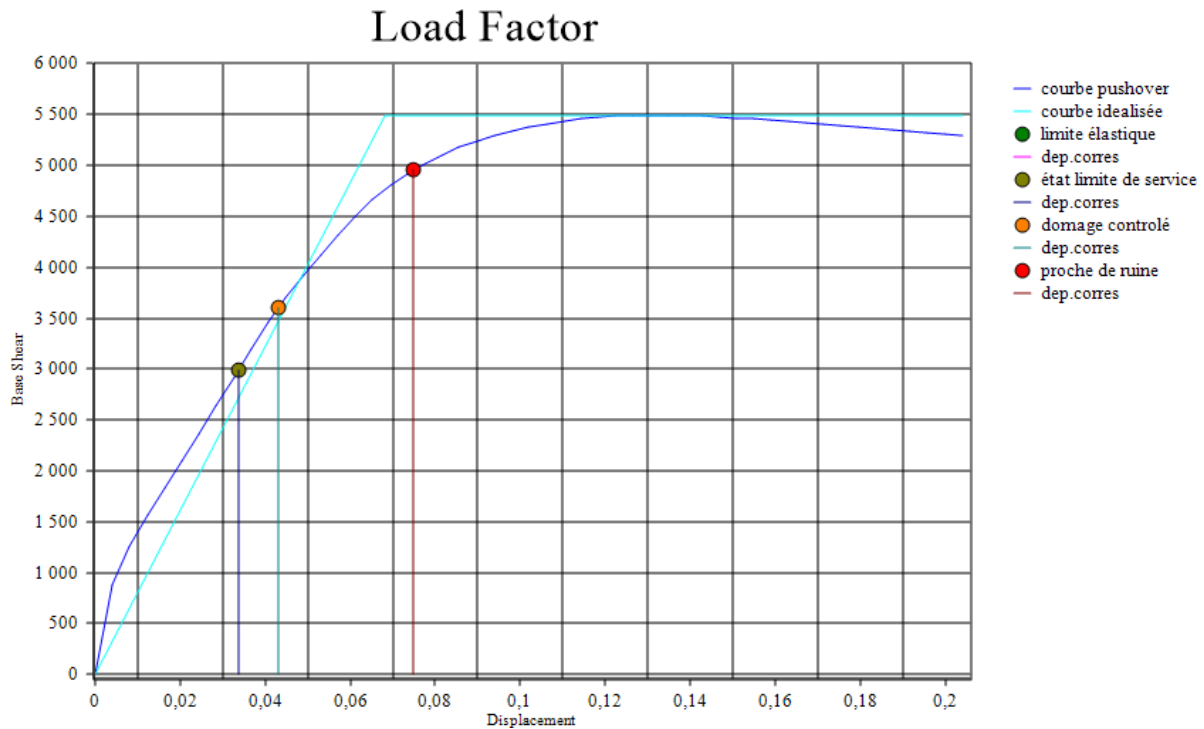


Figure III.19 : La courbe de pushover (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 01 sans remplissage maçonnerie.

❖ **Bloc 02 :**

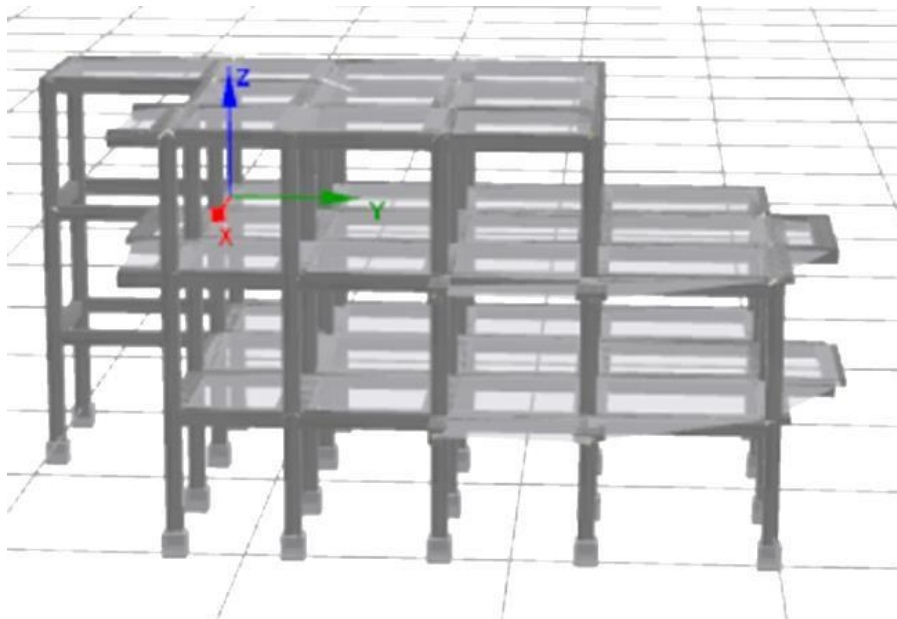


Figure III.20: la modélisation de bloc 02 remplissage sans maçonnerie.

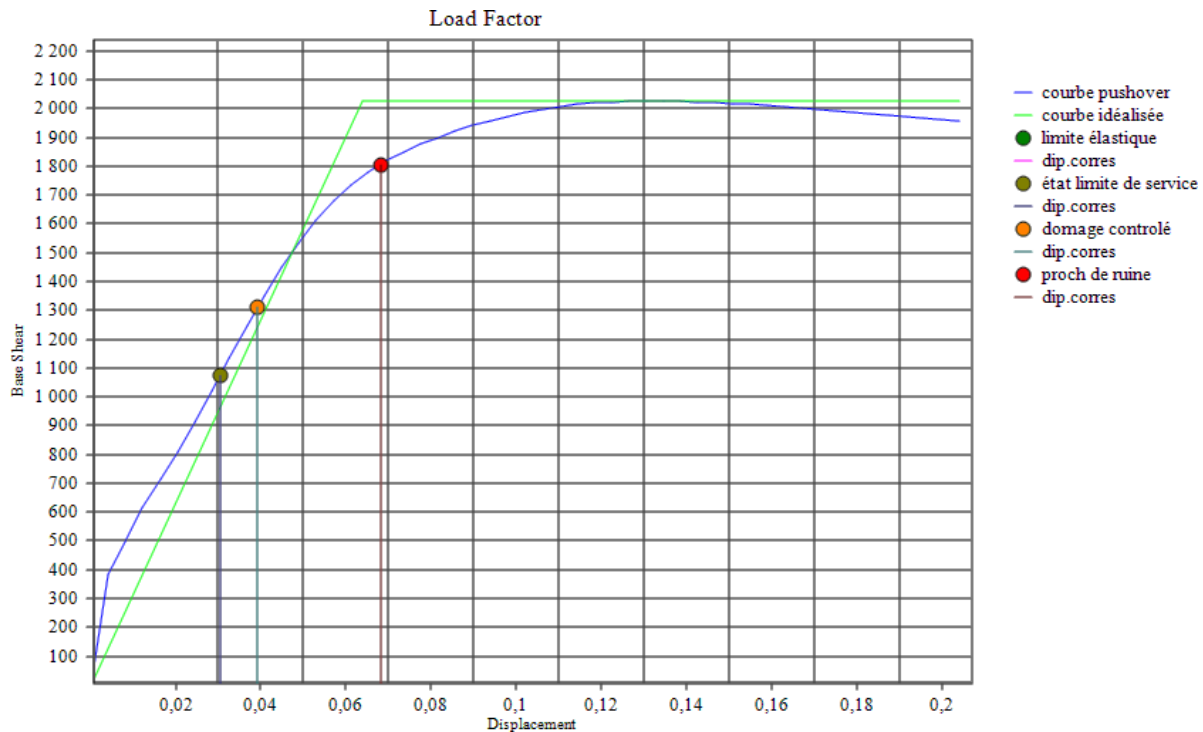


Figure III.21 : la courbe de pushover (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 02 sans remplissage maçonnerie.

Tableau III.5 : les valeurs de déplacement au sommet de la structure et les efforts tranchants à la base pour les deux blocs sans remplissage maçonnerie

	Déplacement au sommet			Effort tranchant a la base(kn)
	X(m)	Y(m)	Z(m)	Max
Bloc 01	0.204	0	0	5495.574
Bloc 02	0.204	0	0	2026,475

Ces images représentent des courbes de capacité (pushover) typique d'une structure sans maçonnerie de remplissage. Voici les points essentiels à en retenir :

- ✓ **Phase initiale (linéaire)** : La première partie de la courbe montre un comportement élastique. La structure répond de manière proportionnelle entre effort tranchant à la base et le déplacement.
- ✓ **Transition vers le non-linéaire** : À partir d'un certain déplacement, la courbe commence à se courber. Cela indique l'apparition des premières non-linéarités (fissuration, plastification locale).
- ✓ **Capacité maximale** : Le pic de la courbe correspond à la résistance maximale de la structure (environ 5500–5600 dans le bloc 01 et 2000-2100 dans le bloc 02 en effort tranchant). C'est le point où la structure mobilise toute sa capacité.

- ✓ **Phase d'affaiblissement** : Après le maximum, on observe une légère diminution de la résistance. Cela traduit un endommagement progressif et une perte de rigidité (mécanismes plastiques, instabilités locales).
- ✓ **Points colorés** : Ils semblent représenter des points de performance :
 - Le point rouge : situé vers un déplacement plus élevé, correspond à un état limite ultime.
 - Le point orange : qui signifie à un dommage contrôlé ou la phase que la structure subit des déformations.
 - Le point vert : signifie à l'état limite de service.

III.8.2. Modèles avec remplissage maçonnerie

❖ Bloc 01 :

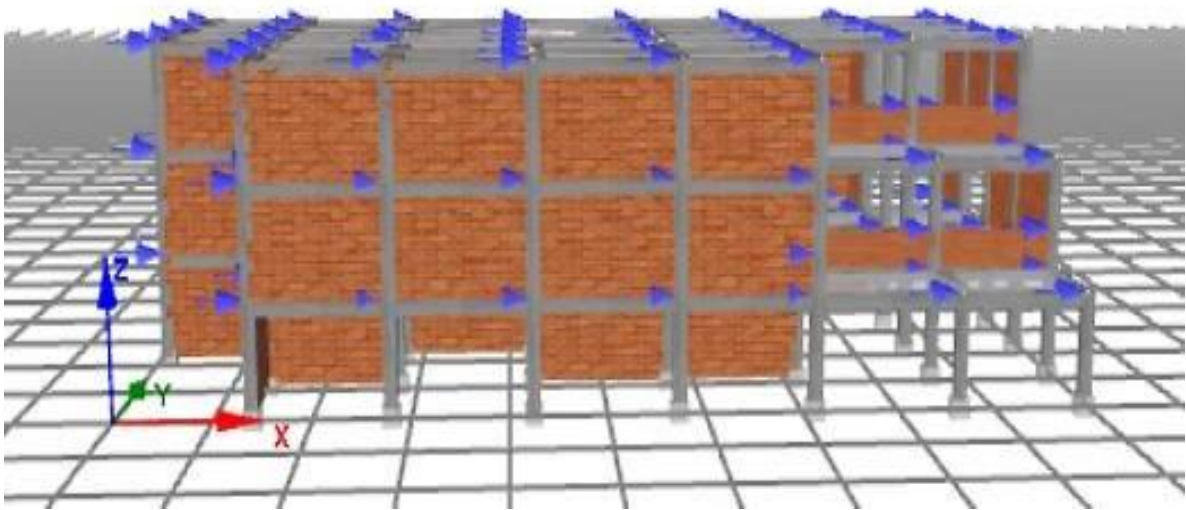


Figure III.22 : la modélisation de bloc 01 avec remplissage maçonnerie

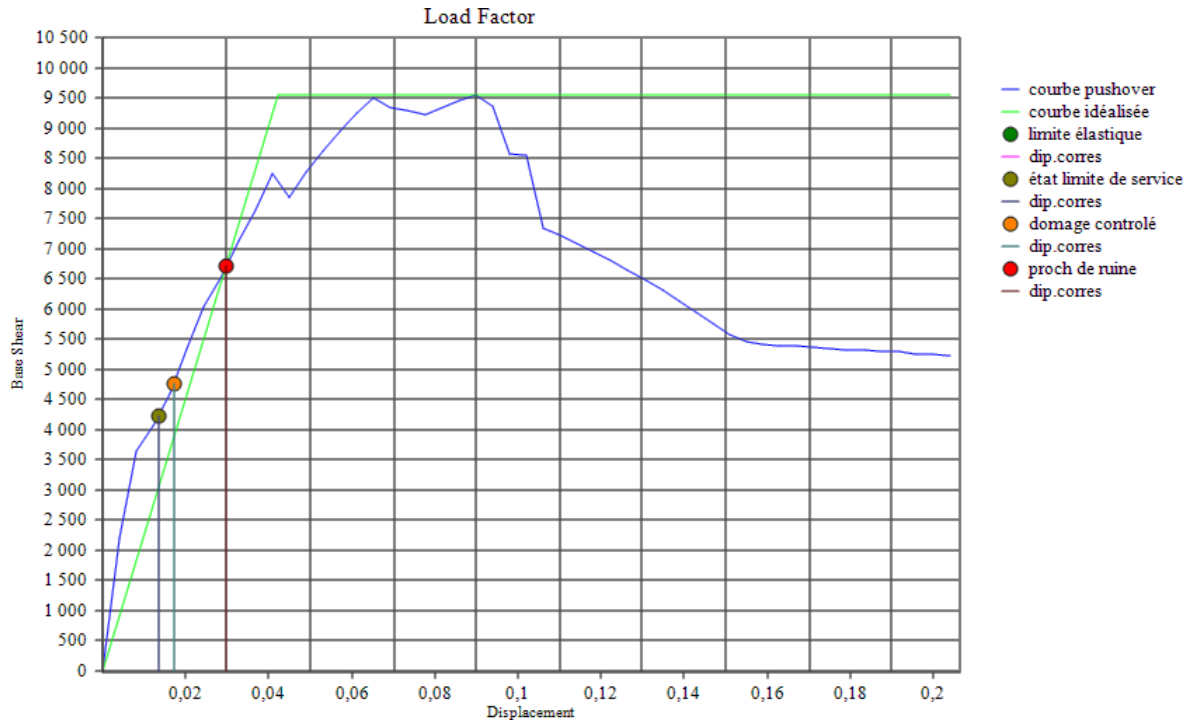


Figure III.23: la courbe de pushover (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 01 avec remplissage maçonnerie.

❖ **Bloc 02 :**

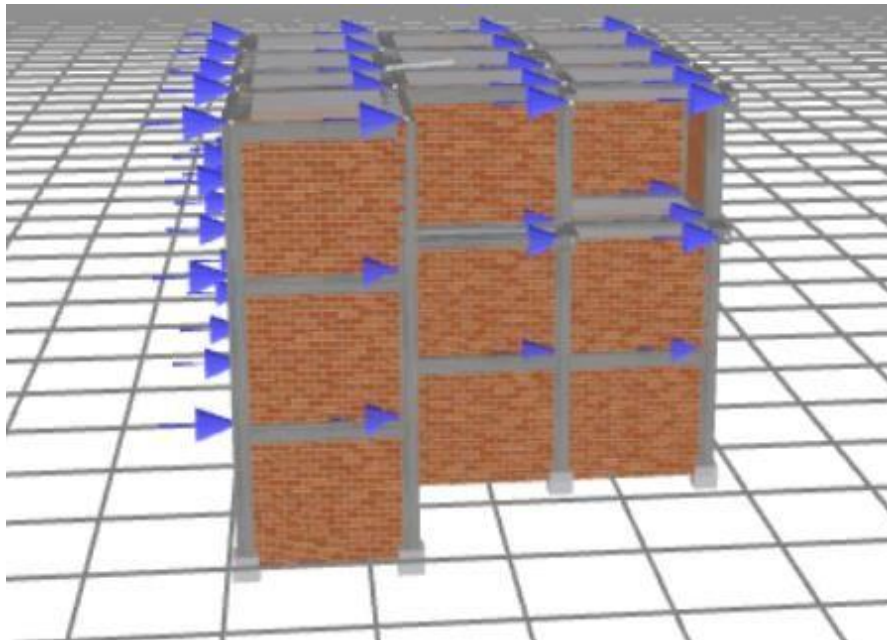


Figure III.24 : la modélisation de bloc 02 avec remplissage maçonnerie.

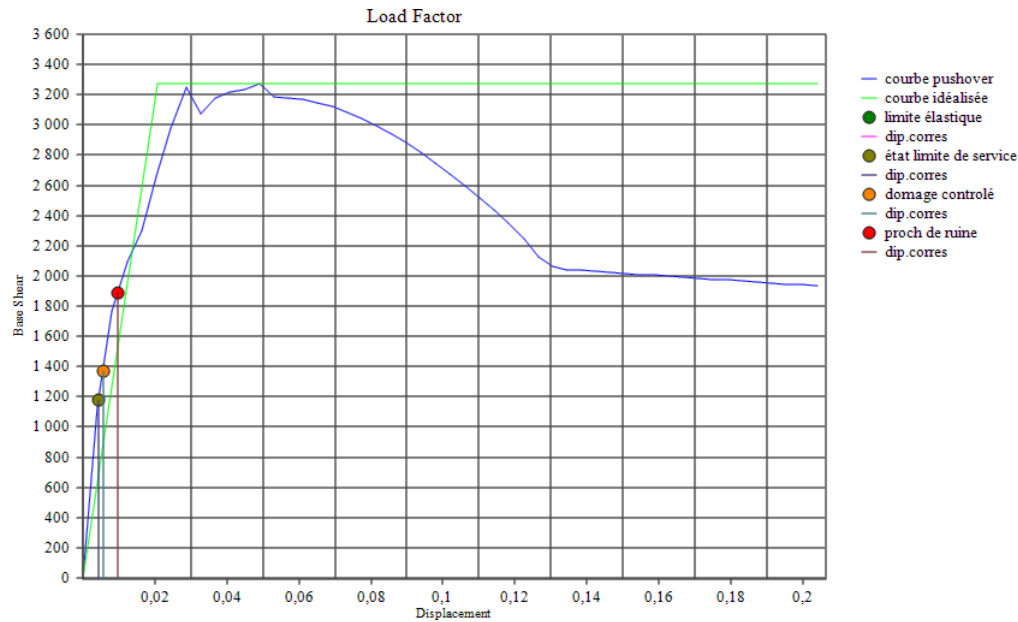


Figure III.25 : la courbe de pushover (déplacement-effort tranchant) pour le bloc 02 avec remplissage maçonnerie.

Tableau III.6 : les valeurs de déplacement au sommet de la structure et les efforts tranchants à la base pour les deux blocs avec remplissage maçonnerie.

	Déplacement au sommet			Effort tranchant a la base(kn)
	X(m)	Y(m)	Z(m)	Max
Bloc 01	0.204	0	0.009	9546.296
Bloc 02	0.204	0	0	3272,847

Ces courbe pushover correspond à une structure avec remplissage en maçonnerie, et son comportement est nettement différent de celui d'une structure nue :

- ✓ **Rigidité initiale élevée** : La pente très raide au début indique que la maçonnerie contribue fortement à la rigidité latérale. La structure résiste rapidement à des efforts importants pour de faibles déplacements.
- ✓ **Résistance maximale** : Le pic (environ 3200–3300 pour le bloc 02 et 9000 et 9500 pour bloc 01 en effort tranchant) est atteint pour un déplacement relativement faible. Cela montre que la maçonnerie participe à la résistance mais de manière fragile.
- ✓ **Comportement fragile** : Après le maximum, la courbe présente une dégradation marquée de la résistance. Cela correspond à la fissuration puis à l'écrasement des panneaux de maçonnerie.
- ✓ **Perte de rigidité** : Une fois la maçonnerie endommagée, la structure perd brutalement de la rigidité et se comporte davantage comme une ossature seule.

III.9. Effet des remplissages en maçonnerie sur la capacité sismique des structures scolaires

L'évaluation du comportement sismique des structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie constitue un enjeu majeur dans le domaine du génie parasismique, notamment pour les bâtiments à usage scolaire dont la sécurité des occupants est primordiale (ATC-40, 1996).

En effet, les panneaux de maçonnerie, souvent considérés comme de simples éléments non structuraux, interagissent en réalité avec la structure porteuse lors d'un séisme et modifient profondément son comportement dynamique. Cette interaction, tantôt bénéfique tantôt défavorable selon le niveau de sollicitation, se manifeste par une augmentation de la rigidité et de la résistance initiale de la structure, mais également par une réduction de sa ductilité et de sa capacité de dissipation d'énergie.

Dans ce cadre, la présente section se propose d'étudier et de quantifier l'effet de la maçonnerie sur la capacité sismique de deux blocs d'une école primaire présentant des configurations structurales différentes. Pour ce faire, une analyse statique non linéaire de type pushover a été réalisée sur chacun des deux blocs, dans deux configurations distinctes avec et sans maçonnerie afin d'isoler la contribution des remplissages sur la réponse globale de la structure. Les résultats sont présentés sous forme de courbes de capacité reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet, et sont analysés en termes de résistance maximale, de rigidité initiale et de ductilité structurale.

III.9.1. Analyse du Bloc 1

Afin d'évaluer l'influence de la maçonnerie sur le comportement sismique du Bloc 1 (école primaire à deux niveaux), une analyse pushover a été conduite sur deux modèles distincts : le premier intègre les remplissages en maçonnerie dans la modélisation, tandis que le second en est dépourvu. Les courbes de capacité obtenues, présentées dans la figure ci-dessous, mettent en relation l'effort tranchant à la base, le déplacement au sommet et le facteur de charge, permettant ainsi une comparaison directe du comportement structural dans les deux cas.

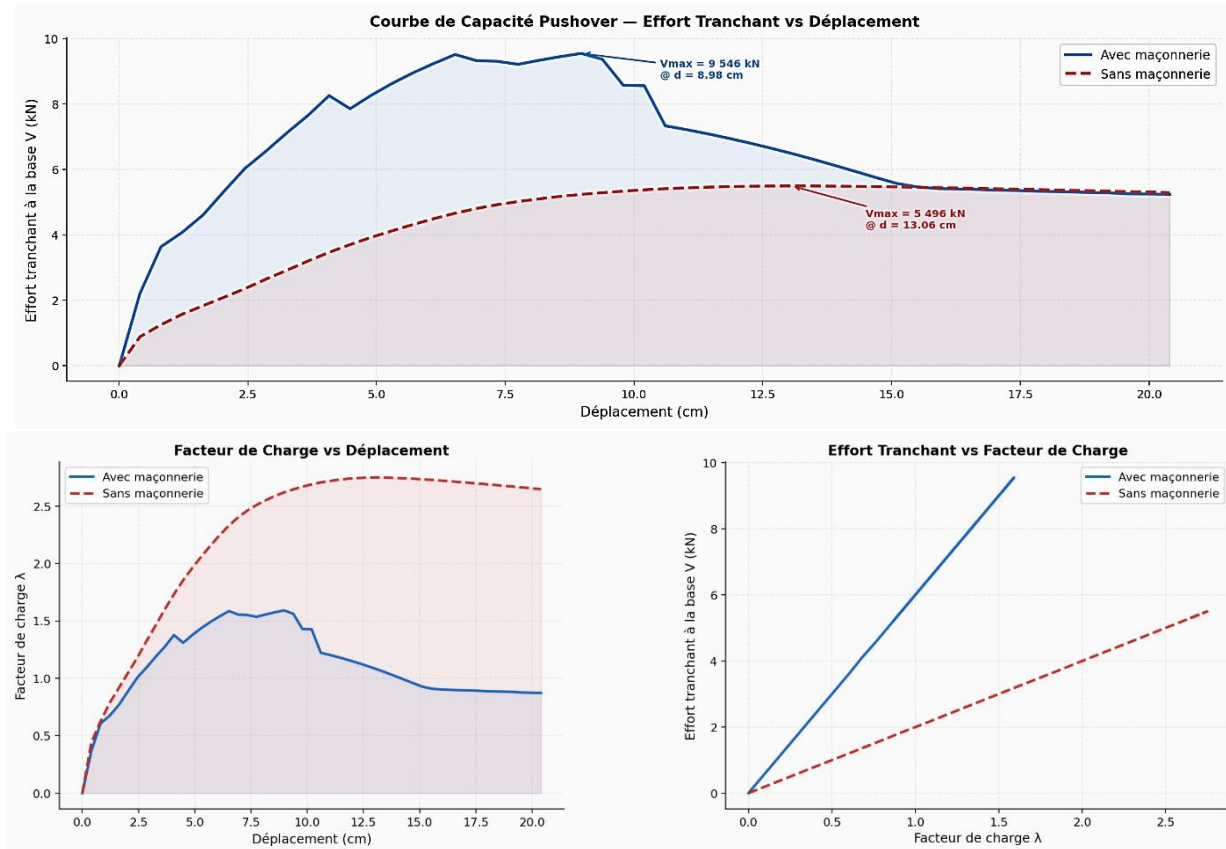


Figure III.26: Comparaison des courbes de capacité de l'école en R+2 avec maçonnerie Vs Sans maçonnerie.

L'analyse des courbes de capacité pushover du Bloc 1 (école primaire à deux niveaux) met en évidence l'influence considérable de la maçonnerie sur la réponse sismique de la structure. La structure avec maçonnerie développe une résistance latérale maximale de 9 546 kN atteinte pour un déplacement de 8,98 cm, contre 5 496 kN à 13,06 cm pour la structure sans maçonnerie, soit un gain de résistance d'environ 74%. Ce comportement s'explique par la présence des voiles de maçonnerie qui participent activement à la reprise des efforts horizontaux. Cependant, cette rigidité accrue se traduit par une rupture plus précoce et plus fragile, avec une dégradation marquée de la résistance après le pic. À l'inverse, la structure sans maçonnerie présente un comportement nettement plus ductile, avec un facteur de charge atteignant $\lambda \approx 2,75$ contre seulement $\lambda \approx 1,59$ avec maçonnerie, témoignant d'une meilleure capacité de dissipation d'énergie et d'une réserve de déformation plus importante avant la ruine. Pour un bâtiment de deux niveaux, cette différence de ductilité est particulièrement significative, car une structure capable de se déformer sans s'effondrer brutalement offre davantage de temps d'évacuation en cas de séisme.

III.9.2. Analyse du Bloc 2

La même démarche est appliquée au Bloc 2. Les courbes de capacité pushover sont tracées pour les deux configurations (avec et sans maçonnerie) et sont présentées dans la figure ci-dessous.

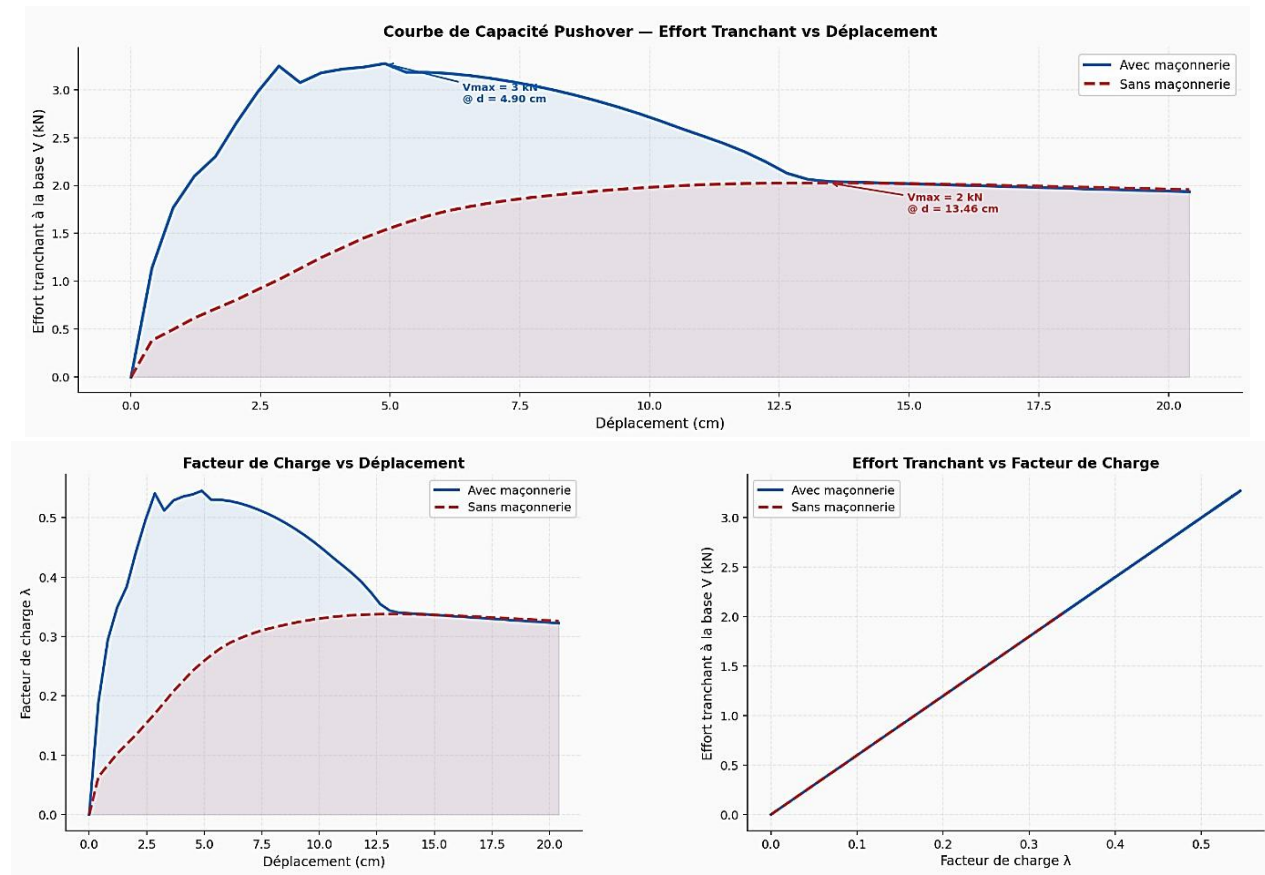


Figure III.27 : Comparaison des courbes de capacité de l'école avec maçonnerie Vs Sans maçonnerie.

L'analyse des courbes de capacité pushover du Bloc 2 révèle des tendances similaires au Bloc 1, mais avec des niveaux de résistance globalement plus faibles, ce qui est cohérent avec un bâtiment à un seul niveau disposant de moins de masse et de surface porteuse. La structure avec maçonnerie atteint une résistance maximale de 3 273 kN dès un déplacement de 4,90 cm, soit environ 61% de plus que la structure sans maçonnerie qui plafonne à 2 027 kN à 13,46 cm. Le pic est atteint très tôt pour la structure avec maçonnerie, signe d'une grande rigidité initiale, rapidement suivie d'une dégradation progressive traduisant la fissuration puis la ruine des éléments de remplissage. En revanche, la structure sans maçonnerie affiche un plateau de résistance très étendu et stable, avec un facteur de charge de $\lambda \approx 0,34$ maintenu sur une large plage de déplacement, reflétant un comportement ductile favorable. Pour un bâtiment scolaire, cette capacité de déformation est un atout sismique majeur, car elle limite le risque d'effondrement soudain et garantit une meilleure sécurité des occupants.

III.10. Comparaison des courbes de capacité entre le Bloc 1 et le Bloc 2

La figure ci-dessus présente une comparaison globale des courbes de capacité pushover des deux blocs de l'école primaire, avec et sans maçonnerie, permettant d'apprécier simultanément

l'effet de la configuration structurale et de la présence des remplissages en maçonnerie sur le comportement sismique des structures.

De manière générale, le Bloc 1 développe des efforts tranchants à la base nettement plus élevée que le Bloc 2. Cette différence, bien que les deux blocs partagent le même nombre de niveaux, s'explique par les caractéristiques géométriques et structurales propres à chaque bloc, notamment la surface en plan, la disposition portiques, ainsi que la distribution des masses. En revanche, lorsqu'on compare les facteurs de charge, le Bloc 1 sans maçonnerie présente la valeur la plus élevée ($\lambda \approx 2,75$), ce qui traduit une meilleure résistance normalisée par rapport au poids propre de la structure, tandis que le Bloc 2 affiche des facteurs de charge plus modestes ($\lambda \approx 0,55$ avec maçonnerie et $\lambda \approx 0,34$ sans maçonnerie).

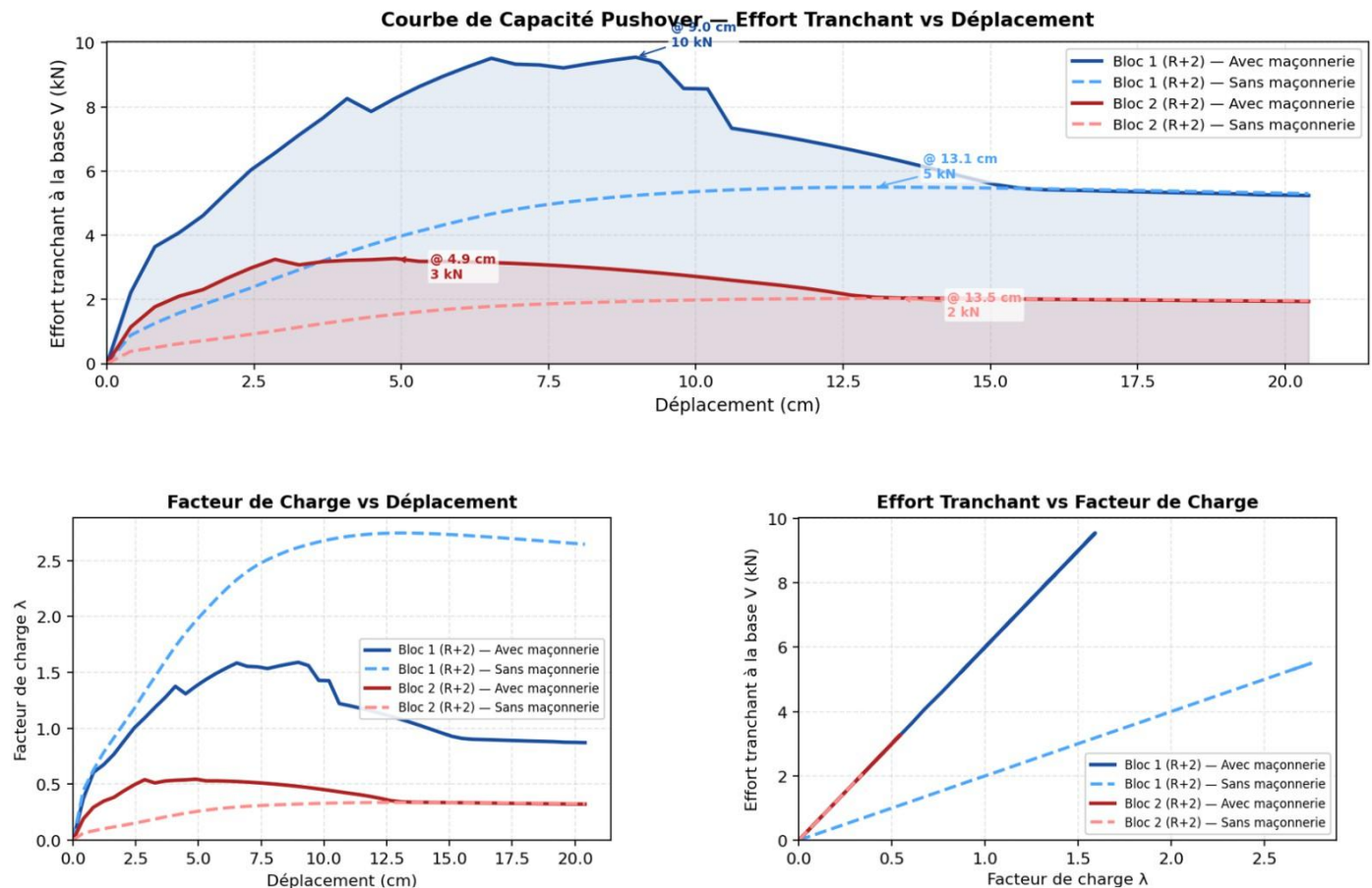


Figure III.28 : Comparaison de tous les diagrammes obtenus pour les deux blocs.

La différence marquée entre les courbes avec et sans maçonnerie s'explique par plusieurs mécanismes physiques et mécaniques fondamentaux :

Les remplissages en maçonnerie (Mainstone, R. J. 1971) constituent des panneaux rigides intercalés dans les cadres en béton armé. Lorsqu'une force horizontale sismique est appliquée, ces panneaux travaillent en compression diagonale, à la manière d'un contreventement naturel, transmettant les efforts directement entre les nœuds du cadre. Ce mécanisme de bielle comprimée

augmente considérablement la rigidité latérale globale de la structure, ce qui se traduit sur les courbes pushover par une montée initiale beaucoup plus raide et des efforts tranchants à la base nettement plus élevés dès les premiers incréments de déplacement.

Cependant, la maçonnerie est un matériau à comportement essentiellement fragile : elle supporte bien la compression mais résiste très mal à la traction et au cisaillement. Lorsque le déplacement latéral augmente, les panneaux de remplissage se fissurent rapidement en diagonale, perdant leur capacité portante de manière soudaine. Cette fissuration entraîne une chute brutale de la résistance, visible sur les courbes par un pic marqué suivi d'une dégradation rapide. Dans les structures sans maçonnerie, ce phénomène de rupture fragile est absent, car seul le cadre en béton armé, plus ductile, résiste aux efforts.

La présence des remplissages modifie profondément la distribution des efforts dans la structure. Les panneaux de maçonnerie attirent une grande partie des efforts horizontaux vers certains éléments de la structure, notamment les poteaux adjacents aux panneaux, qui se retrouvent soumis à des efforts de traction et de cisaillement importants non prévus dans la conception initiale. Cette redistribution peut provoquer des ruptures locales prématurées des poteaux courts, un phénomène bien documenté comme l'un des modes de défaillance les plus dangereux dans les bâtiments à remplissages en maçonnerie sous séisme. (Smith, B. S. 1966)

Les structures sans maçonnerie présentent un comportement plus ductile : après la plastification des premières sections, la structure continue à se déformer sans perte significative de résistance, grâce à la capacité des rotules plastiques à se former et à se redistribuer dans les poteaux et les poutres. Ce plateau de résistance étendu, bien visible sur les courbes pushover, témoigne d'une meilleure capacité de dissipation d'énergie sismique. La maçonnerie, en rigidifiant excessivement la structure, réduit cette capacité de déformation plastique et concentre la demande en ductilité sur un nombre limité d'éléments.

Ces observations soulignent une réalité paradoxale bien connue en génie parasismique : un bâtiment plus rigide et plus résistant n'est pas nécessairement moins vulnérable. La maçonnerie améliore la résistance aux séismes de faible à moyenne intensité, mais peut aggraver les dommages lors de séismes forts, en raison de sa fragilité et de la redistribution défavorable des efforts qu'elle génère. Dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité de cette école primaire, il est donc essentiel de tenir compte de ces deux comportements pour définir correctement les scénarios de dommages et les priorités de renforcement.

III.11. Conclusion

L'analyse pushover, en tant que méthode statique non-linéaire, a permis d'évaluer de manière réaliste le comportement sismique de la structure en traçant la courbe capacité force-déplacement, les mécanismes de plastification et la capacité ultime en déplacement. Les résultats ont montré que la structure en portique béton armé seul présente une ductilité satisfaisante avec une formation progressive des rotules plastiques, tandis que l'introduction des panneaux de maçonnerie de remplissage modifie considérablement ce comportement : elle augmente la rigidité latérale initiale et la résistance maximale, mais réduit la ductilité globale en provoquant une rupture plus fragile et prématurée, pouvant engendrer des effets indésirables tels que l'effet de poteau court ou une distribution irrégulière des efforts en cas de disposition asymétrique. Il ressort donc que la maçonnerie ne peut être négligée dans la modélisation sismique et doit être intégrée par des modèles appropriés, afin de garantir une évaluation fiable de la vulnérabilité structurelle et de formuler des recommandations de conception conformes aux exigences parasismiques.

Chapitre IV : Évaluation des courbes de fragilité du cas d'étude

IV.1. Introduction

Ce chapitre présente une étude approfondie de la fragilité sismique d'une école composée de deux blocs distincts, avec et sans remplissage en maçonnerie. À l'aide de la méthode SPO2FRAG, (Baltzopoulos et al., 2017) nous analysons les courbes de fragilité obtenue et comparons le comportement structural de ces deux configurations face aux sollicitations sismiques.

Cette comparaison met en lumière l'impact des remplissages en maçonnerie sur la rigidité, la ductilité et la vulnérabilité des structures, en évaluant notamment les différences en termes de performance sismique aux différents états limites. L'objectif est de comprendre comment la présence ou l'absence de maçonnerie influence la résistance globale et la sécurité des bâtiments scolaires en situation de séisme.

IV.2. Courbes de fragilité

Les courbes de fragilité sismique représentent des fonctions probabilistes permettant d'estimer la probabilité qu'une structure atteigne ou dépasse un état de dommage donné sous un niveau spécifique d'intensité sismique. Ces courbes constituent l'un des outils les plus utilisés dans les approches modernes d'ingénierie parasismique basée sur l'approche de la performance. (Rossetto & Elnashai, 2003)

Les courbes de fragilité établissent une relation entre l'intensité du mouvement sismique et la probabilité de dépassement d'un état limite de dommage. L'expression mathématique généralement utilisée pour représenter les courbes de fragilité repose sur une distribution probabiliste de type lognormale (Shinozuka et al., 2000) :

$$P(\text{EDP} \geq \text{LS} \mid \text{IM}) = \Phi \frac{\ln(\text{IM}) - \ln(\theta_{\text{LS}})}{\beta_{\text{LS}}} \quad (\text{IV.1})$$

Où :

- LS : état de dommage ;
- IM : mesure d'intensité sismique ;
- θ : médiane de la courbe de fragilité ;
- β : dispersion logarithmique ;

- Φ : fonction de répartition normale cumulée.

IV.3. Relation entre analyse de pushover et la courbe de fragilité

L'analyse pushover est une méthode non linéaire statique qui permet d'évaluer la capacité d'une structure à résister à des sollicitations sismiques (Fajfar, 2000), en étudiant sa réponse progressive jusqu'à l'apparition de mécanismes de rupture. Elle fournit une courbe de capacité, qui relie l'effort tranchant à la base de la structure à son déplacement. Cette courbe permet d'identifier différents niveaux de performance et états de dommage, ainsi que les points où la structure risque de subir des défaillances. Les résultats de cette analyse servent ensuite à construire des courbes de fragilité (Rossetto & Elnashai, 2003). Ces courbes traduisent de manière probabiliste la vulnérabilité de la structure en indiquant la probabilité que celle-ci atteigne ou dépasse un certain niveau de dommage en fonction de l'intensité du séisme (Shinozuka et al., 2000). En d'autres termes, l'analyse pushover donne les données nécessaires pour quantifier la fragilité, en reliant la capacité structurelle aux scénarios d'endommagement sous différentes intensités sismiques. Ainsi, la fragilité d'une structure est directement dérivée de l'analyse pushover : la méthode permet d'identifier comment et quand la structure commence à se dégrader, tandis que les courbes de fragilité expriment cette information sous forme probabiliste, utile pour l'évaluation des risques sismiques (Baltzopoulos et al., 2017).

IV.4. Différence entre la vulnérabilité et la fragilité

La fragilité et la vulnérabilité sont deux concepts distincts mais étroitement liés dans l'évaluation du risque sismique. La fragilité représente la probabilité qu'une structure atteigne un certain niveau de dommage pour une intensité donnée, en se concentrant uniquement sur son comportement physique et mécanique. La vulnérabilité, quant à elle, élargit cette notion en intégrant la fragilité ainsi que les conséquences globales d'un aléa, telles que les pertes économiques, humaines et fonctionnelles. Ainsi, la fragilité est une composante essentielle de la vulnérabilité, cette dernière servant d'outil plus complet pour l'analyse des risques et l'aide à la décision. Le tableau suivant résume la différence entre ces deux concepts. (PERRAULT, Matthieu, 2013)

Tableau IV.1: comparaison entre la fragilité et de la vulnérabilité.

Critère	Fragilité	Vulnérabilité
Définition	Probabilité d'atteindre un niveau de dommage pour une intensité donnée	Degré de pertes ou conséquences attendues face à un aléa donné
Portée	Limitée — se concentre sur le comportement physique	Élargie — intègre la fragilité et ses conséquences globales
Représentation	Courbes de fragilité (probabilité en fonction de l'intensité sismique)	Fonctions ou matrices de vulnérabilité, courbes pertes–intensité
Paramètre de sortie	Probabilité de dommage (état limite structurel : léger, modéré, grave...)	Pertes économiques, humaines, fonctionnelle ou structurelles
Facteurs pris en compte	Propriétés mécaniques, comportement structural, intensité sismique	Fragilité + exposition, usage, valeur économique, importance fonctionnelle
Usage principal	Évaluation du comportement structurel	Analyse des risques, aide à la décision

IV.5. Avancés dans les approches des courbes de fragilité

Au cours des dernières années, les courbes de fragilité ont fait l'objet d'un intérêt croissant et d'évolutions significatives, en particulier dans le domaine de l'ingénierie parasismique. Ces outils sont devenus essentiels pour représenter de manière probabiliste la vulnérabilité des structures face aux sollicitations sismiques. Grâce aux progrès réalisés dans les méthodes d'analyse et de modélisation, leur élaboration est aujourd'hui plus fiable et mieux adaptée à la complexité du comportement réel des bâtiments, permettant ainsi une évaluation plus précise des niveaux de dommage et des performances structurelles.

IV.5.1. Paradigme de l'ingénierie basée sur la performance (PBEE)

La méthode PBEE repose sur une chaîne logique qui lie l'événement sismique à ses conséquences finales (Cornell & Krawinkler, 2000). Ce processus est divisé en quatre étapes clés :

- **Intensité sismique (IM — Intensity Measure)** : C'est la porte d'entrée de la méthode : on quantifie l'aléa sismique par un paramètre physique mesurable. Le plus courant est l'accélération spectrale $S_a(T)$ (Cornell & Krawinkler, 2000), calibrée sur la période propre de la structure. D'autres indicateurs existent comme le PGA (accélération de pointe au sol), durée significative et intensité d'arias. L'IM est traité comme une variable aléatoire on y associe une courbe de Hazard P ($IM > im$) qui donne la probabilité d'excéder un niveau donné sur une période de retour.
- **Demande structurale (EDP — Engineering Demand Parameter)** À partir de l'IM, on calcule via des analyses dynamiques (type time-history) comment la structure répond physiquement au séisme (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Les EDP les plus utilisés sont la dérive inter-étage (IDR), l'accélération de plancher ou le déplacement de sommet. On

construit une relation probabiliste $P(\text{EDP} | \text{IM})$ souvent sous forme de loi log-normale qui relie l'intensité du séisme à la réponse attendue de la structure.

- **État d'endommagement (DM — Damage Measure)** : C'est le lien entre la réponse physique calculée et les dégâts réels observables (Rossetto & Elnashai, 2003). On utilise des fonctions de fragilité qui expriment $P(\text{DM} | \text{EDP})$; la probabilité qu'un composant (poteau, cloison, équipement) atteigne ou dépasse un état limite (fissuration légère, plastification, rupture) pour une demande donnée. Ces fonctions sont établies par retour d'expérience sismique ou par essais.
- **Variables de décision (DV — Decision Variables)** : C'est l'étape de traduction vers le monde de la décision ; on convertit les dommages en pertes exprimées dans des unités compréhensibles par les décideurs, on peut les résumer par :
 - Décès : pertes humaines.
 - Perte financière : coût de réparation ou de remplacement.
 - Temps d'arrêt : durée d'interruption de service.

Chaque DV est obtenu par intégration successive des probabilités conditionnelles de toutes les étapes précédentes c'est le principe de la décomposition en intégrales imbriquées qui fonde formellement la méthode PBEE (Cornell & Krawinkler, 2000).

IV.5.2. Analyse dynamique IDA (où méthodes simplifiées)

Pendant longtemps, l'approche de référence pour dériver des fonctions de fragilité analytiques a été l'Analyse Dynamique Incrémentale (IDA), formalisée par Vamvatsikos et Cornell en 2002 (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Bien que précise, l'IDA est une technique de simulation numérique qui pousse progressivement une structure jusqu'à sa limite structurale, en rejouant le même séisme à des intensités croissantes.

IV.5.3. Étapes de fonctionnement de la méthode IDA

a) Choix des accélérogrammes

On rassemble un ensemble de signaux sismiques enregistrements réels issus de bases de données ou signaux artificiels générés pour correspondre à un spectre cible. Chaque signal est sélectionné pour être représentatif de l'aléa sismique du site étudié. L'utilisation de plusieurs accélérogrammes est indispensable : deux séismes de même intensité n'induisent pas nécessairement la même réponse dans une structure, en raison de la variabilité du contenu fréquentiel et de la durée des signaux.

b) Mise à l'échelle progressive de l'intensité

Pour chaque accélérogramme sélectionné, on applique une série de facteurs multiplicateurs croissants typiquement entre 0,1 et 2,0 par pas de 0,1 ce qui génère une vingtaine de niveaux d'intensité distincts par signal. À chaque niveau correspond une analyse dynamique non linéaire complète (intégration pas-à-pas dans le temps). L'intensité sismique est généralement exprimée par

l'accélération spectrale $S_a(T_1)$, qui normalise le signal en fonction de la période propre de la structure analysée.

c) Enregistrement de la réponse structurale

À chaque palier d'intensité, on extrait un indicateur de demande structurale le plus courant étant la dérive inter-étage maximale, définie comme le déplacement relatif entre deux niveaux consécutifs ramené à la hauteur d'étage. Cet indicateur est particulièrement pertinent car il reflète directement l'endommagement des éléments porteurs et des cloisons non-structurales.

Pour chaque accélérogramme, on obtient une courbe IDA reliant l'intensité sismique (IM en abscisse) à la réponse maximale de la structure (EDP en ordonnée). L'ensemble de ces courbes forme un faisceau qui traduit la variabilité naturelle de la réponse sismique. L'analyse de ce faisceau permet d'identifier trois seuils clés :

- Élasticité (la structure se comporte encore linéairement).
- Début d'endommagement significatif.
- Capacité ultime au-delà de laquelle la structure s'effondre ou ne converge plus numériquement.

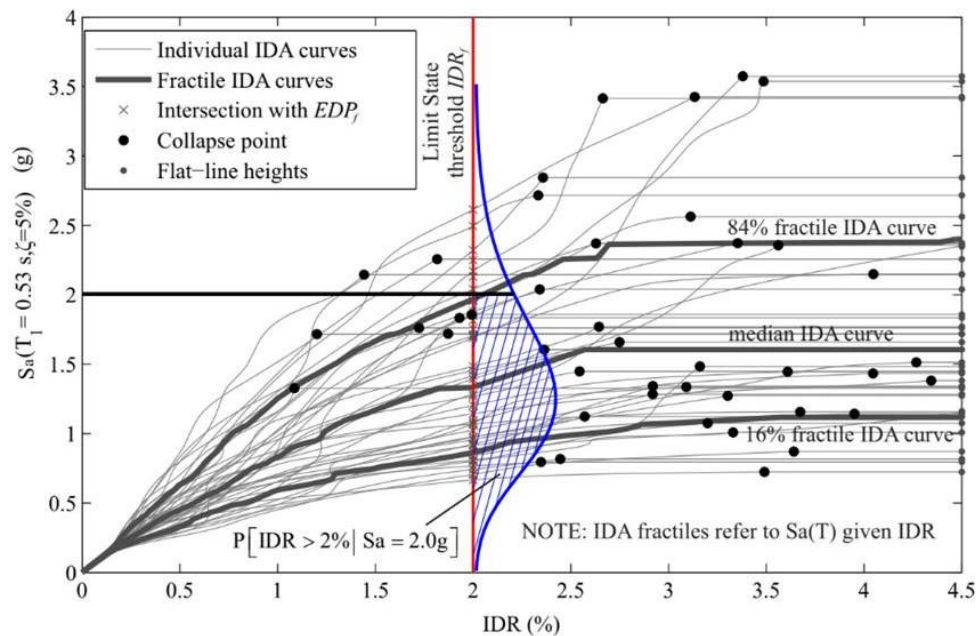


Figure IV.1 : Exemple de dérivation de la fragilité structurale basée sur l'IM à partir des courbes IDA.

d) Représentation graphique des courbes IDA

Les résultats sont traduits sous forme de graphiques où :

- **L'axe des ordonnées (Y)** : représente la mesure d'intensité (IM), comme l'accélération maximale du sol (PGA) ou l'accélération spectrale (Sa).
- **L'axe des abscisses (X)** : représente la mesure de réponse structurelle, telle que le déplacement inter-étage.

La représentation des résultats d'une analyse IDA repose généralement sur l'utilisation de courbes fractiles, notamment aux niveaux de 16 %, 50 % et 84 %. Ces fractiles correspondent respectivement aux bornes inférieure, médiane et supérieure d'une distribution statistique supposée gaussienne, soit l'équivalent de la moyenne augmentée ou diminuée d'un écart-type. Cette approche permet de tenir compte de la variabilité des réponses structurelles et d'offrir une vision plus complète et représentative du comportement de la structure face aux sollicitations sismiques.

IV.6. Evolution des relations SPO-SDOF

Les premières approches d'estimation de la demande sismique inélastique reposaient sur une observation empirique fondamentale connue sous le nom de règle du déplacement égal (Vidic et al., 1994). Son principe est simple : pour des structures à période de vibration suffisamment longue (généralement $T > 0,5s$), le déplacement maximal d'un oscillateur inélastique est approximativement égal à celui de son équivalent élastique soumis au même séisme.

La décennie 1990 marque un tournant décisif avec le développement de relations analytiques reliant trois grandeurs fondamentales $R-\mu-T$ (Newmark & Hall, 1982), ou **R le rapport de résistance** entre la force élastique demandée par le séisme et la résistance effective de la structure, **μ la ductilité** ; le rapport entre le déplacement maximal atteint et le déplacement au premier seuil plastique, et **T la période propre de la structure** un paramètre dynamique caractérisant sa souplesse.

Les relations ($R-\mu-T$) ont longtemps constitué un outil fondamental pour estimer de manière simplifiée la réponse inélastique des structures, en reliant la ductilité, la résistance et la période. Toutefois, ces formulations reposaient sur des hypothèses simplifiées, notamment l'utilisation de modélisation du système équivalent à un degré de liberté (SDOF) constitue une étape fondamentale dans l'analyse de la performance sismique basée sur la méthode pushover (SPO) (Fajfar & Fischinger, 1988). Elle consiste à simplifier le comportement complexe d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF) en un système dynamique équivalent plus simple. Ce système équivalent est défini par une masse concentrée, une rigidité équivalente et une hauteur représentative, permettant de reproduire globalement la réponse dynamique de la structure réelle.

La transformation du système MDOF vers un système SDOF repose sur l'utilisation de facteurs de participation modale et de coefficients de transformation qui permettent de relier le déplacement du toit et le cisaillement de base du bâtiment aux grandeurs équivalentes du système simplifié.

Ces limites ont conduit à une représentation incomplète du comportement réel, en négligeant des phénomènes importants comme la dégradation de rigidité ou le risque d'effondrement. De plus,

l'absence d'une approche probabiliste ne permettait pas d'évaluer correctement les niveaux de performance. Ces insuffisances ont ainsi motivé le développement de méthodes plus avancées, telles que les approches modernes intégrant la variabilité et le comportement non linéaire réel

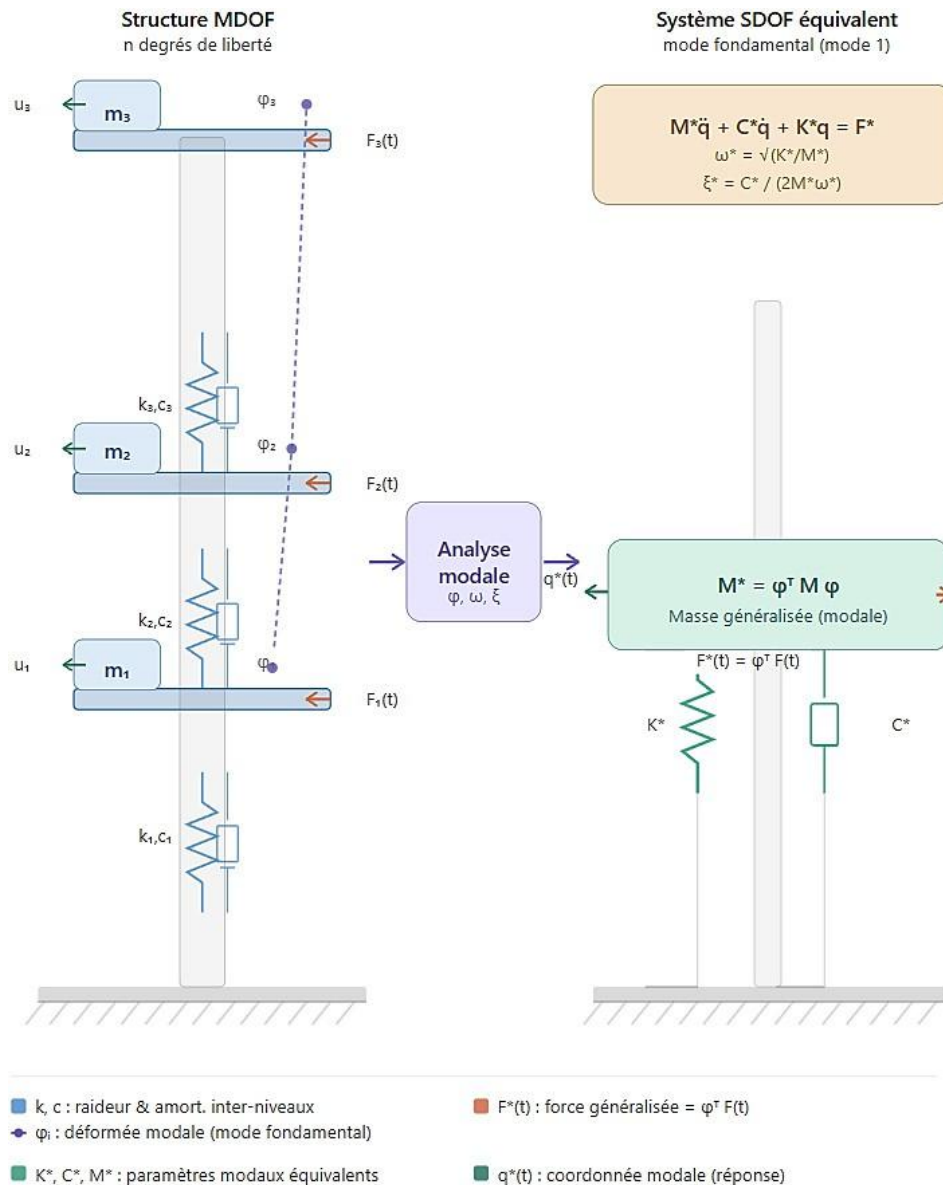


Figure IV.2 : Représentation du système équivalent à un degré de liberté (SDOF) obtenu à partir d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF).

IV.7. Algorithme SPO2IDA (2006)

Le tournant majeur de méthode IDA est marquée par le développement d'un outil très intéressant nommé SPO2IDA (Static Pushover to Incremental Dynamic Analysis) est une approche simplifiée permettant de relier les résultats de l'analyse statique non linéaire (pushover) aux

résultats de l'analyse dynamique incrémentale (IDA), sans recourir directement à de nombreuses simulations dynamiques coûteuses.

Cette méthode repose sur la transformation de la courbe de capacité obtenue par l'analyse pushover en une représentation équivalente du comportement dynamique du système. Elle permet ainsi d'estimer la réponse sismique globale d'une structure modélisée en système à un degré de liberté (SDOF), obtenu à partir de la structure réelle à plusieurs degrés de liberté (MDOF).

SPO2IDA établit une relation entre la résistance, la ductilité et la demande sismique en fonction de l'intensité du séisme (IM). Elle est largement utilisée pour approximer les courbes IDA et faciliter l'évaluation de la performance sismique.

La figure suivante présente le schéma conceptuel de la méthode SPO2IDA, permettant de relier les résultats de l'analyse pushover (SPO) à ceux de l'analyse dynamique incrémentale (IDA), dans le cadre de l'évaluation de la performance et de la fragilité sismique des structures.

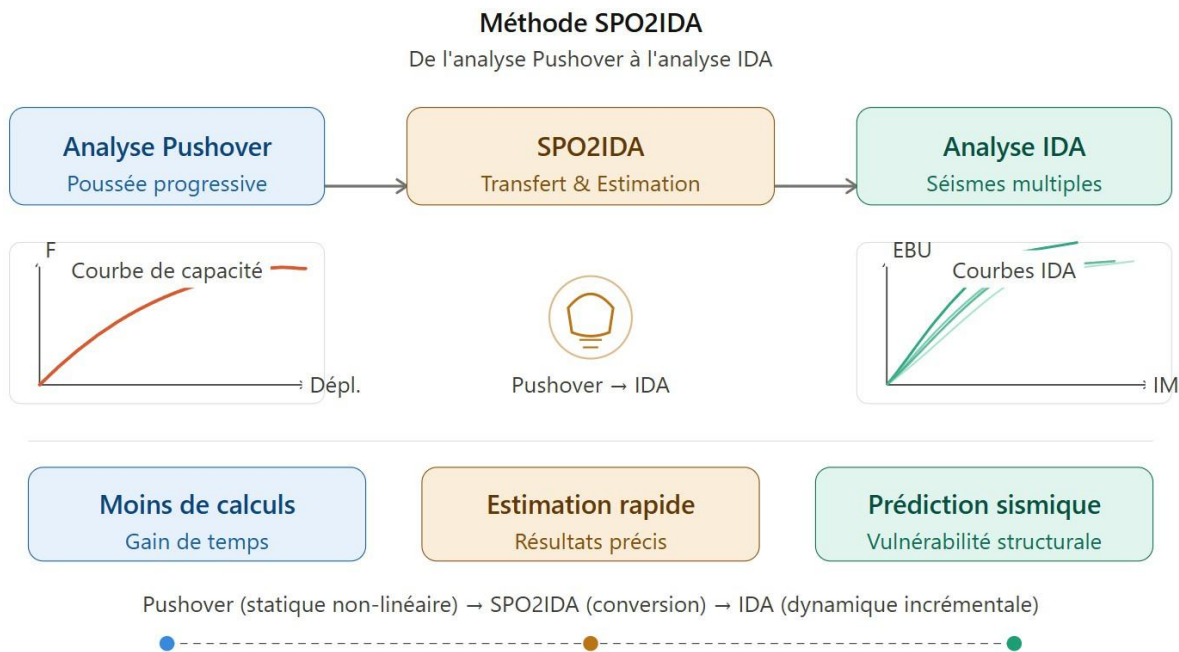


Figure IV.3 : Principe de la méthode SPO2IDA (de Pushover vers IDA).

Cette méthode constitue un outil efficace pour l'analyse de la vulnérabilité sismique, en particulier dans les études de fragilité, car elle permet de réduire significativement le temps de calcul tout en conservant une bonne précision des résultats.

A la suite de l'analyse de la performance sismique basée sur la méthode SPO2IDA, qui permet de relier les résultats de l'analyse pushover à ceux de l'analyse dynamique incrémentale (IDA), il est possible d'étendre cette approche vers l'évaluation probabiliste du comportement structurel. Dans ce contexte, la méthode SPO2FRAG constitue une continuité logique, en exploitant la même

courbe de capacité afin de développer des courbes de fragilité sismique. Cette étape permet de passer de l'évaluation des demandes sismiques à une quantification probabiliste du risque d'atteinte des états limites.

IV.8. Présentation du logiciel SPO2FRAG

SPO2FRAG, un logiciel développé sous MATLAB par Baltzopoulos et al en 2017, conçu pour évaluer la fragilité sismique des bâtiments à partir d'analyses statiques non linéaires. Cet outil automatise la conversion d'une courbe de pushover en courbes de fragilité. Le programme s'appuie sur l'algorithme SPO2IDA pour estimer la réponse structurelle et intègre les incertitudes liées à la variabilité des enregistrements sismiques et à la modélisation. En transformant la structure complexe en un système à un seul degré de liberté (SDOF), le logiciel permet de définir plusieurs états limites de performance, allant du fonctionnement opérationnel jusqu'à l'effondrement (Baltzopoulos et al., 2017). La figure suivante représente l'interface de logiciel SPO2FRAG.

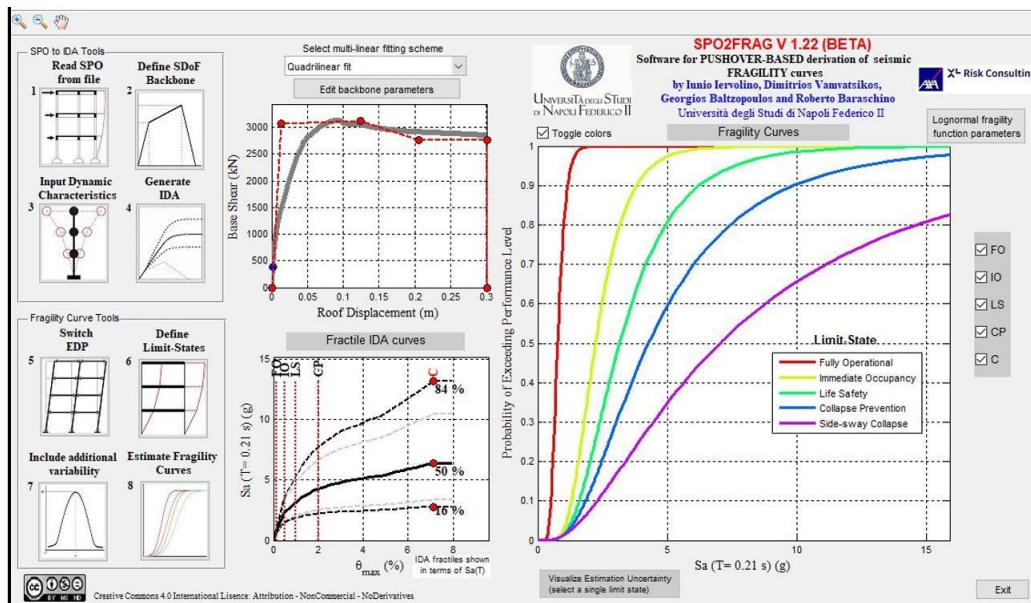


Figure IV.4: Interface de logiciel SPO2FRAG.

Dans le cadre de notre étude consacrée à l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un établissement scolaire en R+2 sise à Bouira, une analyse de fragilité a été réalisée afin d'estimer le niveau de dommage probable de la structure sous différentes intensités sismiques. Pour atteindre cet objectif, la méthode basée sur les courbes de capacité issues de l'analyse pushover a été adoptée. Le logiciel SPO2FRAG a été utilisé pour transformer les résultats de l'analyse non linéaire en courbes de fragilité (Baltzopoulos et al., 2017) représentant la probabilité d'atteinte des différents états de dommage. Cette approche permet de mieux comprendre le comportement sismique de la structure et d'évaluer son niveau de performance face aux séismes.

IV.9. Évaluation de la fragilité sismique du cas étude

IV.9.1. Paramètres et analyse sous SPO2FRAG

L'utilisation de SPO2FRAG s'articule autour de deux phases distinctes : la préparation des données d'entrée et l'exploitation des résultats.

Concernant la préparation des données, la démarche débute par l'importation des résultats issus d'une analyse statique non linéaire préalablement réalisée à l'aide d'un logiciel SEISMOSTRUCT. Il est recommandé de fournir les déplacements à chacun des niveaux de la structure, ce qui permet au programme d'évaluer avec plus de précision le coefficient de distorsion. La courbe de capacité ainsi obtenue fait ensuite l'objet d'une multi-linéarisation, dont le schéma d'ajustement est choisi par l'utilisateur afin de reproduire au mieux le comportement réel du système équivalent à un degré de liberté. Parallèlement, l'utilisateur est amené à renseigner l'ensemble des caractéristiques dynamiques de la structure : les masses et hauteurs d'étage, les périodes propres des deux premiers modes de vibration (T_1 et T_2), le facteur de participation modale Γ qui peut être soit saisi manuellement, soit estimé automatiquement lorsque les déplacements inter-étages sont disponibles, le rapport d'amortissement ξ nécessaire à l'application de corrections lorsque celui-ci s'écarte de la valeur de référence de 5 %, ainsi que l'estimateur de dispersion β , dont le mode de calcul retenu conditionne directement la pente des courbes de fragilité générées.

En ce qui concerne les résultats fournis par le logiciel, SPO2FRAG produit des courbes de fragilité accompagnées des probabilités de dépassement associées à chaque état limite. Ces probabilités traduisent la vraisemblance qu'un niveau de dommage donné soit atteint ou franchi pour une intensité sismique fixée. Elles sont déduites de la combinaison entre la courbe de capacité issue du pushover et la dispersion attribuable à la variabilité de la demande sismique ainsi qu'aux incertitudes inhérentes à la modélisation (Baltzopoulos et al., 2017). Sur le plan mathématique, cette probabilité s'exprime par la relation $P[D \geq d_i | IM = x]$, où D désigne le niveau de dommage considéré et IM l'indicateur d'intensité sismique retenu.

IV.9.2. Définition des états limites (EDP) et critères de performance

Les paramètres de demande d'ingénierie (Engineering Demand Parameters – EDP) sont des grandeurs mesurant la réponse de la structure sous chargement sismique. Ils servent à quantifier le niveau de sollicitation et à établir les seuils associés aux différents états limites.

Tableau IV.2 : les états limites (EDP) et critères de performance

État limite	Abréviation	Niveau de dommage	Conséquence structurelle	Description physique
État de dommage léger (Fully Operational)	FO	Négligeable	Fonctionnement normal	Comportement quasi-élastique, absence de dommages visibles
État de dommage modéré (Immediate Occupancy)	IO	Léger	Structure utilisable après séisme	Début de fissuration, légères déformations
État de dommage sévère (Life Safety)	LS	Important	Sécurité des occupants assurée	Dommages structuraux significatifs, plastification avancée
État proche de l'effondrement (Collapse Prevention)	CP	Très sévère	Risque d'effondrement	Perte importante de rigidité, instabilité proche

L'analyse des états limites permet de décrire l'évolution progressive du comportement structurel sous l'effet de l'augmentation de l'intensité sismique.

- **FO → IO** : transition du comportement élastique vers le début de la non-linéarité.
- **IO → LS** : développement des mécanismes plastiques et accumulation des dommages.
- **LS → CP** : dégradation rapide de la rigidité et perte de stabilité globale.

Cette évolution met en évidence la capacité limitée de dissipation d'énergie de la structure ainsi que sa sensibilité aux sollicitations sismiques élevées. La définition rigoureuse des états limites constitue une étape clé dans l'évaluation de la fragilité sismique, car elle permet de transformer la réponse structurelle (EDP) en indicateurs probabilistes de dommage en fonction de l'intensité sismique (IM).

IV.9.3. Méthodologie d'utilisation le SPO2FRAG

Il est nécessaire de suivre une méthodologie permettant de transformer les résultats de l'analyse structurelle en une représentation probabiliste du dommage. Le logiciel SPO2FRAG constitue un outil développé pour générer des courbes de fragilité (Baltzopoulos et al., 2017) à partir des résultats issus de l'analyse pushover. Son principe repose sur une succession d'étapes permettant l'exploitation de la courbe de capacité, la définition des états de dommage ainsi que l'intégration des paramètres statistiques associés à la réponse structurelle. L'application de cette procédure permet d'estimer la probabilité d'atteinte ou de dépassement des différents niveaux de dommage en fonction de l'intensité sismique. Les principales étapes suivies dans cette étude sont présentées dans les sections suivantes :

Étape 01 figure IV.5 : c'est l'importation des résultats de l'analyse pushover.

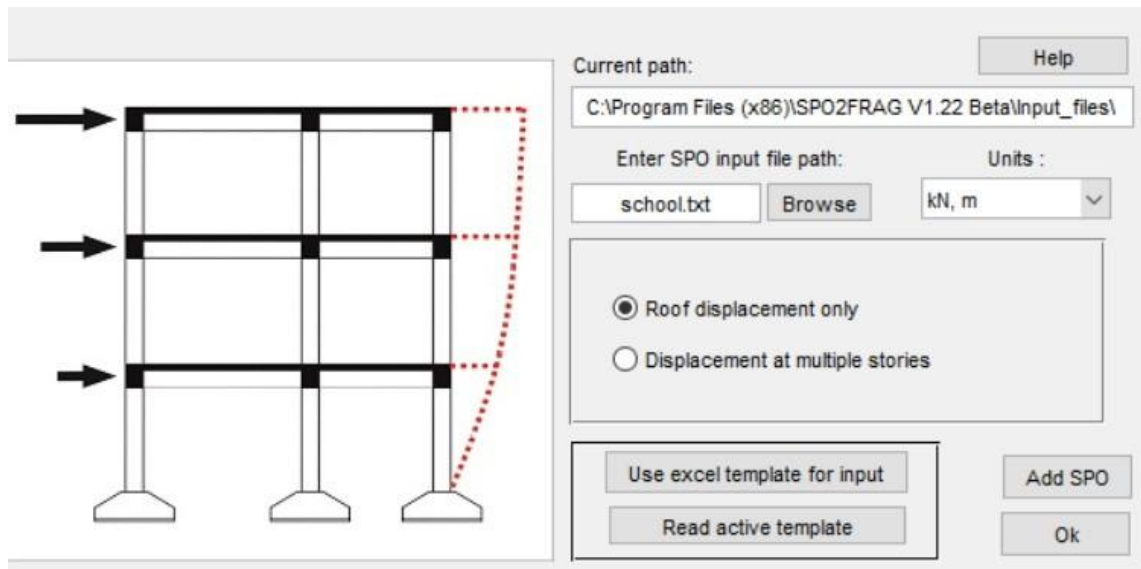


Figure IV.5 : importation le fichier des résultats de l'analyse pushover.

Étape 02 : Cette étape correspond à la quadri-linéarisation de la courbe de capacité obtenue (Figure IV.6) (Figure IV.7) à partir de l'analyse pushover. Le logiciel SPO2FRAG simplifie la courbe réelle de comportement de la structure en une courbe constituée de plusieurs segments linéaires afin de représenter les différentes phases du comportement structural sous chargement sismique (De Luca et al., 2013). Cette simplification permet de décrire l'évolution de la résistance et de la rigidité de la structure, depuis le domaine élastique jusqu'à l'endommagement avancé, pour notre structure voici les courbes de quadri-linéarisation on a obtenu pour les deux blocs :

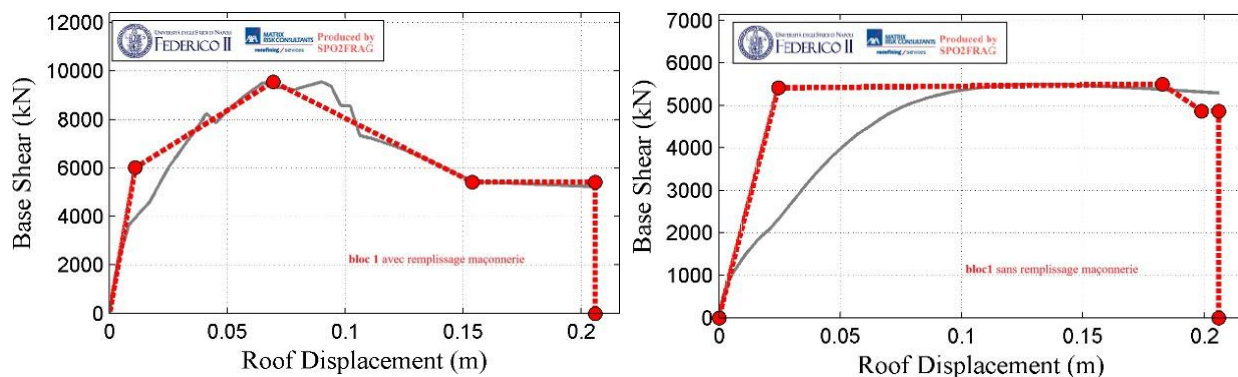


Figure IV.6 :les résultats de quadri-linéarisation de courbes de capacité de bloc 1.

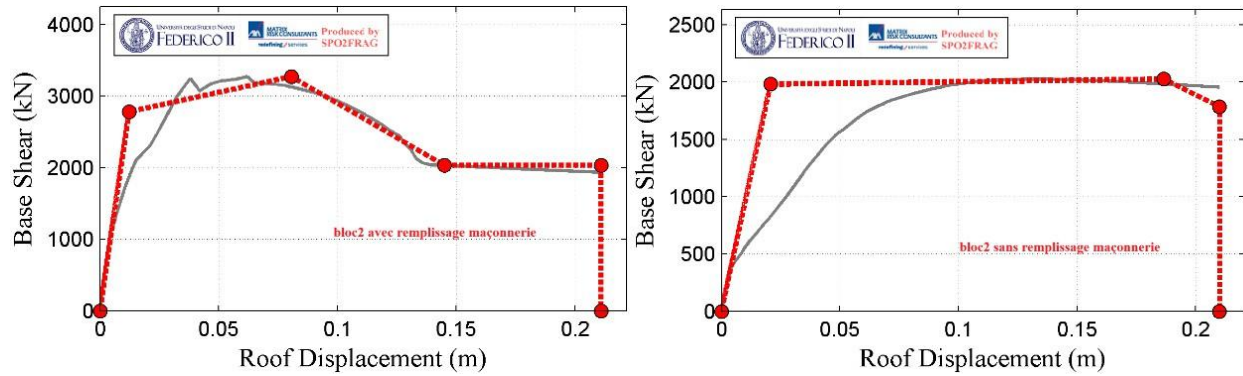


Figure IV.7 : les résultats de quadri-linéarisation de courbes de capacité de bloc 2.

Étape 03 : Cette étape consiste à intégrer les caractéristiques géométriques, mécaniques et structurales de l'établissement scolaire dans le modèle d'analyse. Les données propres à chaque bloc étudié sont définies séparément afin de représenter correctement le comportement réel de la structure. Voici les paramètres géométriques de l'établissement scolaire ont été introduits pour les deux blocs analysés, pour notre étude :

Tableau IV.3 : paramètres géométriques de l'établissement scolaire pour les deux blocs

Bloc 01			
Étage	Hauteur (m)	Poids d'étage sans maçonnerie (kn)	Poids d'étage avec maçonnerie (kn)
Étage 03	3.4	7303.3	7303.3
Étage 02	3.4	7203.87	8480.91
Étage 01	3.4	7201.14	8652.27
Totale	10.2	21768.31	24436.48
Bloc 02			
Étage 03	3.4	1483.94	1483.94
Étage 02	3.4	2044.99	2340.12
Étage 01	3.4	1918.7	2300.64
Totale	10.2	5447.63	6124.7

Dans la figure IV.8, les paramètres présentés dans le tableau IV.3 ont été introduits pour chaque cas étudié. Les autres paramètres nécessaires à l'analyse ont ensuite été déterminés automatiquement par le logiciel SPO2FRAG afin de compléter le processus de calcul.

The figure displays four sequential screenshots of the 'Enter Dynamic Characteristics' software interface, illustrating the process of inputting dynamic parameters for a 3-story building. The interface is organized into several sections: input fields, a schematic diagram of the building, and calculation results.

Common Parameters across all screenshots:

- Number of stories:** 3
- Uniform storey height:** 3.4
- Individual storey height:** ☐ (unchecked)
- Uniform storey mass:** 50.0
- Individual storey mass:** ☐ (unchecked)
- Units:** Height: m, Mass: Ton
- Modal Characteristics:** Γ_1 : 1.30, Participating mass factor: 0.78
- Periods (s):** T_1 : 0.48, T_2 : 0.14
- Equivalent SDOF:** T^* : 0.48, $\text{Use } \Gamma_{eff}$: ☐ (unchecked)
- Elastic Limit:** Prev. 811.33, Next kN

Step-by-Step Configuration:

- Step 1:** Initial state with uniform mass and height. Total height: 10.2, Total mass: 2176.8.
- Step 2:** 'Individual storey mass' is checked. Total height: 10.20, Total mass: 2443.65.
- Step 3:** 'Individual storey height' is checked. Total height: 10.20, Total mass: 544.76.
- Step 4:** 'Individual storey mass' is checked. Total height: 10.20, Total mass: 612.47.

The interface also includes buttons for 'Calculate', 'Evaluate', 'Use excel template for input', 'Read active template', and 'Ok'. Arrows indicate the flow from input fields to the calculation results.

Figure IV .8 : ajout des paramètres nécessaires pour avoir la courbe de fragilité.

Étapes 04 : Cette étape consiste à générer les courbes IDA fractiles représentant la dispersion de la réponse structurelle sous sollicitation sismique. Les courbes correspondant aux fractiles 16 %, 50 % et 84 % permettent respectivement de décrire les réponses inférieure, médiane et supérieure de la structure (Figure IV.9). Elles sont utilisées afin de tenir compte des incertitudes et de la variabilité dans le comportement sismique, constituant une étape essentielle pour la construction des courbes de fragilité.

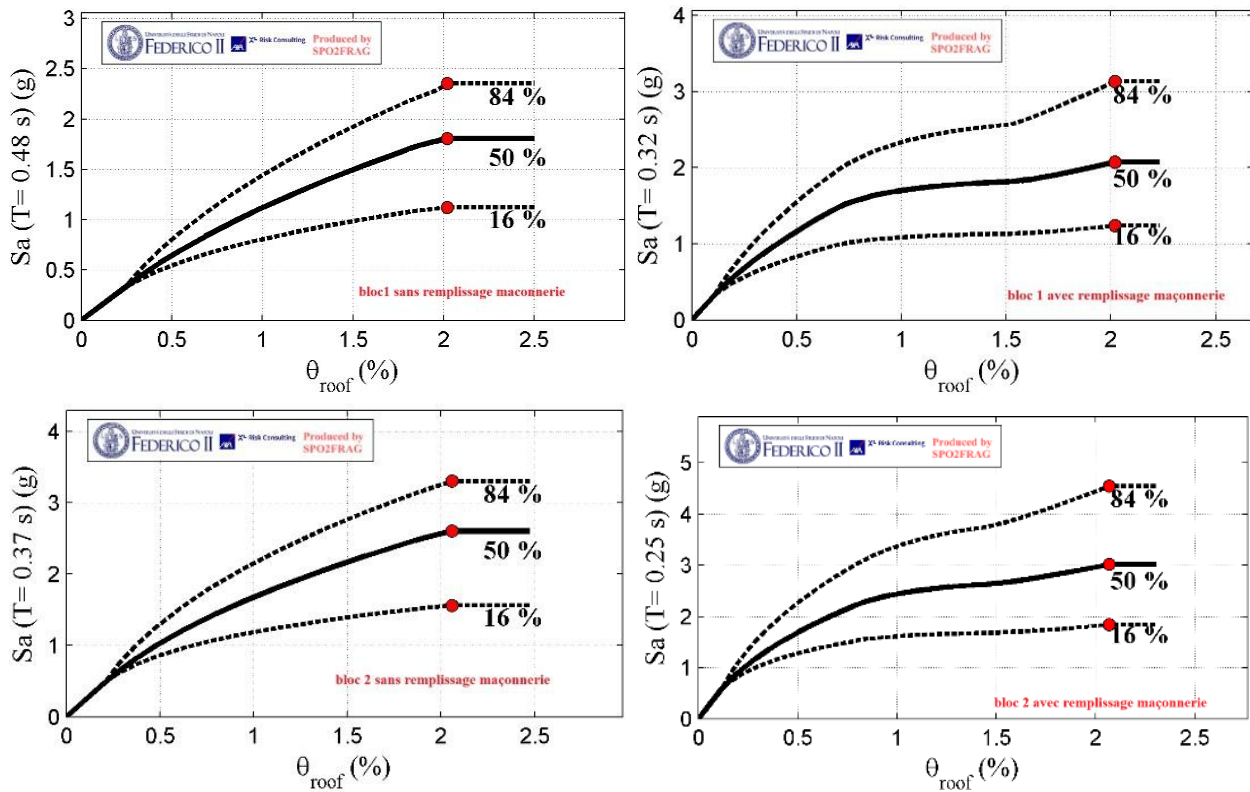


Figure IV.9: les courbes IDA pour chaque cas de l'école.

La figure précédente présente les résultats obtenus pour les différents blocs de l'établissement scolaire dans les deux configurations étudiées : avec et sans maçonnerie. Afin de faciliter l'interprétation des résultats, l'analyse détaillée des trois courbes sera réalisée en prenant comme exemple la courbe du bloc 1 avec maçonnerie :

Courbe de 50% (médiane) : c'est la réponse la plus probable de la structure. Pour un séisme d'intensité $S_a = 2,073g$ la structure atteint un déplacement de sommet de 2%, elle représente le comportement central parmi tous les enregistrements sismiques simulés.

Courbe supérieure 84% : pour la même déformation de 2% la structure résiste à $S_a=3,129$ cela représente le cas favorable des séismes de ce percentile sont moins destructives a même intensité.

Courbe inférieure 16% : pour le même déformation la structure ne tient qu'à $S_a=1,238$ g ce sort des séismes sont les plus sévère pour la structure elle atteint le même niveau de dommage avec une intensité plus faible.

Pour les autres cas étudiés, l'interprétation des résultats reste globalement similaire au cas précédent. Les différences observées concernent principalement les valeurs de l'accélération spectrale (S_a), des déplacements et de la période propre. Les variations obtenues pour chaque cas sont synthétisées dans le tableau suivant.

Tableau IV.4 : les résultats des courbes IDA.

	Fractile	S_a d'effondrement
Bloc 1 sans remplissage maçonnerie	16 %	1,122
	50%	1,831
	84%	2,339
Bloc 1 avec remplissage maçonnerie	16 %	1,238
	50%	2,073
	84%	3,129
Bloc 2 sans remplissage maçonnerie	16 %	1,562
	50%	2,603
	84%	3,303
Bloc 2 avec remplissage maçonnerie	16 %	1,837
	50%	3,017
	84%	4,545

Étape 05 : Cette étape consiste à sélectionner le paramètre de demande d'ingénierie (EDP) utilisé pour caractériser la réponse de la structure sous sollicitation sismique (figure IV.10). Dans SPO2FRAG, plusieurs paramètres peuvent être utilisés, notamment le (Roof Drift Ratio (RDR)) correspondant au rapport de déplacement au sommet et le Maximum (Interstorey Drift Ratio (IDR)) représentant la dérive inter-étage maximale. Ces paramètres servent à quantifier la demande structurelle et à définir les seuils associés aux différents états de dommage.

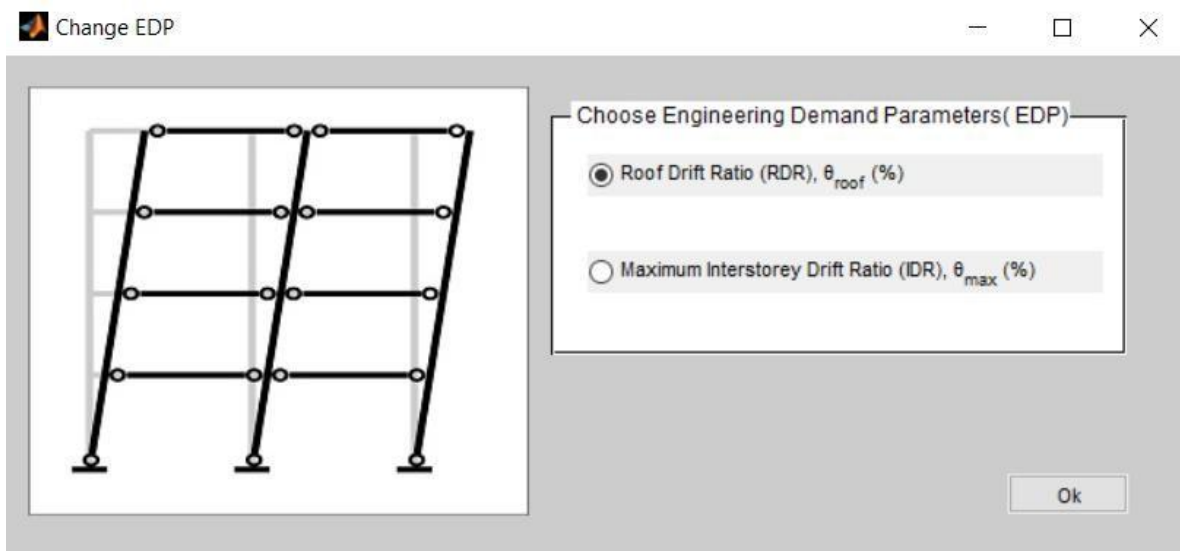


Figure IV.10 : Choix de l'EDP pour l'évaluation de la réponse sismique de la structure.

Étape 06 : Cette étape consiste à définir les seuils des états limites correspondant aux différents niveaux de performance de la structure sous sollicitation sismique. Chaque niveau est caractérisé par une valeur limite du paramètre EDP sélectionné, permettant d'identifier la transition entre les différents états de dommage et de construire les courbes de fragilité.

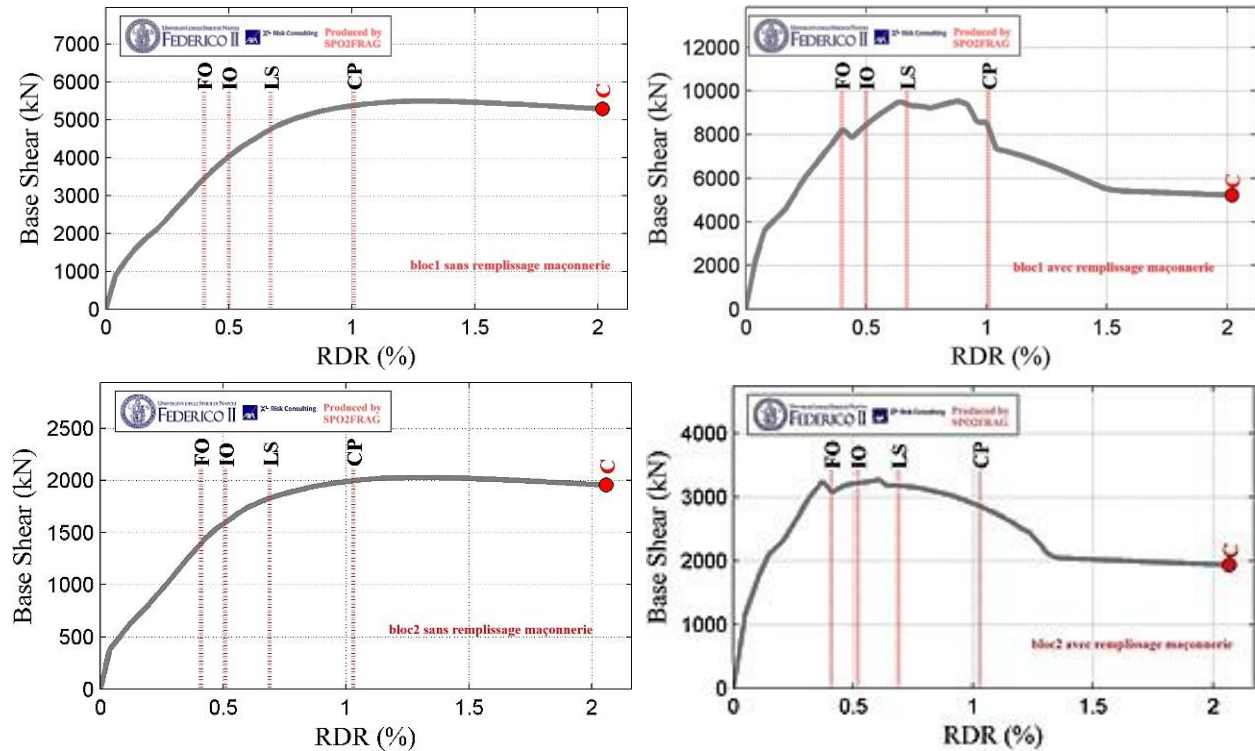


Figure IV.11 : Les courbes de capacité avec les états limites de la structure

Étape 07 : cette étape consiste à estimer le coefficient de dispersion logarithmique β (figure. IV.12), qui représente la variabilité ou l'incertitude de la réponse structurale sous sollicitations sismiques. Dans SPO2FRAG, ce paramètre est déterminé à partir des courbes IDA fractiles obtenues précédemment (Baltzopoulos et al., 2017).

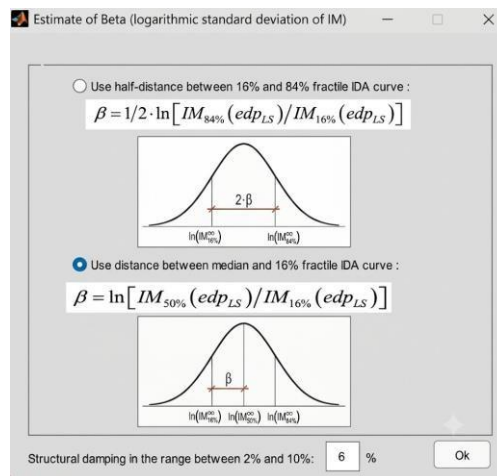


Figure IV.12 : la dispersion logarithmique de la mesure d'intensité sismique (β)

IV.10. Résultats des courbes de fragilité

Dans cette étude, les courbes de fragilité sont utilisées afin d'analyser le comportement sismique de l'établissement scolaire pour les deux blocs, en considérant les deux configurations étudiées : avec et sans maçonnerie. Les résultats obtenus (Figure IV.13) (Figure IV.14) (Figure IV.15) (Figure IV.16) permettent de comparer l'influence de la maçonnerie sur la performance et le niveau de dommage probable de la structure.

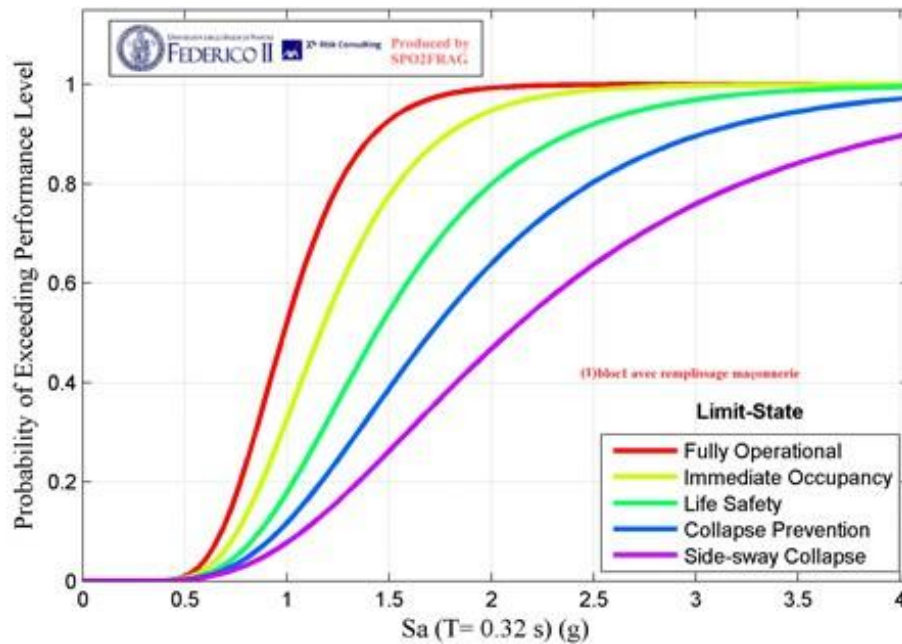


Figure IV.13 : résultats des courbes de fragilité pour le bloc 01 avec remplissage maçonnerie.

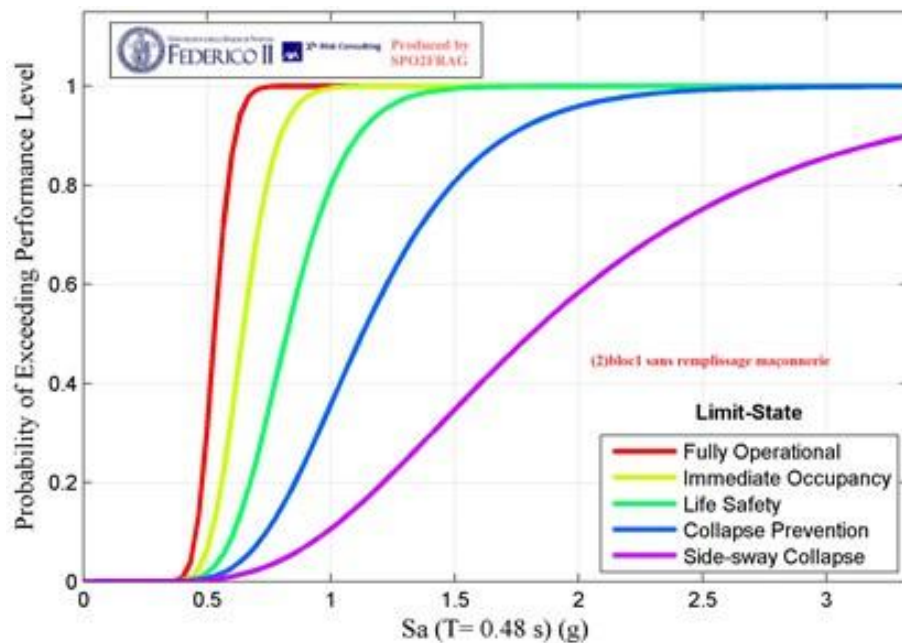


Figure IV.14 : résultats des courbes de fragilité pour le bloc 01 sans remplissage maçonnerie.

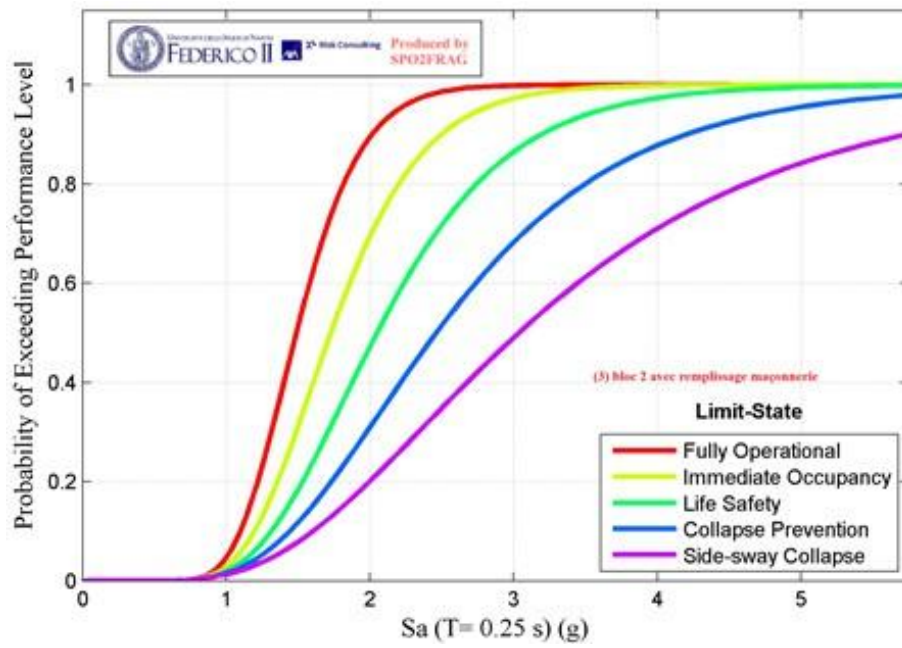


Figure IV.15 : résultats des courbes de fragilité pour le bloc 02 avec remplissage maçonnerie.

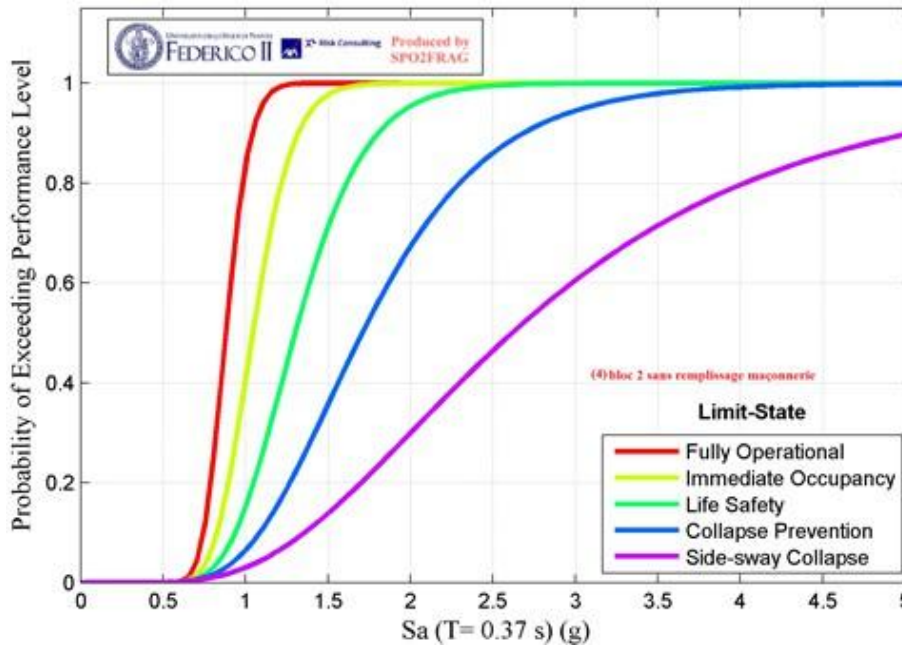


Figure IV.16 : résultats des courbes de fragilité pour bloc 02 sans remplissage maçonnerie.

Tableau IV.5 : Paramètres de fragilité et interprétation pour tous les Blocs.

	État limite	Médiane Sa[g]	Dispersi on β	Interprétation
Bloc 1 avec maçonnerie	FO	0,984	0,288	La structure reste pleinement opérationnelle, dommages négligeables en dessous de 0,984 g
	IO	1,162	0,335	Occupation immédiate possible, réparations mineures probables au-delà de 1,162g
	LS	1,436	0,394	Sécurité des occupants assurée en dessous de 1,436 g , dommages structurels significatifs au-delà
	CP	1,704	0,449	Résistance à l'effondrement maintenue jusqu'à 1,704 g, risque critique au-delà
	Side-sway Collapse	2,085	0,517	Effondrement par instabilité latérale probable au-delà de 2,085 g, capacité ultime de la structure
Bloc 1 sans maçonnerie	FO	0,528	0,133	La structure reste pleinement opérationnelle ; dommages négligeables en dessous de 0,528 g
	IO	0,641	0,185	Occupation immédiate possible ; réparations mineures probables au-delà de 0,641 g
	LS	0,818	0,252	Sécurité des occupants assurée en dessous de 0,818 g ; dommages structurels significatifs au-delà
	CP	1,124	0,344	Résistance à l'effondrement maintenue jusqu'à 1,124 g ; risque critique au-delà
	Side-sway Collapse	1,845	0,492	Effondrement par instabilité latérale probable au-delà de 1,845 g ; capacité ultime de la structure
Bloc 2 sans maçonnerie	FO	0,881	0,130	La structure demeure fonctionnelle sous faibles sollicitations ; premiers dommages observés au-delà de 0,881 g
	IO	1,045	0,181	Occupation possible après séisme modéré ; dommages non structuraux croissants au-delà de 1,045 g
	LS	1,301	0,255	La sécurité des occupants reste assurée jusqu'à 1,301 g malgré des dommages importants
	CP	1,708	0,353	La stabilité structurale est préservée jusqu'à 1,708g ; comportement fortement non linéaire au-delà
	Side-sway Collapse	2,603	0,511	Risque élevé d'effondrement par instabilité latérale au-delà de 2,603 g
Bloc 2 avec maçonnerie	FO	1,488	0,236	La structure demeure fonctionnelle sous faibles sollicitations ; premiers dommages observés au-delà de 1,488 g
	IO	1,728	0,287	Occupation possible après séisme modéré ; dommages non structuraux croissants au-delà de 1,728 g
	LS	2,049	0,346	La sécurité des occupants reste assurée jusqu'à 2,049 g malgré des dommages importants
	CP	2,461	0,417	La stabilité structurale est préservée jusqu'à 2,461 g ; comportement fortement non linéaire au-delà
	Side-sway Collapse	3,036	0,498	Risque élevé d'effondrement par instabilité latérale au-delà de 3,036 g

Les principaux paramètres de fragilité obtenus pour l'ensemble des blocs étudiés ainsi que leur interprétation sont résumés dans le tableau IV.5. Ces résultats permettent d'évaluer le niveau de la fragilité sismique de chaque configuration et de comparer l'influence de la maçonnerie sur le comportement global de la structure.

D'après les paramètres et les résultats de la fragilité révèle des différences notables entre les deux blocs étudiés on constate :

- ✓ Pour le cas sans maçonnerie, le Bloc 1 (Figure IV.14) présente des médianes systématiquement inférieures à celles du Bloc 2 (figure IV.16) pour tous les états limites. Par exemple, au niveau (FO), la médiane du Bloc 1 est de 0,528 g contre 0,881 g pour le Bloc 2. Cette tendance se maintient jusqu'à l'état Side-sway Collapse (1,845 g pour le Bloc 1, contre 2,603g pour le Bloc 2). Cela signifie que le Bloc 2 sans maçonnerie présente une résistance sismique interne légèrement supérieure à celle du Bloc 1.
- ✓ Pour le cas avec maçonnerie, le Bloc 2 (Figure IV.15) affiche là aussi des médianes nettement plus élevées (FO : 1,488 g, Collapse : 3,036g) comparées au Bloc 1 (figure IV.13) (FO 0,984: g, l'effondrement : 2,085g). L'écart entre les deux blocs est ainsi plus marqué en présence de maçonnerie, ce qui suggère que le Bloc 2 bénéficie davantage de l'apport des remplissages en maçonnerie que le Bloc 1.

Les courbes de fragilité illustrées dans les figures précédentes confirment visuellement ces tendances : pour le Bloc 2, les courbes sont décalées vers la droite (vers des valeurs de S_a plus élevées) par rapport à celles du Bloc 1, indiquant une probabilité d'atteindre un état limite donné plus faible pour un même niveau d'accélération spectrale, mais elle reste faible comparée à ce qui est observé pour le Bloc 2.

IV.11. Influence de la maçonnerie sur la fragilité structurelle

Pour le bloc 1 la comparaison entre les configurations avec et sans maçonnerie met en évidence un gain de résistance sismique significatif lié à la présence des remplissages. Les médianes augmentent sensiblement à tous les niveaux de performance : la médiane FO passe de 0,528 g (sans maçonnerie) à 0,984g (avec maçonnerie), soit une augmentation de près de 55 %. De même, la médiane à l'état d'effondrement progresse de 1,845 g à 2,085 g. Ce résultat démontre que les panneaux de maçonnerie, en remplissant les portiques, contribuent à rigidifier la structure et à redistribuer les efforts latéraux, ce qui retarde l'atteinte des états limites les plus critiques. Toutefois, la dispersion β augmente également avec la maçonnerie (de 0,133 à 0,288 pour FO),

Dans cas de bloc 2, toutes les valeurs médianes S_a augmentent de 50 à 70 % en présence de la maçonnerie. De plus, le remplissage réduit la période de vibration de $T = 0,37s$ à $T = 0,25 s$, ce qui traduit une rigidité plus élevée et démontre que la structure répond plus rapidement aux excitations sismiques. Ainsi, bien que la maçonnerie améliore la performance globale, elle introduit

également une incertitude plus grande en raison de mécanismes de rupture défavorables, tels que l'effet de poteau court.

De manière générale, les résultats montrent que la maçonnerie de remplissage influence clairement le comportement sismique des structures étudiées, mais cet effet varie selon la configuration de chaque bloc. Elle permet d'améliorer la résistance de la structure aux niveaux de performance moyens et élevés (LS, CP et Collapse) en retardant l'apparition des dommages importants. Cependant, elle augmente aussi la dispersion des résultats β , ce qui indique une réponse plus incertaine de la structure et doit être pris en compte dans l'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Ces résultats sont en accord avec les études scientifiques sur les structures à portiques avec remplissage (Asteris, P.G. et al. 2011), qui montrent que la maçonnerie augmente la rigidité de la structure, mais peut également provoquer des mécanismes de rupture fragiles non prévus dans la conception initiale.

IV.12. Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer la fragilité sismique des deux blocs de l'établissement scolaire à l'aide des courbes de fragilité pour différents états de performance. Les résultats montrent que les deux structures présentent une vulnérabilité sismique différentes pour tous les cas, notamment en absence de maçonnerie de remplissage. Le Bloc 2 présente globalement un meilleur comportement sismique que le Bloc 1.

L'étude a également montré que la maçonnerie de remplissage améliore la résistance sismique des structures en augmentant leur rigidité et en retardant l'apparition des dommages. Cet effet est plus important pour le Bloc 2 que pour le Bloc 1. Cependant, la présence de la maçonnerie augmente aussi l'incertitude de la réponse sismique de la structure, aussi cette dernière peut influencer la fragilité surtout dans les cas où les séismes sont plus forts.

Enfin, les courbes de fragilité obtenues constituent un outil important pour évaluer le niveau de dommage probable et aider à la prise de décision pour le renforcement des bâtiments scolaires et la réduction du risque sismique.

Conclusion Générale

Le présent travail a constitué une opportunité scientifique privilégiée permettant de mobiliser et d'approfondir les acquis théoriques et pratiques de la formation de Master en ingénierie des structures, à travers la maîtrise des techniques d'analyse sismique avancées, des réglementations parasismiques en vigueur et des logiciels spécialisés dans l'évaluation des performances sismiques des structures existantes.

Ce mémoire avait pour ambition centrale d'évaluer la fragilité sismique d'une école primaire en béton armé de type R+2, implantée dans la wilaya de Bouira, classée en zone de sismicité élevée selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003. Ce choix n'est pas aléatoire : les établissements scolaires primaires accueillent quotidiennement la frange la plus vulnérable de la société des enfants dans l'incapacité de se protéger face aux catastrophes naturelles ce qui confère à l'évaluation de leur sécurité sismique une dimension éthique et humaine profonde, transcendante à la simple obligation scientifique et technique. En l'absence de toute évaluation probabiliste préalable de la fragilité sismique de cet ouvrage, le présent travail a comblé une lacune scientifique réelle en apportant une réponse rigoureuse et quantifiée à la question fondamentale : cet établissement est-il en mesure de résister aux sollicitations sismiques auxquelles il est susceptible d'être soumis ?

La démarche méthodologique adoptée s'est articulée autour de plusieurs niveaux d'analyse complémentaires et progressifs. Une modélisation numérique tridimensionnelle détaillée de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel SeismoStruct, intégrant les propriétés non linéaires réelles des matériaux constitutifs (béton et acier), ainsi que deux configurations structurales distinctes : la structure nue à ossature de portiques en béton armé, et la structure avec remplissage en maçonnerie. Cette double modélisation a permis d'apprécier l'influence déterminante du remplissage en maçonnerie élément non structural fréquemment négligé dans les études conventionnelles sur la rigidité globale, la résistance et les mécanismes de rupture de l'ouvrage.

L'analyse statique non linéaire de type pushover a permis de tracer les courbes de capacité des deux blocs structuraux dans les deux configurations, traduisant la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet, et représentant ainsi le comportement réel non linéaire de la structure depuis le domaine élastique jusqu'à l'état ultime. La comparaison des résultats entre les deux configurations a confirmé que la méthode statique non linéaire offre une évaluation nettement plus précise et réaliste de la réponse sismique que les approches linéaires conventionnelles, lesquelles tendent à surestimer significativement les efforts sismiques, notamment au niveau de l'état limite d'occupation immédiate.

L'étape centrale et la plus aboutie de ce travail a consisté en la dérivation des courbes de fragilité sismique à l'aide du logiciel SPO2FRAG (Baltzopoulos et al., 2017), fondé sur l'algorithme SPO2IDA reliant analytiquement la courbe pushover du système équivalent à un degré de liberté

(SDOF) aux résultats de l'analyse dynamique incrémentale (IDA). Cette approche s'est révélée particulièrement efficace et économe en ressources de calcul, se substituant aux nombreuses analyses dynamiques non linéaires coûteuses qu'exige la méthode IDA classique, tout en préservant la précision et la fiabilité des résultats. Les courbes de fragilité obtenues, exprimées en fonction de l'accélération maximale au sol (PGA), quantifient la probabilité de dépassement des trois états limites structuraux retenus occupation immédiate (IO), sécurité de vie (LS) et prévention de l'effondrement (CP) pour l'ensemble des paramètres de demande ingénierie (EDP) considérés.

Les résultats obtenus révèlent que la structure étudiée présente une vulnérabilité sismique notable, particulièrement vis-à-vis des états limites avancés, pour des niveaux d'intensité sismique représentatifs du site de Bouira. Ces résultats mettent en évidence l'importance capitale de procéder à des évaluations périodiques et systématiques de la fragilité sismique des établissements scolaires, en combinant modélisation numérique avancée, inspection visuelle et essais non destructifs, afin de proposer des solutions d'intervention ciblées, notamment le renforcement parasismique des bâtiments existants ne satisfaisant pas aux exigences de performance requises par la réglementation en vigueur.

Sur le plan de la contribution scientifique, ce travail propose une méthodologie d'évaluation complète, rigoureuse et reproductible, transférable à d'autres typologies d'établissements scolaires à l'échelle nationale. Les courbes de fragilité dérivées constituent des données d'entrée essentielles pour les études de risque sismique à l'échelle régionale, pour l'élaboration de scénarios de pertes et pour la hiérarchisation des interventions de renforcement parasismique, offrant ainsi aux décideurs et aux autorités compétentes des indicateurs quantitatifs fiables et scientifiquement fondés.

Les perspectives ouvertes par ce travail sont multiples et prometteuses. À court terme, il serait pertinent d'étendre cette approche à un échantillon représentatif d'établissements scolaires de la wilaya de Bouira afin de construire des matrices de probabilité de dommages généralisables à l'ensemble du parc scolaire régional. À moyen terme, l'intégration des courbes de fragilité dans des modèles de risque sismique probabiliste permettrait d'estimer les pertes attendues pour différentes périodes de retour sismique. Enfin, à long terme, il conviendrait de progresser vers l'analyse dynamique incrémentale (IDA) complète, qui fournit des données plus exhaustives et approfondies, susceptibles de constituer des bases solides pour l'avenir de la conception parasismique des écoles algériennes.

En définitive, ce travail ne représente qu'une première pierre dans un édifice scientifique plus vaste, dont la finalité ultime est de bâtir un système éducatif sûr, performant et résilient face aux aléas sismiques sur l'ensemble du territoire algérien. Cet objectif ambitieux ne pourra être atteint qu'à travers la poursuite soutenue de l'effort scientifique, l'extension des évaluations détaillées à l'ensemble des établissements scolaires existants et l'élévation progressive des pratiques d'ingénierie parasismique vers des approches toujours plus rigoureuses, au service de la protection des vies humaines et de la résilience de notre patrimoine éducatif national.

Liste des références

- AMIR-MAZAHARI, D. et al. (2010). Renforcement parasismique des bâtiments : Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant. Marne-la-Vallée : CSTB
- Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Report No. ATC-40, Volumes 1 and 2). Redwood City, California, USA: Applied Technology Council.
- Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Iervolino, I., & Vamvatsikos, D. (2017). SPO2FRAG: software for pushover-based seismic fragility assessment. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), 4399–4425.
- Benouar, D. (1994). Materials for the Investigation of the Seismicity of Algeria and Adjacent Regions during the Twentieth Century. *Annali di Geofisica*, 37(4), 459–860.
- CGS. (2003). Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (5th Edition). New York, USA: Pearson.
- Cornell, C. A., & Krawinkler, H. (2000). Progress and challenges in seismic performance assessment. *PEER Center News*, 3(2), 1–3.
- De Luca, F., Vamvatsikos, D., & Iervolino, I. (2013). Near-optimal piecewise linear fits of static pushover capacity curves for equivalent SDOF analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(4), 523–543.
- DTU P 18-702. (2000). Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (Fascicule 62, Titre 1 du CCTG). Paris, France
- European Committee for Standardization (CEN). (2004). EN 1992-1-1:2004: Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, Belgium: CEN.
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979–993.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.

- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). N2 — A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, 111–116.
- Fardis, M. N. (2009). Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: Based on EN-Eurocode 8. Dordrecht, Netherlands: Springer.
- FEMA. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (Report FEMA 356). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Fredet, J. and Laurent, J.-C. (2018) Guide du diagnostic des structures dans les bâtiments d'habitation anciens : Ouvrages types, capacité structural, pathologies. 2nd edn. Paris: Le Moniteur.
- Freeman, S. A. (1998). The capacity spectrum method as a tool for seismic design. Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France
- Grünthal, G. (Ed.). (1998). European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Luxembourg : Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie.
- GS. (2024). Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024 (DTR BC 2.48). Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- KEBAILI, B. et REDJEL, B. (2009). Analyse du séisme de Boumerdès juin 2003 et règles parasismiques algériennes. Communication présentée à la 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries (SBEIDCO), ENSET Oran, Algérie, 12-14 octobre 2009.
- Liel, A. B., & Deierlein, G. G. (2008). *Assessing the Collapse Risk of California's Existing Reinforced Concrete Frame Structures: Metrics for Seismic Safety Decisions*. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 166, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, California
- Mainstone, R. J. (1971). On the stiffness and strengths of infilled frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV, 57–90.
- Neville, A. M. (2011). Properties of Concrete (5th Edition). Harlow, England: Pearson Education Limited.
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, New York.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, USA: John Wiley & Sons.

- Perrault, Matthieu. (2013). Évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, France
- Rossetto, T., & Elnashai, A. (2003). Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25(10), 1241–1263.
- RPA 81, (1983). Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS).. Règles Parasismiques Algériennes RPA 81 – Version 1983. Alger, Algérie : CGS.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224–1231.
- Smith, B. S. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 92(ST1), 381–403.
- UNESCO. (2010). Message for the International Day for Disaster Reduction 2010: “Be Prepared!”. Paris, France: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO)
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507–521.

Sitographie

- Statistique sur l'éducation nationale, Ministère de l'Éducation Nationale.
https://www.ons.dz/IMG/pdf/Education_Nat2022_2023.pdf
- Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG). (2024). Réseau sismologique. <https://www.craag.dz/index.php/reseau-sismologique/>