

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université KASDI Merbah de Ouargla

Faculté des Sciences Appliquées

Département Génie Civil et Hydraulique



- Spécialité : GENIE CIVIL
- Option : STRUCTURES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADEMIQUE

Présenté par :

HADJI Mohamed Lamine
TANDJAOUI Ahmed Seif Eddine

Thème

**étude des structures en BA endommagées
par le fonctionnement
des poteaux courts**

Soutenu publiquement devant le jury composé de:

KHALASSI Amar	M.A (A)	Université Ouargla	Président
DJIREB Samir	M.A (A)	Université Ouargla	Examinateur
ELABBADI Mohammed Salem	M.A (A)	Université Ouargla	Encadreur
BELFERRAG Allaoua	M.C (B)	Université Ouargla	Co-Encadreur

Année universitaire :2018/2019

Remerciement

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études, sans oublier notre encadreur M. ELABBADI Mohammed Salem, qui nous proposé ce sujet et qui nous encadrer et diriger avec beaucoup d'attention et de disponibilité tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir avec leurs propositions.

Qu'il me soit enfin permis de remercier toute ma famille pour son appui, spécialement mes parents et ma femme pour leur attention sans faille, pour leurs encouragements et leur amour inconditionnel qui m'accompagnent depuis toujours ; qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde gratitude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au deux être les plus chères au monde : **Ma mère et mon père.***

A ma femme et toute ma famille.

*Mon collègue **Ahmed Seif Eddine TANDJAOUI** et tous les amis.*

Tous les enseignants du département de génie civil.

Tous mes amis de fin d'étude.

Mohamed Lamine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au deux être les plus chères au monde : **Ma mère et mon père.***

A ma femme et toute ma famille.

*Mon collègue **Mohamed Lamine HADJI** et tous les amis.*

Tous les enseignants du Collège de génie civil.

Mes chers collègues de la féculé de génie civil surtout promotion 2019.

Ahmed Seif Eddin

Table des matières

Chapitre I : Généralité sur le génie parasismique.

1. Introduction -----	1
2. Définition d'un séisme. -----	1
3. Les ondes sismiques. -----	2
4. les catégories de séismes. -----	4
4.1. les séismes tectoniques. -----	4
4.2. Les séismes d'origine volcanique. -----	4
4.3. Les séismes d'origine polaire. -----	4
4.4. Les séismes d'origine induite. -----	4
5. Caractérisation des séismes. -----	5
6. Tectonique des plaques. -----	6
6.1. Principe de la tectonique des plaques. -----	6
6.2. Mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques.-	7
7. L'aléa sismique. -----	8
8. Effets de séisme. -----	9
a) Effets directs. -----	9
b) Effet de site. -----	10
9. Conclusion. -----	11

Chapitre II : séisme de Boumerdes observation, dégâts et commentaire.

2.1. GENERALITES SUR LE SEISME -----	12
2.1.1. L'événement du 21 mai 2003 -----	12
2.1.2. Les victimes et les dommages -----	13
2.2. ALEA SISMIQUE LOCAL : EFFETS DE SITE ET EFFETS INDUITS ---	15
2.2.1. INTRODUCTION -----	15
2.2.2. EFFETS INDUITS -----	15
A. Liquéfaction -----	15
B. Soulèvement visible du littoral et tsunami -----	16
2.3. PATHOLOGIE DES BATIMENTS ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES	17
2.3.1. Irrégularité en plan -----	17

2.3.2. Irrégularité en élévation -----	19
2.3.3. Etage mou ou étage souple -----	21
2.3.4. Joint parasismique -----	22
2.4.PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES -----	23
2.4.1. Poteaux -----	23
a) Poteaux fragiles -----	23
b) Poteaux courts -----	24
2.4.2. Murs en béton armé (voiles) -----	26
2.4.2.1. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles -----	26
2.4.2.2. Modes de rupture des voiles élancés -----	26
2.4.2.3. Ruptures en flexion - effort tranchant -----	27
A. Ruptures par effort tranchant -----	27
B. Modes de rupture des voiles courts -----	28
2.4.3. Poutres -----	29
2.4.4. Jonction poteaux – poutres (nœuds) -----	30
2.4.5. Comportement des ouvrages d'art -----	32
2.4.5.1. Ponts -----	32
a) Pont EL HARRACH -----	32
2.4.5.2. Le silo du CORSO : Stockage de grains -----	33
2.5.Conclusion. -----	35

Chapitre III : fonctionnement des poteaux courts.

3.1.Introduction -----	36
3.2.Structures étudiées -----	36
3.2.1. Description -----	36
3.3. Modélisation -----	38
3.4. Résultats de l'analyse -----	38
3.4.1. Résultats en termes de déplacement relatif -----	38
3.5.Comparaison du résultant -----	53
A. ST1 : portique simple à une travée et un seul niveau -----	53
B. ST2 : portique simple à une travée et deux niveaux -----	53

C. ST3 : portique simple à deux travées et un seul niveau -----	54
C-1 : Poteau au milieu-----	54
C-2 : Poteau de rive. -----	54
D. ST4 : portique simple à cinq travées et un seul niveau -----	54
3.6.Conclusion -----	55

Chapitre IV : calculs des structures à poteaux courts.

4.1.Structure en portique en béton armé -----	56
4.1.1 Géométrie et configuration structurale -----	56
4.1.2 Dimensionnement du portique étudié -----	57
4.1.2.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux -----	57
4.1.2.1.1 Section des poutres -----	57
4.1.2.1.2 Section des poteaux -----	57
4.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de formation des rotules plastique dans les poutres et pas dans les poteaux. -----	58
4.1.2.2 Charges appliquées -----	60
4.1.2.2.1 Charges gravitaires -----	60
4.1.2.2.2 Charges sismiques -----	60
a) Action sismique -----	61
b) Masses sismiques concentrées du bâtiment considéré -----	62
c) Périodes et modes propres de vibration du bâtiment --	63
4.2.Etude des poteaux -----	63
4.2.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1) -----	64
4.2.2 Les armatures transversales (RPA99/2003 Article7.4.2.2) -----	65
4.3.Sollicitations de calcul -----	67
4.3.1 Première partie : cas d'un vide sanitaire.-----	67
a) Introduction -----	67
b) Calcul ferrailage -----	68
b.1) Ferrailage longitudinale -----	68
b.2) Ferrailage transversale-----	68

c) Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N,M et T) Portique nu-----	69
d) Comparaisons entre le portique nu et le Portique voile périphérique---- raccourcis à la moitié de leur longueur (mezzanine)) -----	71
e) Effets de la résistance à la compression du béton -----	71
4.3.2 Deuxième partie : Influence du positionnement du poteau court dans la structure -----	72
a) Introduction -----	72
b) Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N,M et T) -----	72
b.1). 1 ^{er} cas : Portique A -----	73
b.2). 2 ^{eme} cas : Portique A -----	73
b.3). 3 ^{eme} cas : Portique A -----	73
b.4). 4 ^{eme} cas : Portique B -----	74
c) Résultats des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N, M et T) -----	74
4.4. Conclusion -----	75

Chapitre V : Conclusion et perspective.

a. Rétrospective -----	76
b. Conclusions principales -----	76
5.2.1. Effets de l'élancement " λ " -----	76
5.2.2. Effets de l'ajout d'un voile en béton -----	77
5.2.3. Effets de la résistance à la compression du béton -----	77
c. Recommandations -----	77
d. Perspectives -----	77

Référence bibliographiques -----	78
---	-----------

Liste des figures

1.1. Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre-----	1
1.2. Représentation schématique des ondes sismiques -----	3
1.3. Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques et de leurs limites ----	6
1.4. Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques -----	7
1.5. Différents mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques -----	8
1.6. Illustration des effets de séisme -----	9
1.7. Amplification des ondes sismique par la topographie du site -----	10
1.8. Amplification des ondes sismique par les sols alluvionnaires -----	10
2.1. Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser -----	16
2.2. Dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995) -----	17
2.3. Les solutions proposées pour les irrégularités en plan horizontal -----	18
2.4. oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants -----	18
2.5. Dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995) -----	19
2.6. Mosquée de Boudouaou – Minaret effondré Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie -----	19
2.7. La mosquée de la ville de Zemmouri -minaret effondre séisme de 2003, Boumerdes, Algerie -----	20
2.8. Solutions proposées pour les irrégularités en élévations -----	20
2.9. Disparition du rez de chaussée (RDC est effondré complètement (étage souple)), Zemmouri ville – Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie -----	21
2.10. Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el bahri. Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie -----	22
2.11. Entrechoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels. -----	22

2.12.	Domage du poteau due a un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement -----	23
2.13.	Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile) . -----	24
2.14.	Domage du poteau due à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé -----	24
2.15.	Pathologie des poteaux endommagées par le séisme de Boumerdes (poteau court) -----	25
2.16.	Ruptures en flexion des voiles élancés -----	26
2.17.	Ruptures en flexion - effort tranchant des voiles élancés -----	27
2.18.	Modes de rupture des voiles courtes -----	28
2.19.	Fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de tendue -----	29
2.20.	L'échec des poutres par flexion - cisaillement près des appuis -----	29
2.21.	Fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre -----	30
2.22.	Les dommages aux joints poteaux – poutres -----	30
2.23.	Bordj el bahri – formation de rotule plastique Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie -----	31
2.24.	Boudouaou – cisaillement des nœuds Séisme de 2003, Boumerdes, Algéri -	31
2.25.	déplacement latéral d'une travée -Pont EL HARRACH -----	32
2.26.	les cellules du CORSO -----	33
2.27.	écrasement du béton -----	33
2.28.	L'écrasement du béton et le flambement des armatures -----	34
3.1.	Portique simple à une travée et un seul niveau (ST1) -----	36
3.2.	Portique simple à une travée et deux niveaux (ST2) -----	37
3.3.	Portique simple à deux travées et un seul niveau (ST3) -----	37
3.4.	Portique simple à cinq travées et un seul niveau (ST4) -----	37
3.5.	Les différents cas choisis pour (ST1) -----	38
3.6.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (ST1) -----	39
3.7.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2ème cas -----	39
3.8.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3ème cas du (ST1)	40
3.9.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4ème cas du (ST1)	40

3.10.	Les différents cas choisis pour (ST2) -----	41
3.11.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (ST2) ----	41
3.12.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2ème cas du (ST2)--	42
3.13.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3ème cas du (ST2)--	42
3.14.	Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4ème cas du (ST2)--	43
3.15.	Les différents cas choisis pour (ST3) -----	44
3.16.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 1er cas du (ST3) -----	45
3.17.	Diagramme de déplacement pour le 1er cas du (ST3) -----	45
3.18.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 2ème cas du (ST3) -----	46
3.19.	Diagramme de déplacement pour le 2ème cas du (ST3) -----	46
3.20.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 3ème cas du (ST3) -----	47
3.21.	Diagramme de déplacement pour le 3ème cas du (ST3) -----	47
3.22.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 4ème cas du (ST3) -----	48
3.23.	Diagramme de déplacement pour le 4ème cas du (ST3) -----	48
3.24.	Les différents cas choisis pour (ST4) -----	49
3.25.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 1er cas du (ST4) -----	50
3.26.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 2ème cas du (ST4) -----	50
3.27.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 3ème cas du (ST4) -----	51
3.28.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 4ème cas du (ST4) -----	51
3.29.	Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST1) -----	52
3.30.	Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST2) -----	53
3.31.	Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST3) -----	
4.1.	portique étudié-----	56
4.2.	Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié. -----	57
4.3.	Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre -----	59
4.4.	Dimensions des sections des poutres et des poteaux du portique étudié. -----	59
4.5.	Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux du portique. -----	60
4.6.	Spectre de réponse de calcul -----	62
4.7.	Masses sismiques du modèle brochette associées au bâtiment étudié. -----	62
4.8.	Propriétés modales du bâtiment dans la direction Y-Y -----	63
4.9.	Zone nodale -----	65
4.10.	Diagramme de l'effort normale pour le 1er ; 2em et 3em cas -----	69

4.11.	Diagramme de moments fléchissant pour le 1 ^{er} ; 2 ^{em} et 3 ^{em} cas -----	70
4.12.	Diagramme de l'effort tranchant pour le 1 ^{er} ; 2 ^{em} et 3 ^{em} cas -----	70
4.13.	<i>Diagramme de (M, N, T) pour le 1^{er} cas -----</i>	72
4.14.	<i>Diagramme de (M, N, T) pour le 2^{em} cas -----</i>	73
4.15.	Diagramme de (M, N, T) pour le 3 ^{em} cas -----	73

Liste des tableaux

2.1 Les victimes de séisme de Boumerdès-----	13
2.2 Les dommages de séisme de Boumerdès-----	14
2.3 Classement des dommages de séisme de Boumerdès -----	14
3.1 Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST1) -----	38
3.2 Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST2) -----	41
3.3 Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST3) -----	44
3.4 Variation de l'effort tranchant par rapport à la position du poteau pour (ST4). -----	49
4.1. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003-----	65
4.2 Sollicitations dans les poteaux -----	67
4.3 Les armatures longitudinales dans les poteaux. -----	68
4.4 Les armatures transversales dans les poteaux. -----	69
4.5. Comparaison des sollicitations entre portique nu et portique avec voile.-----	71
4.6. Effets de la variation de la section d'acier sur la résistance de compression du béton ---	
4.7. Sollicitation (N, M, T) pour cas initiale pas de poteaux courts (portique axe A) -----	74
4.8. Sollicitation (N, M, T) pour cas initiale pas de poteaux courts (portique axe B) -----	74
4.9. Sollicitation (N, M, T) pour 2 ^{ème} cas pour (portique axe A)-----	75
4.10. Sollicitation (N, M, T) pour 3 ^{ème} cas pour (portique axe A)-----	75
4.11. Sollicitation (N, M, T) pour 4 ^{ème} cas pour (portique axe B).-----	75

ملخص

خلال الزلازل المدمرة، تكون الدولة في عجلة من أمرها دائماً لإجراء تحقيق في الأضرار وتقدير درجة الضرر من أجل وضع خطة لإدارة المخاطر في المنطقة المتضررة بأكملها. وبالاستناد للتحقيقات التي أجريت في زلزال بومرداس في الجزائر عام 2003 وهذا بناءً على الوثائق الفنية والصور والخطط وتقارير الخبراء الموجودة.

نظراً للتقارير والصور لوحظ في كثير من الأحيان عن أضرار جسيمة على الهياكل الخرسانية هي الأعمدة القصيرة.

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو فهم عمل الأعمدة القصيرة المعرضة للقوى الأفقية (زلزالية)، وهذا باستخدام برنامج حسابي مقترح قائم على مقارنة عددية. والمثال العددي يجعل من الممكن تحديد قوى الانحناء، قوى القص ومقارنتها مع نفس القوى بأخذ في الاعتبار تأثير الأعمدة القصيرة. تؤخذ دراسة آثار العوامل المؤثرة مثل الأعمدة والقوة الخرسانية وحديد التسليح مع الأخذ في الاعتبار عند تصميم موضع العمود في الهيكل ووجود الجدار المحيطي.

الكلمات المفتاحية: الأعمدة، الأعمدة القصيرة، قوة القص، الأزاحة، النحافة.

Résumé

Lors des tremblements de terre dévastés, l'état est toujours presser de faire une enquête sur les dégâts observés et d'estimer le degré d'endommagement afin de faire sortir un plan de gestion de risque sur toute la région touchée. Une enquête sur le séisme de Boumerdes en Algérie en 2003 se fondant sur les documents technique existant, les photos, les plans et les rapports des experts.

L'un des effets souvent responsables de dégâts majeurs sur les constructions lors de tremblement de terre sont les poteaux courts.

L'objective de cette thèse est de comprendre le fonctionnement des poteaux courts endommagé suite à une force horizontale (sismique)

L'objectif principal de la présente thèse est de comprendre le fonctionnement des poteaux courts endommagé suite à une force horizontale (sismique) en utilisant un programme de calcul proposé et fondé sur une approche numérique. Un exemple numérique permet de déterminer les sollicitations de calcul (M, N, T), l'ensemble de ces sollicitations décrit une courbe d'interaction qui prend en compte l'effet de l'élancement.

L'étude des effets des paramètres influents tels que l'élancement, la résistance du béton, et la contrainte des armatures est pris en considération lors de la conception la position du poteau dans la structure et la présence du voile.

Mots-Clés : simulation des structures en béton armé sous séismes ; poteau court ; élancement ; Effort tranchant ; Déplacement.

Chapitre 1

Généralité sur le génie parasismique.

1. Introduction :

Lors de la construction des ouvrages, plusieurs problèmes sont posés à l'ingénieur qui doit dimensionner ce dernier pour résister à d'éventuels séismes. À cet effet une étude sismique est indispensable, elle ne peut être menée sans comprendre le mécanisme générateur des séismes ainsi que les caractéristiques du mouvement sismique et leurs effets sur le sol et la structure.

2. Définition d'un séisme :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrice, jusqu'à maintenant l'homme essaye de limiter ses effets ainsi éviter leur conséquence désastreuses, le séisme de Lisbonne en 1755 est l'origine d'une nouvelle spécialité : la sismologie ; est la science qui étudie ces phénomènes, Pour bien comprendre il faut savoir ce qui se passe lors d'un séisme.

Un séisme, terme synonyme de « tremblement de terre », est une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre. Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales, mais ce n'est pas toujours le cas. Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de faille a été déclenchée [01].

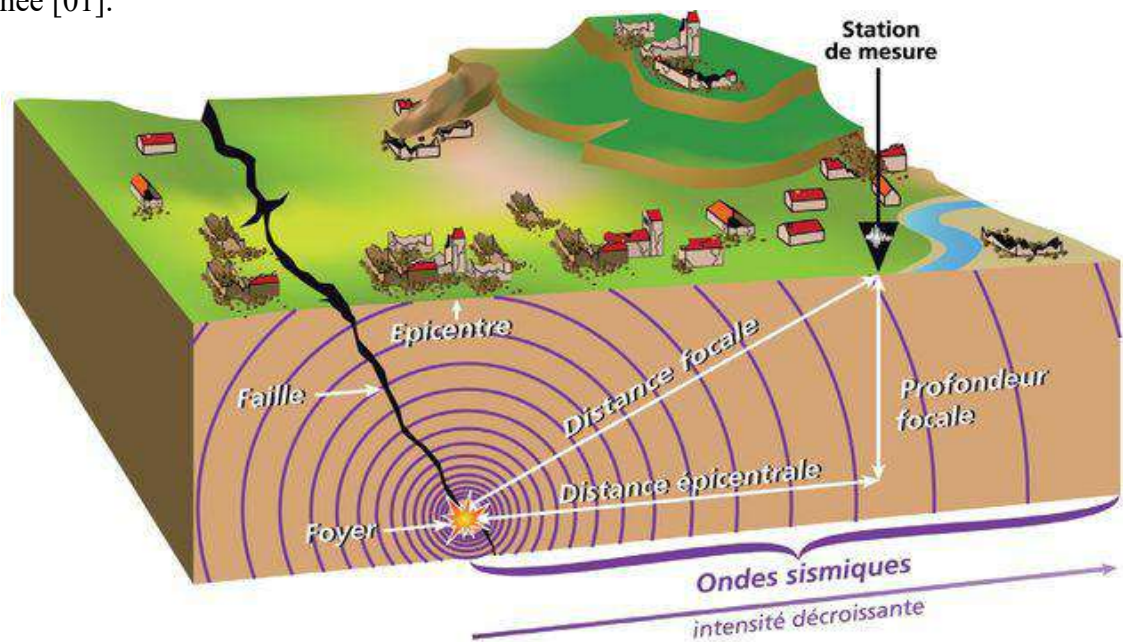


Figure 1.1 – Épicentre et foyer d'un séisme. L'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre [01].

Les séismes violents n'ont donc pas une répartition aléatoire à la surface de la planète. Ils sont localisés pour leur immense majorité sur les frontières des plaques, là où les contraintes sont les plus élevées. Ce sont les régions sismiques. Les mécanismes de ces régions sont étudiés pour évaluer l'aléa sismique [02].

La quasi-totalité de l'activité sismique correspond aux séismes tectonique, il existe cependant d'autres types de séismes, d'origine naturelle ou artificielle.

- Séismes volcaniques, associés à la montée du magma ou au dégazage avant et pendant les éruptions. Ces séismes sont généralement faibles et localisés au voisinage des volcans actifs
- Séismes artificiels, résultant des explosions souterraines (tirs de carrières et de mines, essais nucléaires) ou de l'exploitation des mines (« coups de toit ») ;
- Séismes dits « induits », souvent associés à un apport massif d'eau dans les terrains (mise en eau d'un grand barrage ou injection à grande échelle dans le sol). Ces séismes induits, dont on connaît quelques exemples, paraissent devoir être attribués à la diminution de résistance à la rupture des roches lors de l'infiltration d'eau dans leur réseau de micro fractures.

3. Les ondes sismiques :

Générées par la rupture sur la faille, des vibrations, ou ondes sismiques, se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures, sont produits par les séismes. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction [02].

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme :

Les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

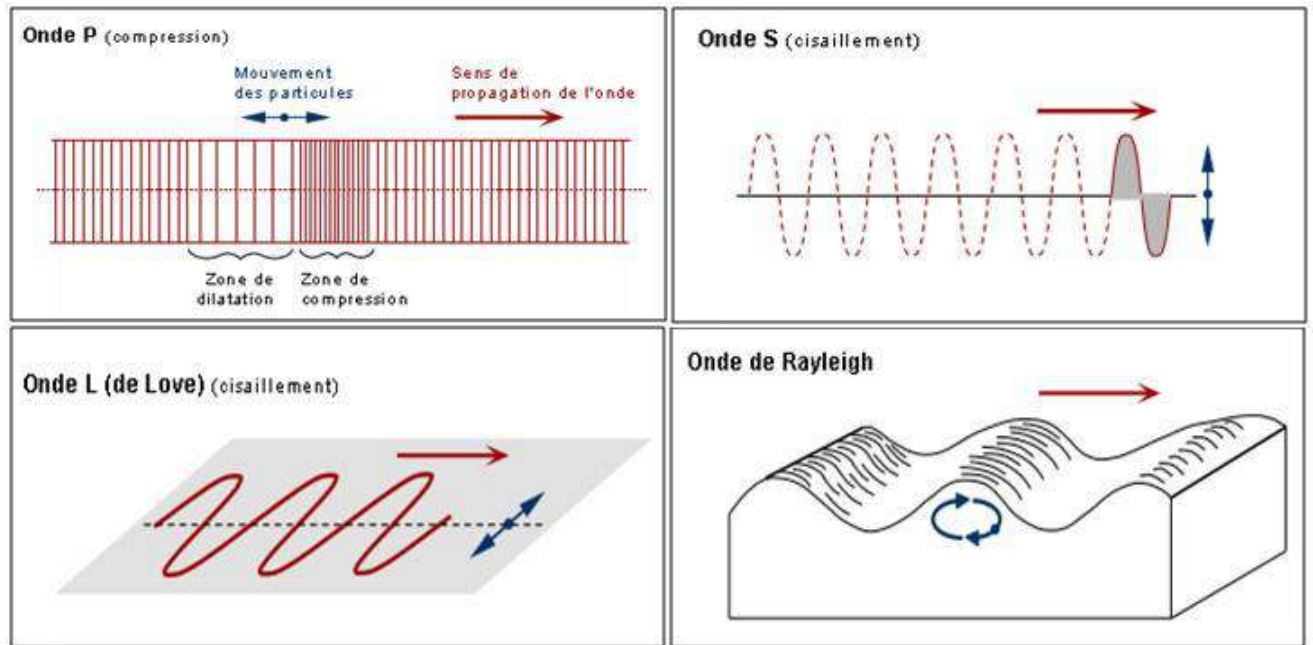


Figure 1.2 – Représentation schématique des ondes sismiques [02].

- Les ondes P (primaires) sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.
- Les ondes S (secondaires) sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.
- Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.
- Les ondes de Rayleigh ou ondes R sont assimilables à une vague ; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

4. les catégories de séismes :

Il existe quatre catégories de séismes :

- les séismes tectoniques
- les séismes d'origine volcanique
- les séismes d'origine polaire
- les séismes d'origine induite (ou artificielle)

la grande majorité des séismes se passent a la limite entre les plaque (interplaque) de la terre, mais il peut y avoir au milieu de la plaque (intraplaque) plus rares sont les séismes dus a l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions). [3],[4]

4.1. les séismes tectoniques :

Les séismes causé par une libération soudaine de l'énergie aux limites des plaques, au niveau de ces limites les roches sont soumises a des contraintes dues a des chocs, la rupture a lieu lorsque les roches ne résistes plus a ces contraintes. [5]

4.2. Les séismes d'origine volcanique :

Sont associés à l'activité volcanique et dus a des remontés de magma au-dessous du volcan, les ondes sont provoqué par des frottements des blocs ou de gaz contre les parois de la cheminée si la majorité de ces séismes ne cause pas des dégâts mais ils annoncent l'imminence d'une éruption volcanique.

4.3. Les séismes d'origine polaire :

se passent dans les glacier et sont de faible magnitude, ils sont provoqué par des coulées de glace et sont bien plus fréquent en été .[3]

4.4. Les séismes d'origine induite :

sont également de faible magnitude ils sont dus à des activités humaines, toutes modification du sous-sols par des actions humaines peuvent entrainer des séismes.[6]

5. Caractérisation des séismes :

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres.

- La magnitude M (échelle de RICHTER) est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.
- L'intensité I (échelle de MERCALLI) est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'accélération maximale du sol ou accélération de pointe, PGA 1. Son ordre de grandeur est de 0,4g à 0,6g en zone très sismique et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique. L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction. C'est en terme de d'accélération maximale au niveau du bedrock qu'on exprime les cartes de zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques.

- La durée du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

6. Tectonique des plaques

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente. Ce n'est qu'en 1968 que J.Morgan, D. Mc Kenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre [07].

6.1. Principe de la tectonique des plaques :

La tectonique des plaques, dont le principe est connu depuis la seconde moitié du XXe siècle, est à l'origine des chaînes de montagne et de phénomènes tels que les séismes et le volcanisme. La lithosphère (croûte et manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, appelés plaques, qui constituent la surface terrestre. En raison des mouvements de convection au sein du manteau, ces plaques sont mobiles les unes par rapport aux autres, avec des vitesses de quelques centimètres par an [08].

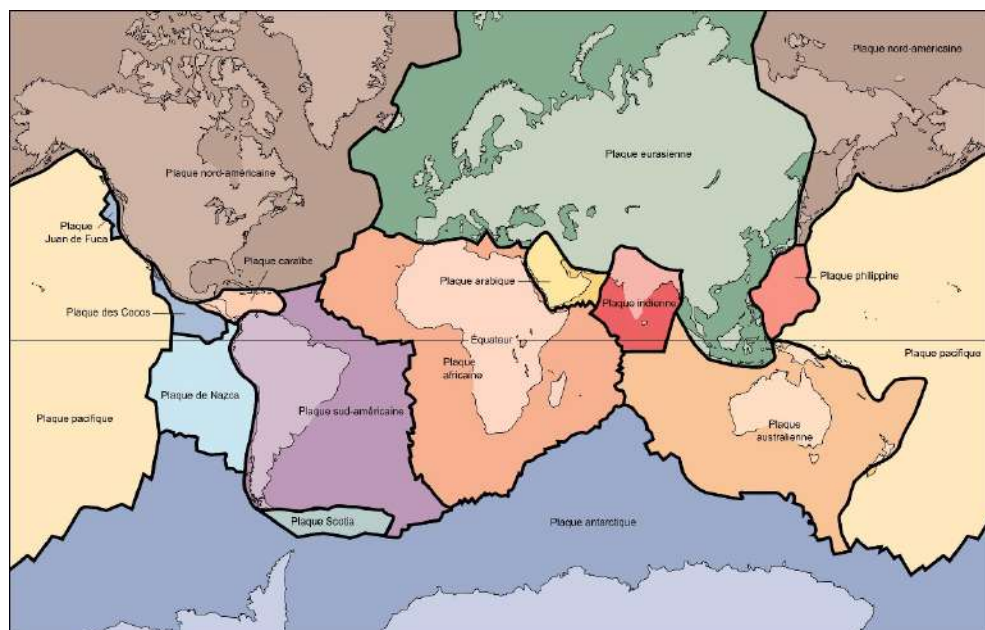


Figure 1.3 – Carte simplifiée des grandes plaques lithosphériques et de leurs limites [08].

Il existe des grandes cellules de convection dans le manteau qui sont le résultat du flux de chaleur qui va du centre vers l'extérieur de la terre, un flux de chaleur dû à la décomposition des éléments radioactifs contenus dans les minéraux constitutifs de la terre. Ces cellules concentrent de la chaleur dans leur partie ascendante, ce qui cause une fusion partielle du manteau supérieur et une expansion des matériaux. C'est cette expansion qui produit une dorsale médio-océanique. Les mouvements de l'asthénosphère sous la lithosphère rigide entraînent cette dernière ; ils

provoquent des tensions au niveau de la dorsale, causant la divergence et le magmatisme associé. Ainsi, il y a formation continue de nouvelle lithosphère océanique au niveau de la dorsale et élargissement progressif de l’océan.

En contrepartie, puisque le globe terrestre n’est pas en expansion, il faut détruire de la lithosphère, ce qui se fait par enfoncement de lithosphère océanique dans les zones de subduction qui correspondent aux fosses océaniques profondes. Les dorsales sont recoupées par des failles dites transformantes pour accommoder des différences de vitesses de divergence [02].

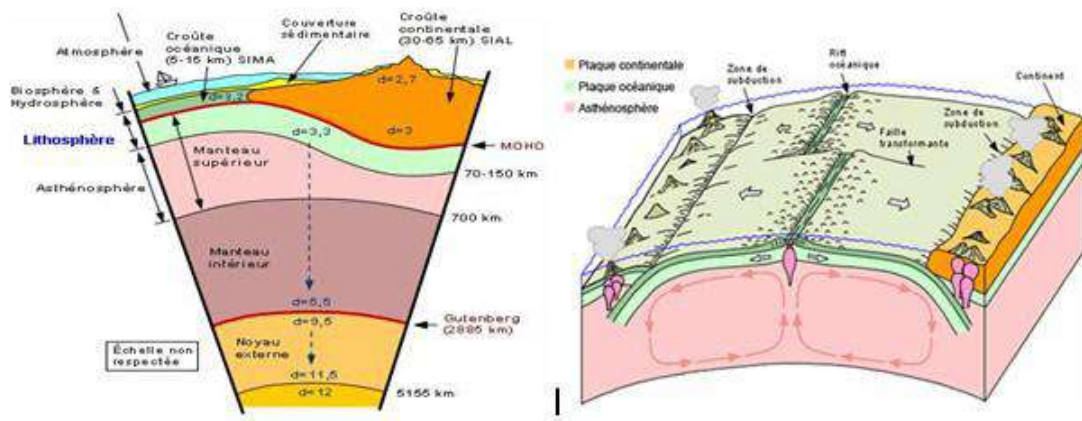


Figure 1.4 – Coupe schématique montrant plusieurs types de frontières possibles entre les plaques[08].

6.2. Mouvements résultants de l’interaction entre les plaques tectoniques

- La subduction : c’est-à-dire la plongée d’une plaque sous une autre (ce qui permet de compenser l’augmentation de surface résultant de l’expansion des fonds océaniques), comme celle de la plaque Nazca sous l’Amérique du Sud, ou de la plaque Philippines sous l’Eurasie au niveau du Japon ;
- Le décrochement : c’est-à-dire le coulissage horizontal d’une plaque contre une autre (failles transformantes), dont l’exemple le plus connu est la célèbre faille de San Andreas en Californie (contact entre les plaques Pacifique et Amérique du Nord) ;

— La compression : c'est-à-dire la collision frontale sans subduction qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme l'Himalaya, résultat de la collision des plaques Inde et Eurasie

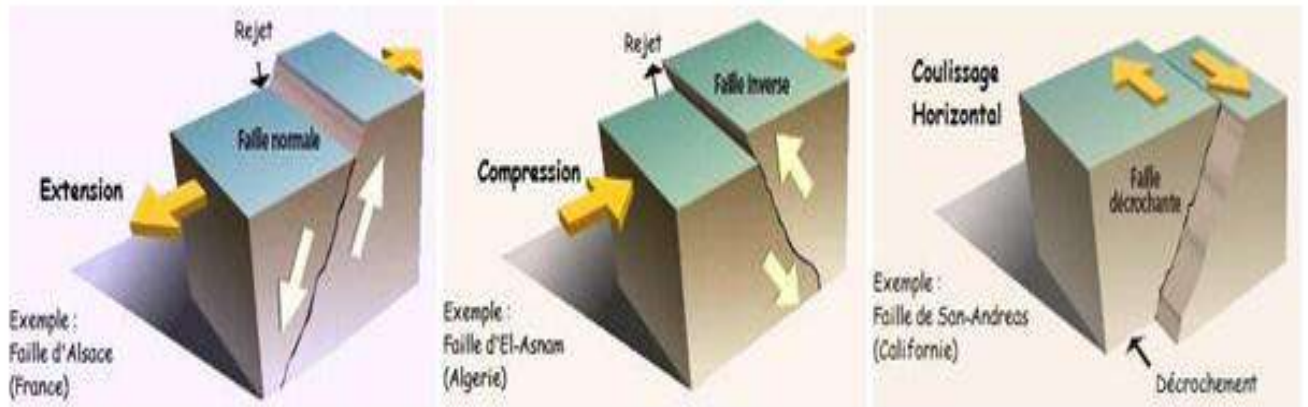


Figure 1.5 – Différents mouvements résultants de l'interaction entre les plaques tectoniques[08]..

Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas, en général, de manière progressive, mais par à-coups. Chacun de ces à-coups constitue un séisme, plus ou moins intense suivant l'amplitude et la rapidité du mouvement, ainsi que l'étendue de la zone concernée.

7. L'aléa sismique :

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer les mouvements sismiques les plus agressifs dont on doit considérer l'occurrence sur ce site comme possible. Cette définition est de nature probabiliste, car la notion d'une occurrence possible est en pratique toujours liée à la fixation, explicite ou implicite, d'un seuil de probabilité au-dessous duquel l'aléa est considéré comme négligeable [07]

Cette évaluation se base sur la distribution temporelle et spatiale des séismes de la région étudiée, c'est-à-dire sa sismicité. L'hypothèse principale qui régit l'évaluation de l'aléa sismique est celle supposant que les séismes passés peuvent se reproduire dans la zone où ils sont apparus.

8. Effets de séisme

Lors d'un séisme, le glissement sur la faille génère des ondes sismiques qui vont se propager dans la Terre depuis le foyer du séisme jusqu'à la surface. Au cours de ce trajet, elles traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques, . . .), ce qui va perturber leur propagation et accroître la complexité du signal sismique. Certaines caractéristiques de site peuvent considérablement amplifier les oscillations du sol. Les bâtiments qui y sont implantés peuvent parfois subir des charges sismiques jusqu'à cinq fois plus élevées que les constructions similaires situées dans une zone moins dangereuse. Les destructions y sont donc fréquentes [01].

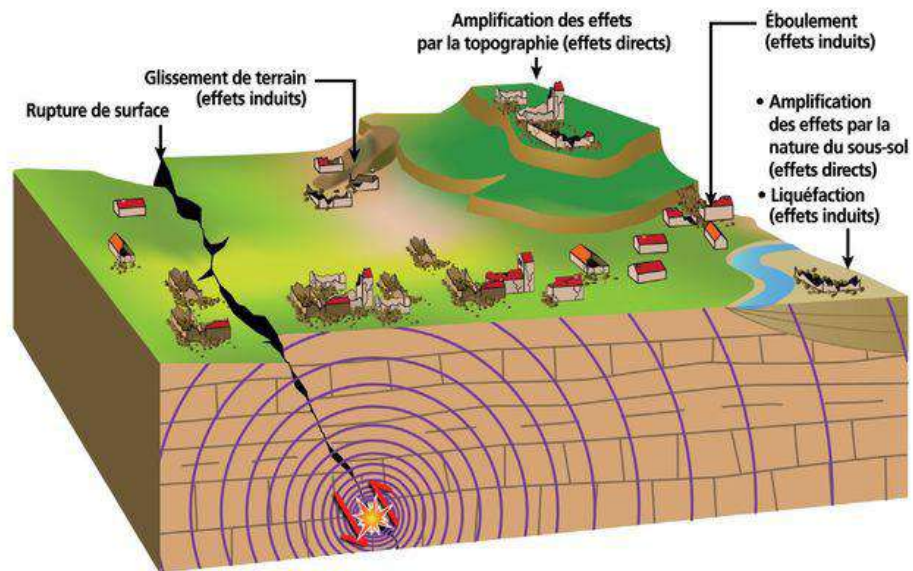


Figure 1.6 – Illustration des effets de séisme [01].

a) Effets directs :

Action du sol sur les ouvrages, de type oscillatoire ou résultant d'un déplacement différentiel ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols ou à la présence des sols mous de forte épaisseur (plus de 15 cm)[09].

b) Effet de site :

Parmi lesquels, on trouve

- Topographies amplifiant l'action sismique (Butte, crête, bord de falaise) : La réflexion des ondes sismiques à l'intérieur de ces reliefs peut amplifier les secousses qui y parviennent.



Figure 1.7 – Amplification des ondes sismique par la topographie du site [01].

- Sols alluvionnaires de forte épaisseur amplifiant l'action sismique : La réflexion des ondes sismiques " prisonnières " à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le substratum rocheux a pour conséquence d'amplifier certaines composantes des secousses sismiques qui y. Ces composantes peuvent être très sous-estimées par la réglementation.

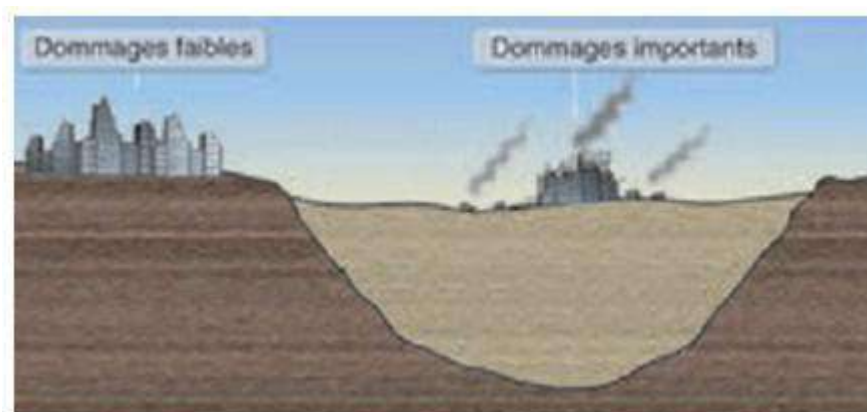


Figure 1.8 – Amplification des ondes sismique par les sols alluvionnaires [01].

9. Conclusion :

À travers l'ensemble des informations recueillies jusqu'à présent, l'activité sismique commence à être connue puisqu'aujourd'hui nous en connaissons la cause majeure, la localisation, sa répartition sur les divers territoires, son ampleur.

Cependant beaucoup d'efforts restent à déployer pour parvenir à comprendre l'ensemble des mécanismes de cette sismicité, sa récurrence. Aujourd'hui il faut poursuivre ces efforts qui ont été déployés jusqu'à présent en améliorant de façon permanente l'évaluation de l'aléa sismique. Ces efforts doivent enfin servir non seulement à améliorer nos connaissances scientifiques mais avant tout de servir à une meilleure prévention et de façon générale servir à la réduction du risque sismique.

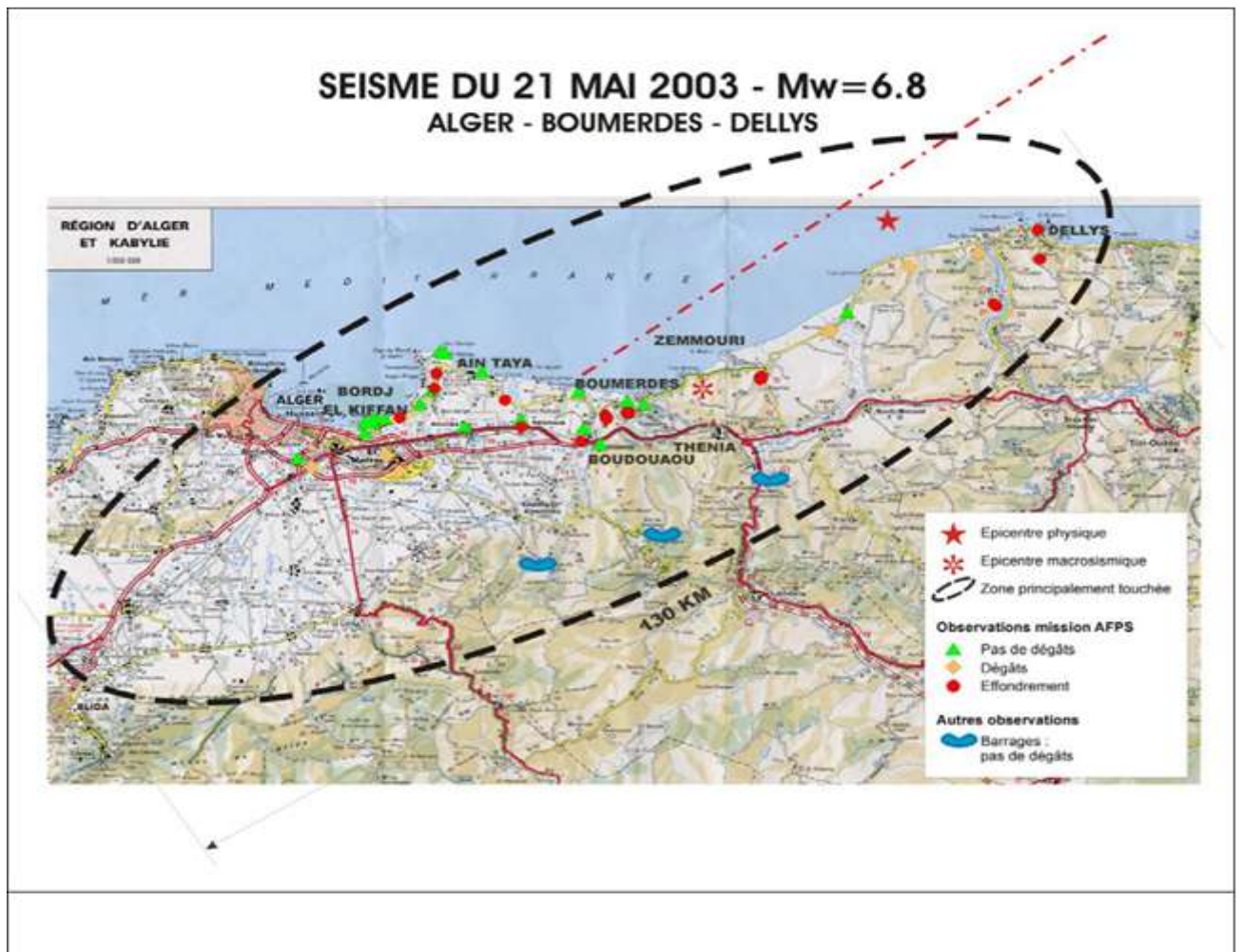
Chapitre 2

Séisme de Boumerdes observation, dégâts et commentaire.

2.1 GENERALITES SUR LE SEISME

2.1.1 L'événement du 21 mai 2003

A 19h 44 (heure locale), le mercredi 21 mai, un fort séisme de magnitude Mw 6.8 a touché les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, de dimension approximative 150 km x 80 km (voir carte ci-dessous). Son épicerne physique a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès. La zone touchée comprend 3 à 4 millions d'habitants. Cette population a été fortement traumatisée par la secousse principale et les répliques dont la composante verticale était importante. L'une d'entre elle a été à l'origine de l'effondrement d'une tour de 15 niveaux, à Reghaia, déjà fortement ébranlée par le séisme principal, entraînant la mort supplémentaire de 3 personnes.



2.1.2 Les victimes et les dommages

Le bilan officiel, encore provisoire, des victimes est le suivant (au 17 juin 2003) [13].:

Villes	Personnes décédées	Personnes blessées
Boumerdès	1381	3442
Alger	883	6787
Tizi-Ouzou	7	261
Bouira	2	127
Bejaia	2	3
Blida	2	709
Médea	0	121
Total	2277	11450

Tableau 2.1 – les victimes de séisme de Boumerdès

Pour les dommages, à la date du 28 juin, environ 190 000 unités d'habitation (dont à peu près 160 000 logements) ont été expertisées sur l'ensemble des wilayates (préfectures) touchées, et principalement celle d'Alger et de Boumerdès. Cela correspond à la quasi totalité du parc de constructions et constitue la phase A de l'évaluation des dommages.

Pour cette phase A, les spécialistes ont recours à l'utilisation de degrés de dommages semblables à ceux définis dans les EMS 98 (European Macroseismic Scale), à savoir :

Degrés 1 et 2 : couleur verte

Degrés 3 et 4 : couleur orange

Degré 5 : couleur rouge

La répartition des dommages s'établit selon le tableau suivant (chiffres officiels donnés par Mr BELAZOUGUI, le 28 juin) ; ces chiffres correspondent aux évaluations du CTC, organisme officiel de contrôle des constructions en Algérie [13]:

Degrés d'Endommagement (~EMS 98)	Nombre de logements endommagés			Pourcentage
	Alger	Boumerdès	Total	
Degrés 1 et 2	40147	33195	73342	50 %
Degrés 3 et 4	42452	16731	59183	40 %
Degré 5	7497	6475	13972	10 %
Total	90096	56401	146497	100 %

Tableau 2.2 – les dommages de séisme de Boumerdès

Au cours de la Phase B (en cours actuellement), de nouvelles évaluations sont effectuées, concernant les bâtiments classés en orange (degrés 3 et 4) : des premiers résultats obtenus dans la wilaya de Boumerdès ont donné une répartition de 45% pour le degré 4 (non récupérable), et de 55% pour le degré 3 (récupérable), pour cette couleur orange.

Cela donne un pourcentage de l'ordre de 30% pour les bâtiments non récupérables, au total.

Par ailleurs, Monsieur Farsi du CGS nous a fait parvenir le dernier tableau concernant la Wilaya de Boumerdès avec des résultats valable au 24 juin 2003.

WILAYA DE BOUMERDES: BILAN DES DOMMAGES ARRETE AU 24.06.2003 [13].

USAGE	VERT		ORANGE		ROUGE	Total
	NIVEAU 1	NIVEAU 2	NIVEAU 3	NIVEAU 4	NIVEAU 5	
Habitations	12646	20591	10818	5940	6449	56444
Bat. Admin.	119	142	82	48	40	431
Equip. Scolaires	295	449	244	178	82	1248
Equip. Hospitaliers	72	58	23	14	8	175
Equip. Sportifs ou Culturels	81	57	54	53	20	265
Commerces	148	124	100	71	108	551
Equip. Industriels et Hangars	50	99	49	43	42	283
Autres	20	41	16	22	29	128
TOTAL	13431	21561	11386	6369	6778	59525
%	22.58	36.22	19.12	10.70	11.38	100

Tableau 2.3 – classement des dommages de séisme de Boumerdès

2.2. ALEA SISMIQUE LOCAL : EFFETS DE SITE ET EFFETS INDUITS

2.2.1. INTRODUCTION

Les effets de sites sont des effets directs souvent responsables de dégâts majeurs lors de tremblement de Terre. Ceux-ci sont de deux types. On distingue les effets géologiques, liés à la nature des sols, des effets topographiques, liés à la géométrie de la géographie locale.

Au-delà des effets directs, les séismes peuvent induire des mouvements de terrain et des phénomènes de liquéfaction, dont les conséquences peuvent s'avérer particulièrement dommageables. Ces effets induits ont été relativement limités lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003. En effet, aucun dommage particulier n'a pu être directement mis en relation avec ce type d'effet. [13].

2.2.2. EFFETS INDUITS

A. Liquéfaction

Lors de tremblement de terre majeur, des dommages importants sont liés au phénomène de liquéfaction des sols sableux, de faible cohésion et saturés en eau. Les glissements latéraux de sols légèrement inclinés entraînant des déplacements horizontaux pouvant atteindre plusieurs mètres est un phénomène courant.

Des preuves de liquéfaction ont été observées lors de cette mission. Elles se localisent dans les oueds et affectent principalement les abords de l'oued Isser, situé à une cinquantaine de kilomètres à l'est d'Alger. Il s'agit pour la plupart de phénomènes de glissement latéral. Ce phénomène se traduit par un déplacement horizontal des terrains avec apparition de larges fractures émissives, plurimétriques et parallèles au cours d'eau. Ces fractures affectent une zone larges de plusieurs dizaines de mètres et le déplacement total devrait atteindre plus de 3 mètres. On observe au fond des ouvertures de la boue.

Des éjections de matière au travers de fissuration ont également été observées dans un champ en labour au voisinage immédiat de l'oued. [13].



Figure.2.1 – Liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser. [13].

B. Soulèvement visible du littoral et tsunami

De nombreux témoignages rapportent un soulèvement de la côte se traduisant par le retrait de la mer sur près de 200 m simultanément au séisme. Le retour de la mer se serait fait progressivement pendant près de 5 heures. Cependant, le niveau de la mer n'aurait pas retrouvé son niveau initial laissant des rochers hors de l'eau.

2.3. PATHOLOGIE DES BATIMENTS ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES

2.3.1. Irrégularité en plan

La Figure 2.2 montre les dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995) . Le bâtiment est conforme aux règles parasismiques mais le choix architectural d'une forme en L sans présence de joints ou de renforts a conduit à des dommages au niveau de l'angle rentrant dans le plan horizontal.



Figure 2.2 : Dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995) [13].

Les solutions proposées pour les irrégularités en plan sont :

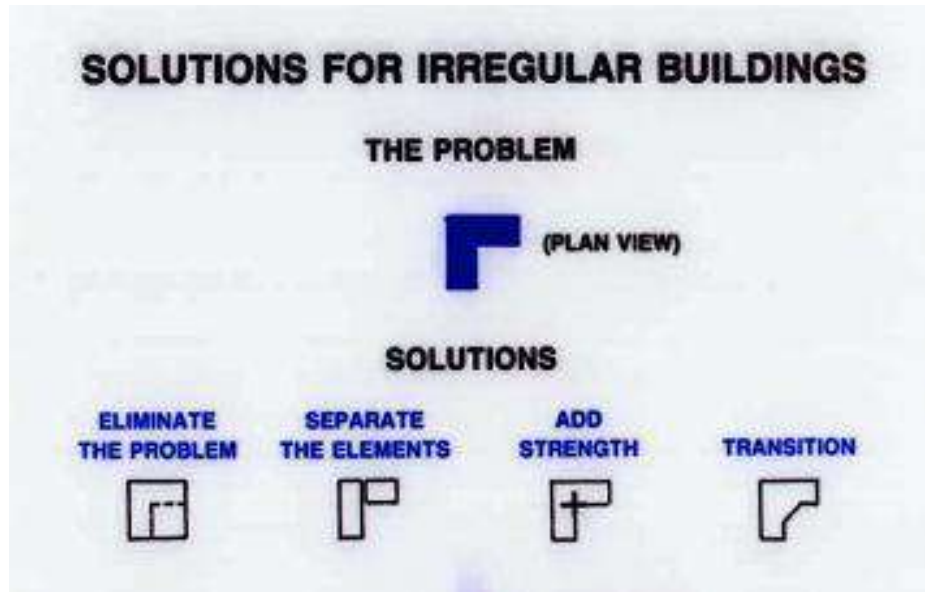


Figure 2.3 : Les solutions proposées pour les irrégularités en plan horizontal. [13].

- Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion: les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure (voir le cas réel de la Figure 2.4).
- Oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants (figure 2.4)

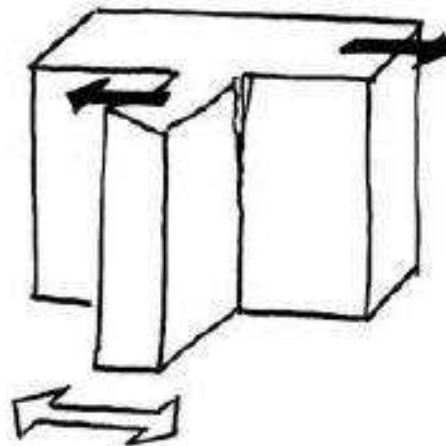


Figure 2.4 : oscillations différentielles dommages dans les angles rentrants[13].

2.3.2. Irrégularité en élévation

- La Figure 2.5 illustre l'Effet d'un choc entre deux parties de hauteurs différentes d'un bâtiment. Les deux parties de fréquences propres différentes ne vibrent pas en même phase; sans séparation des deux parties, le choc est presque inévitable.



Figure 2.5 : Dommages dans les angles rentrants dans le plan vertical dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995) [13].

Les figures 2.6 et 2.7 illustrent des cas pathologique typiques du dommage dans les angles rentrants dans le plan vertical dus aux oscillations différentielles.



Figure 2.6 : Mosquée de Boudouaou – Minaret effondré Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].



Figure 2.7 : la mosquée de la ville de Zemmouri -minaret effondré séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].

Les solutions proposées pour ces cas pathologiques sont les suivantes (Figure 2.8) :

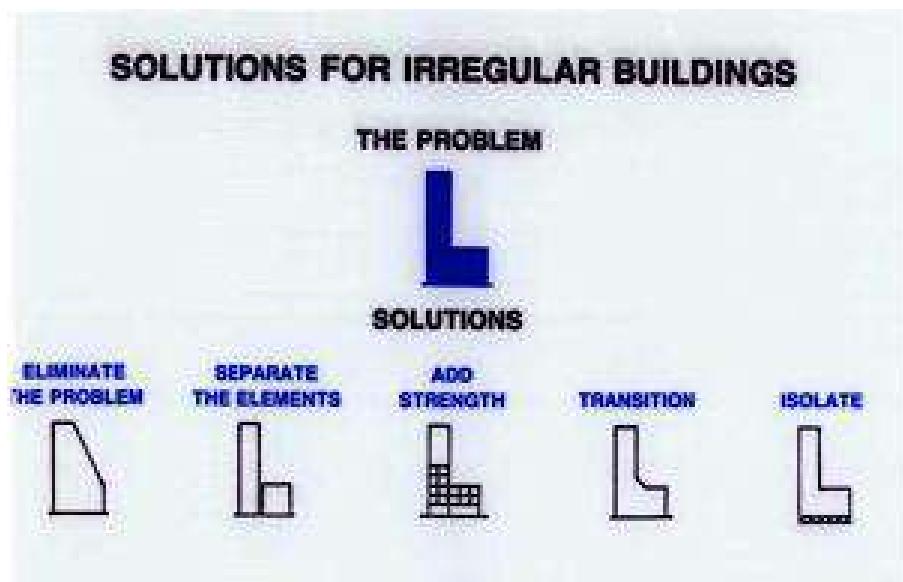


Figure 2.8 : solutions proposées pour les irrégularités en élévations[13].

2.3.3. Etage mou ou étage souple

D'autre effet néfaste concernant la régularité en élévation est l'étage mou ou étage souple. Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'«étage mou », qui entraîne l'effondrement total du bâtiment. Cette situation est particulièrement observée dans les ossatures en béton armé, où les poteaux sont sollicités soit :

- ⇒ en compression n'offrent pas une ductilité vis-à-vis des sollicitations de cisaillement et flexion alternés ;
- ⇒ où en traction offrent peu de résistance en flexion.

Durant la secousse sismique d'un bâtiment, le mouvement de sol recherche les points faibles dans la structure. Ces faiblesses sont habituellement créés par les changements pointus de la rigidité, de la résistance et/ou de la ductilité. Les effets de ces faiblesses sont accentués par la distribution faible des masses réactives. Les dommages structuraux graves subis par plusieurs bâtiments modernes pendant des séismes récents illustrent l'importance d'éviter les changements soudains de la rigidité et des forces latérales. Un exemple typique des effets néfastes que ces discontinuités peuvent induire dans le cas des bâtiments avec un étage fragile.



Figure 2.9 : disparition du rez de chaussée (RDC est effondré complètement (étage souple)), Zemmouri ville – Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].



Figure 2.10 : Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el bahri. Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].

2.3.4. Joint parasismique

Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement.

Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de 4 à 6 cm en zones sismiques, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

La Figure 2.11 montre un entrechoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels.



Figure 2.11 : Entrechoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels. [13].

2.4. PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES

2.4.1. Poteaux

Les dommages des poteaux provoqués par un séisme sont principalement de deux types :

- Dommages dû a la flexion cyclique avec un faible effort de cisaillement sous un effort axial de compression très élevé ; conduisant aux poteaux fragiles ;

Dommages en raison d'un effort de cisaillement cyclique avec un faible moment fléchissant sous un effort axial de compression très élevé conduit au phénomène des poteaux courts.

a) Poteaux fragiles

Ce type de dommages se manifeste par l'échec dans la base et le sommet du poteau (Figure 2.12). Il se produit dans les poteaux ayant un coefficient d'élanement moyen à élevé, où celui-ci est de :

$$\lambda = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{2h} > 3.5$$

Le moment fléchissant élevé combiné avec la force axiale, mène à l'écrasement de la zone de compression du béton, qui sera manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures. Plus tard le noyau du béton diminue et s'écrase (Figure 2).

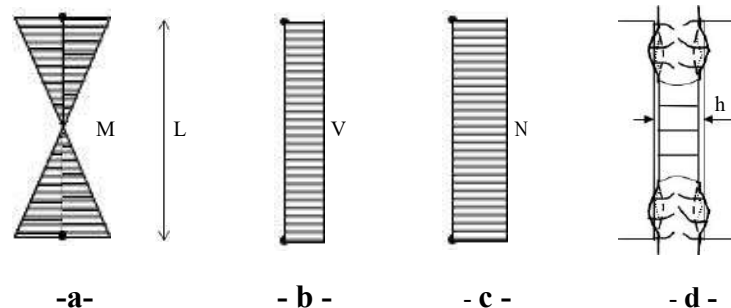


Figure 2.12 : Dommage du poteau due a un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement.

a- diagramme du moment fléchissant cyclique

b- diagramme de l'effort tranchant

c- diagramme de l'effort axial de compression

d- la forme du dommage



Figure 2.13 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile)
a- cisaillement des poteaux de l'étage intermédiaire **b-** Destruction de l'extrémité du poteau

b) Poteaux courts

Le second type de dommages est le type de cisaillement qui est manifesté par des fissures formées dans la zone la plus faible du poteau en forme de X (Figure 2.14). Il se produit dans les poteaux avec un élancement modéré à faible rapport, où celui de :

$$\lambda = \frac{M}{Vh} = \frac{L}{2h} < 3.5$$

La forme finale ultime de ce type de dommages est l'échec explosif où l'éclatement de la surface extérieure du béton sans dommages des armatures ; puis l'écrasement du béton, rupture des cadres et flambement des armatures. Les poteaux courts mènent habituellement à l'effondrement spectaculaire du bâtiment.

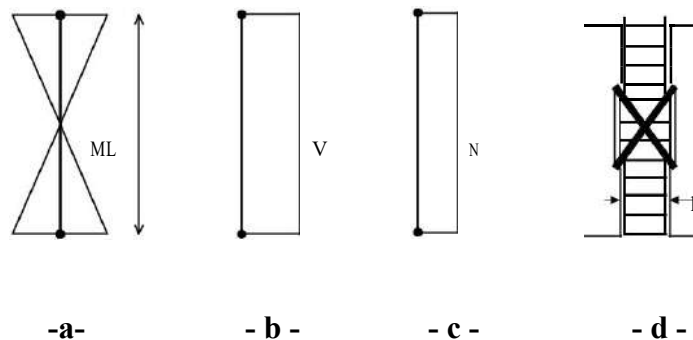


Figure 2.14 : Dommage du poteau due à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé

a- diagramme du moment fléchissant cyclique **b-** diagramme de l'effort tranchant
c- diagramme de l'effort axial de compression **d-** la forme du dommage en X.



a- poteaux courts en raison de la construction adjacente



b- Destruction par cisaillement du poteau court

Figure 2.15 : Pathologie des poteaux endommagées par le séisme de Boumerdes (poteau court)

la raison principale de ce type de dommages est que le coefficient d'élançement modéré avec la capacité flexion du poteau plus élevé que la capacité de cisaillement, et en conséquence échec de cisaillement régnant. La fréquence de ce type de dommages est inférieure à l'échec à la tête et à la base du poteau.

Elle se produit habituellement dans les poteaux du rez-de-chaussée, où, en raison des grandes dimensions de la section transversale des poteaux, où le coefficient de l'élançement est bas. Il se produit également dans les poteaux qui ont été conçues en tant que poteaux courts es, où il a été réduit au poteau court en raison de la construction adjacente de maçonnerie qui n'a pas été expliquée dans la conception (Figure 2.15).

Enfin, parfois dans le cas des portiques de remplissage en maçonnerie sur une seule coté, l'échec de maçonnerie est suivi de l'échec en cisaillement des poteaux adjacents (les figures 2.15) (Styliaindis et Sariyannis, 1992).

En conclusion, on doit noter que les dommages des poteaux sont très dangereux pour la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du sy stème structural. Ainsi, quand des dommages de ce type sont détectés.

2.4.2. Murs en béton armé (voiles)

2.4.2.1. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants:

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l ,
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

2.4.2.2. Modes de rupture des voiles élancés

A. Ruptures en flexion

- Mode f1 (Figure 2.16a): rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

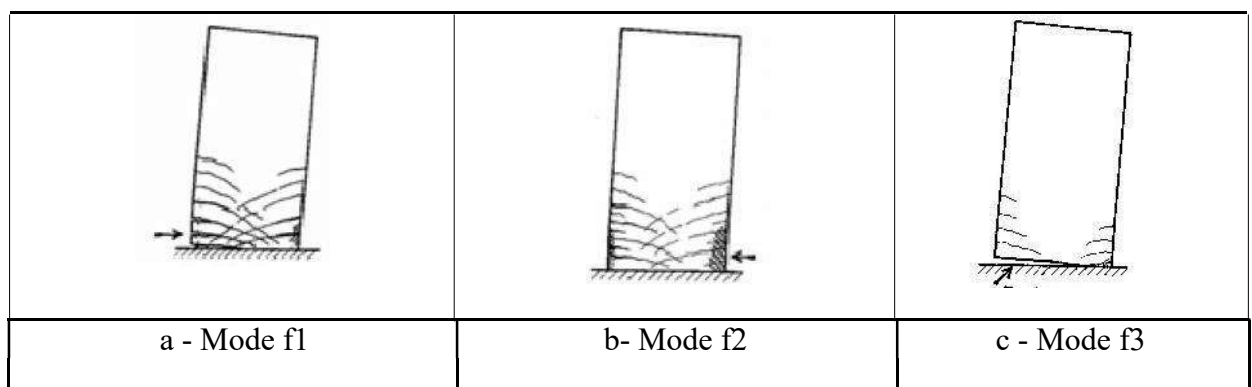


Figure 2.16 : Ruptures en flexion des voiles élancés

- **Mode f2 (Figure 2.16b):** rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode f2 est moins ductile que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

- **Mode f3 (Figure 2.16c):** rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

2.4.2.3. Ruptures en flexion - effort tranchant

Mode f/t (Figure 2.17 a): rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes. [14].

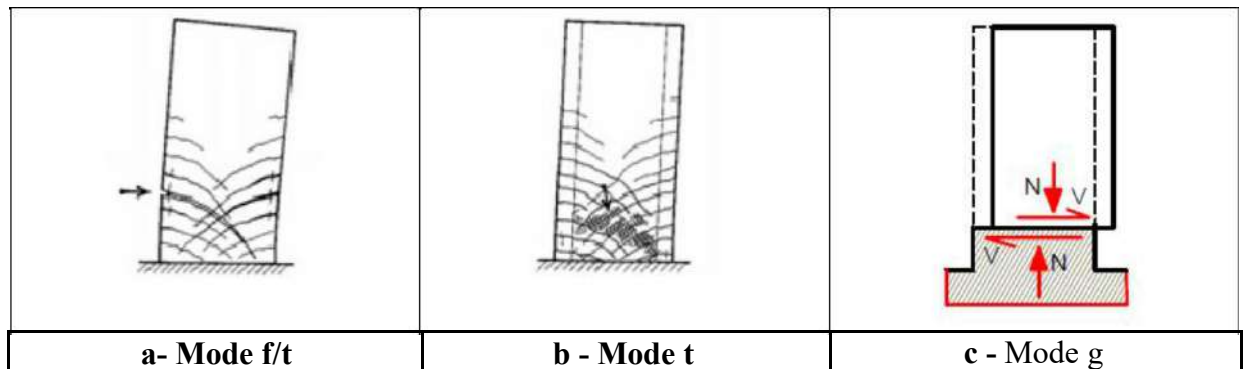


Figure 2.17: Ruptures en flexion - effort tranchant des voiles élancés

A. Ruptures par effort tranchant

Mode t (Figure 2.17b): rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g (Figure 2.17c): rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures

verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

B. Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure 2.18 a, b et c. On distingue trois cas

Mode T1 (Figure 2.18a): rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes. [14].

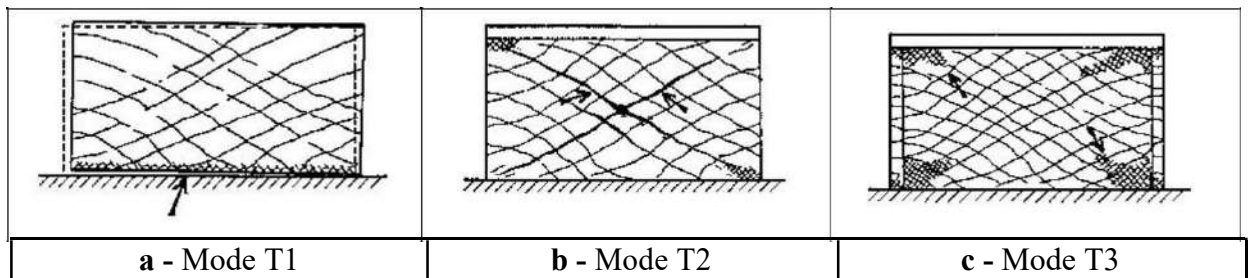


Figure 2.18 : Modes de rupture des voiles courtes

Mode T2 (Figure 2.18b): rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 (Figure 2.18c): rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

2.4.3. Poutres

Les dommages qui se produisent dans les poutres en béton armé dus au tremblement de terre sont les suivants :

- fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de tendue
- échec de cisaillement près des appuis
- fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre
- échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires.
- fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux) qui relient des murs de cisaillement.

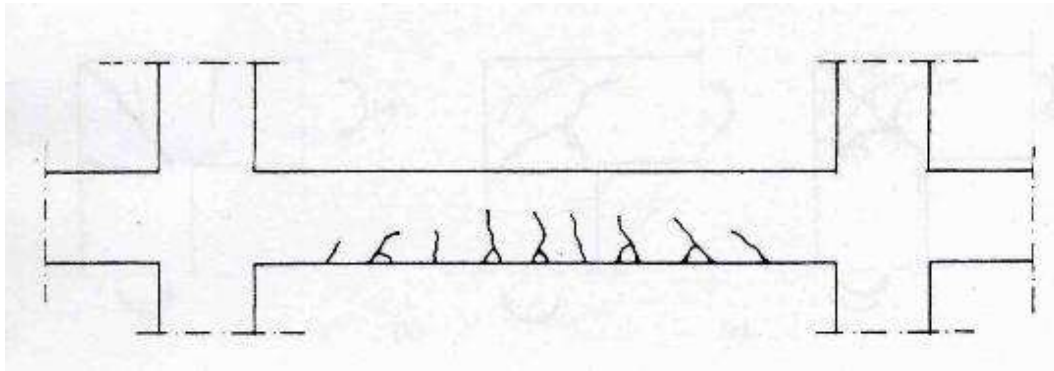


Figure 2.19 : fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de tendue

L'échec flexion - cisaillement près des appuis (**Figure 2.20**) est le deuxième type de dommages le plus fréquent dans les poutres. Il constitue le type de dommages plus sérieux que le précédent, en vue de leur caractère fragile. Cependant, seulement dans très peu de cas il compromet la stabilité globale de la structure.

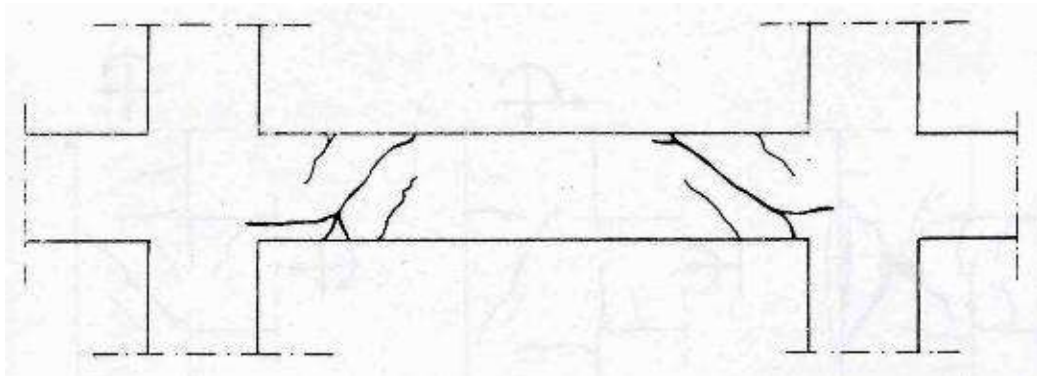


Figure 2.20 : L'échec des poutres par flexion - cisaillement près des appuis

Les fissures de flexion sur les faces supérieures et inférieures aux appuis de la poutre (Figure 2.21) peuvent être expliquées si le mode de la force sismique est statiquement comparé aux forces horizontales. La majeure partie des fissures est due au mauvais ancrage dans les armatures inférieures dans les appuis.

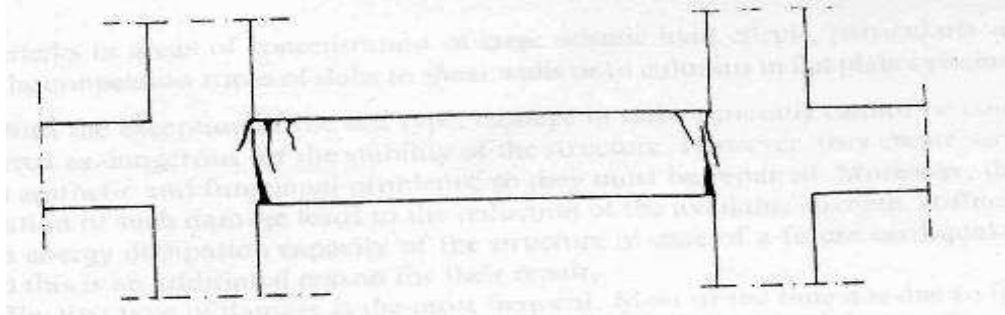


Figure 2.21 : Fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre.

2.4.4. Jonction poteaux – poutres (nœuds)

Les dommages aux joints poteaux – poutres, même aux premières fissures, sont considérés comme extrêmement dangereux pour la structure et devrait être traité en conséquence. Ces dommages réduire la rigidité de l'élément structural et mènent à la redistribution incontrôlable des charges. Des échecs communs dans les joints poteau poutre (joint faisant le coin, joint extérieur multi de structure d'étage, et joint intérieur) sont montrés dans la Figure 2.22.

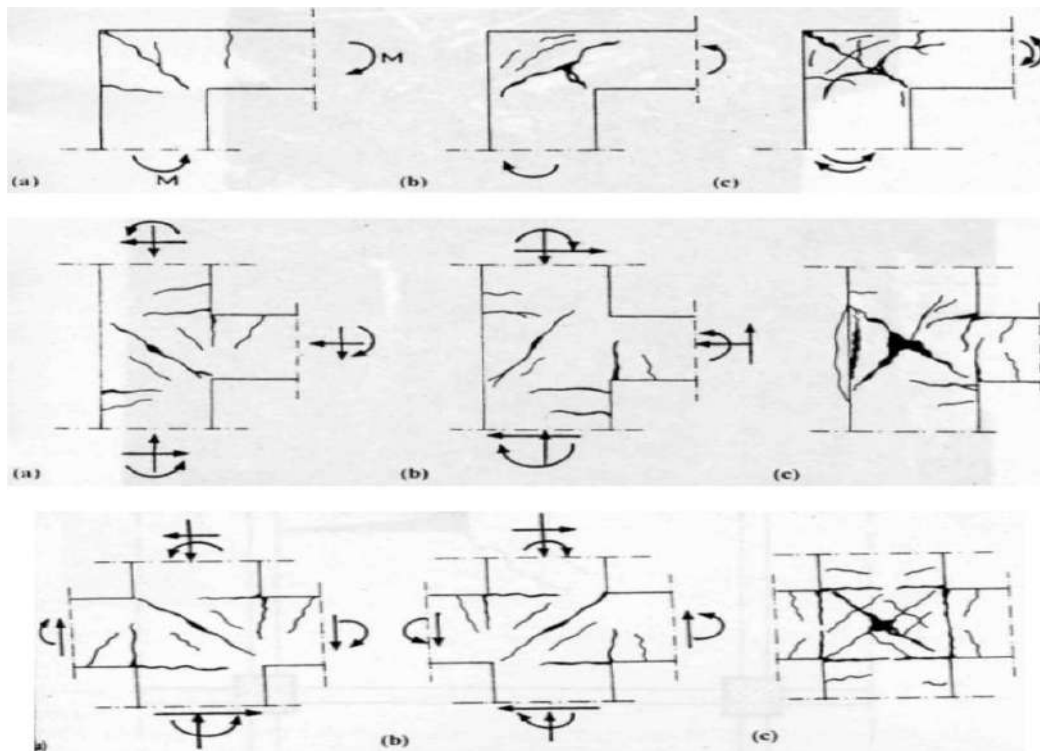


Figure 2.22 : Les dommages aux joints poteaux – poutres



Figure 2.23 : Bordj el bahri – formation de rotule plastique Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].



Figure 2.24 : Boudouaou – cisaillement des nœuds Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie[13].

2.4.5. COMPORTEMENT DES OUVRAGES D'ART

2.4.5.1 Ponts

a) Pont EL HARRACH

Il s'agit d'un ouvrage mixte de 900m de longueur, poutres acier en I et tablier en béton armé. Les poutres métalliques ont une portée de 35m et le tablier en béton armé rend solidaires les poutres sur 3 travées, un joint de dilatation apparaît donc tous les 105 m. C'est un pont à trois fois deux voies.

Le chevêtre repose sur des pieux flottants de 40 m de longueur.

Dans la zone où les piles sont les plus hautes, le déplacement d'une travée de 105 m supportant la circulation vers l'Est a subi une rotation engendrant un déplacement latéral à une extrémité de 52 cm. (Figure 2.25) suite à la secousse principale et de 8 cm supplémentaire après les répliques consécutives. [13].



Figure 2.25 : déplacement latéral d'une travée -Pont EL HARRACH. [13].

2.4.5.2. Le silo du CORSO : Stockage de grains



Figure 2.26 : les cellules du CORSO. [13].

Notre mission nous a mené à l'expertise du silo à blé de la société ERIAD de Corso. Celui-ci a été sérieusement endommagé. Ce qui a nécessité l'arrêt de fonctionnement de l'unité avec la mise en congé temporaire de plus de six cents employés. [13].



Figure 2.27 : écrasement du béton. [13].

La hauteur de l'ouvrage est de 40 mètres environ. (Figure 2.26). Plusieurs cellules ont été fissurées horizontalement sur le pourtour. La fissuration visible s'est produite principalement dans la partie inférieure (3 à 6 mètres) au-dessus du sol.

Ces dommages sont dus à la flexion de l'ouvrage lors de ses oscillations et à la poussée verticale descendante des grains sur la paroi. L'accélération verticale a pu aussi jouer un rôle non négligeable dans la rupture en compression du béton des cellules.

Ceci expliquerait l'écrasement du béton et le flambement des armatures verticales (Figure 2.27).



Figure 2.28 : l'écrasement du béton et le flambement des armatures[13].

Lors de notre visite, l'urgence affichée par les responsables de l'unité était d'évacuer le blé et le maïs contenus dans les cellules car la forte chaleur actuelle entraîne la fermentation du blé avec risque de dégagement de gaz et la création d'une forte pression interne. Ce qui pourrait provoquer l'explosion des cellules déjà endommagées.

Une proposition de reconnaissance des désordres, de diagnostic et de préconisation de réparation et de renforcement a été faite aux autorités locales et nationales pour les aider à résoudre ce sinistre.

2.5. CONCLUSION

Le séisme de Zemmouri est le plus fort séisme enregistré dans l'Atlas Tellien central au cours de deux derniers siècles. Les observations de terrain (contexte tectonique), l'étude macrosismique (répartition de dégâts, carte isoséiste) et les résultats sismologiques indiquent une rupture sismique associée à une faille inverse émergent en mer. Les mouvements sismiques verticaux ont atteint 0.50 m le long de la côte. Corrélé avec la modélisation, le soulèvement côtier détermine la géométrie et les dimensions de la structure active ayant généré le séisme du 21 mai 2003 mais aussi une sismicité ancienne. Les caractéristiques sismiques de ce séisme et la sismotectonique de la Mitidja en générale sont d'un apport très important pour une estimation réelle de l'aléa sismique dans cette partie de l'Atlas Tellien.

Dans ce travail, nous présenterons les caractéristiques de ce séisme, la distribution des dégâts et les pathologies des bâtiments et des éléments structuraux endommagés par le séisme.

Chapitre 3

Fonctionnement des poteaux courts.

3.1 Introduction

L'objectif de cette partie de l'étude est de calculer la réponse sismique (déplacements et d'efforts tranchants) des structures.

3.2 Structures étudiées

3.2.1 Description

Les structures étudiées sont des portiques plans en béton armé dont le comportement est considéré linéaire, définis comme suit :

- ST1 : portique simple à une travée et un seul niveau (fig 3.1)
- ST2 : portique simple à une travée et deux niveaux (fig 3.2)
- ST3 : portique simple à deux travées et un seul niveau (fig 3.3)
- ST4 : portique simple à cinq travées et un seul niveau (fig 3.4)

Les dimensions des sections transversal des éléments est de (30×30) cm² pour les colonnes et (30×40) cm² pour les poutres.

Remarque : Le traitement de ce chapitre tiens en considération le déplacement et effort tranchant sans considération l'effet de longrine.

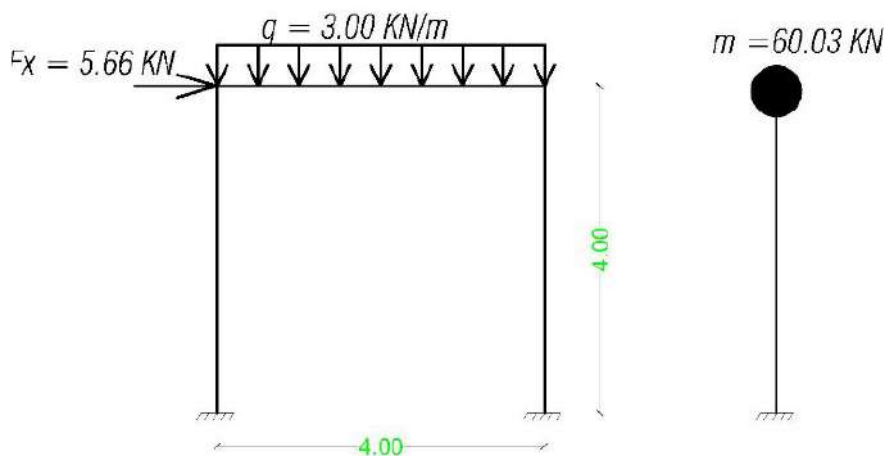


Figure 3.1 : portique simple à une travée et un seul niveau (ST1)

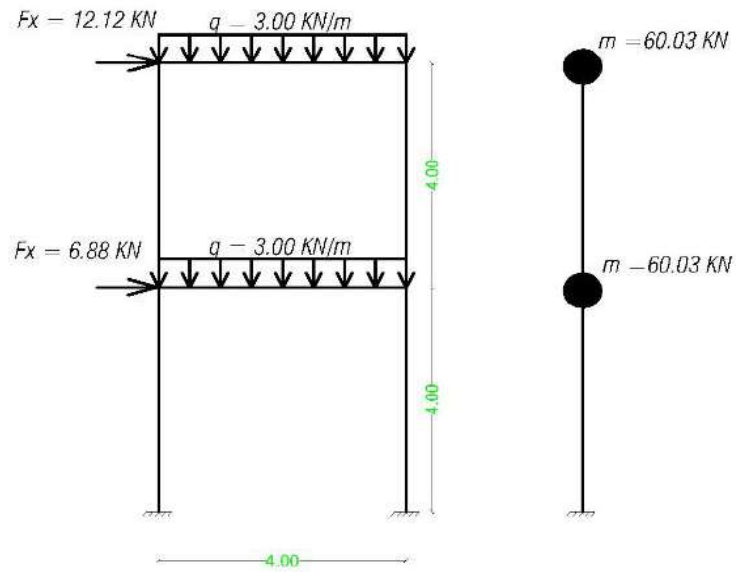


Figure 3.2 : portique simple à une travée et deux niveaux (ST2)

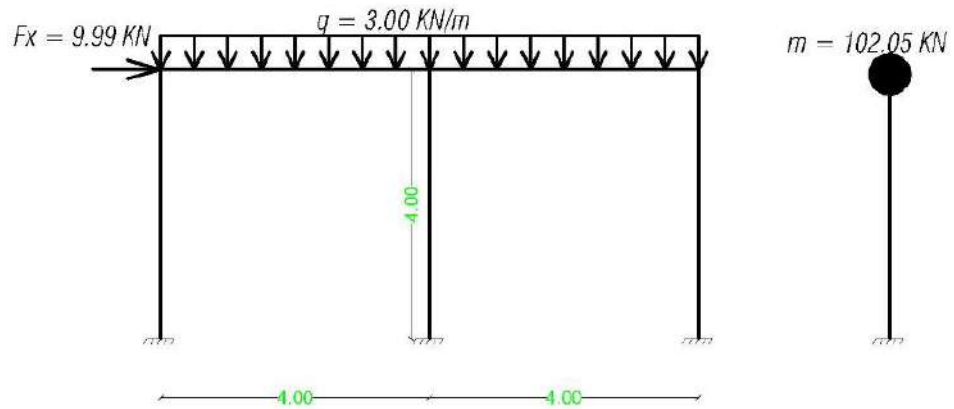


Figure 3.3 : portique simple à deux travées et un seul niveau (ST3)

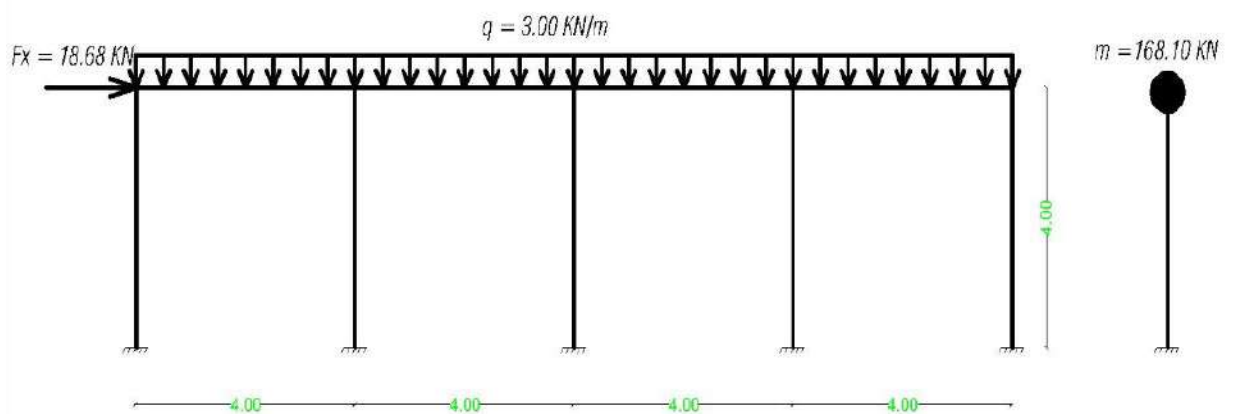


Figure 3.4 : portique simple à cinq travées et un seul niveau (ST4)

3.3 Modélisation

La modélisation des structures est faite en éléments finis à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018) [17] qui permet à la fois l'analyse modale spectrale et l'analyse dynamique de la structure.

Les liaisons colonnes-poutres et poutres-poutres sont supposées rigides et tous les degrés de liberté de déplacement et de rotation sont retenus. Chaque nœud peut se déplacer horizontalement, verticalement et tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan des structures.

3.4 Résultats de l'analyse

3.4.1 Résultats en termes de déplacement et effort tranchant relatif

Les résultats obtenus en termes de déplacements relatifs aux différents nœuds & l'effort tranchant dû à la charge horizontale (sismique) choisis pour les trois structures sont récapitulé dans le tableau ci-après.

Structure ST1

Tableau 3.1 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST1)

	1er CAS		2ème CAS		3ème CAS		4ème CAS	
	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
Effort Tranchant (KN)	2.41	2.41	1.65	2.98	0.93	3.46	0.44	2.87
Déplacement (mm)	4.6	4.6	4.7	4.7	4.8	4.9	5	5.4

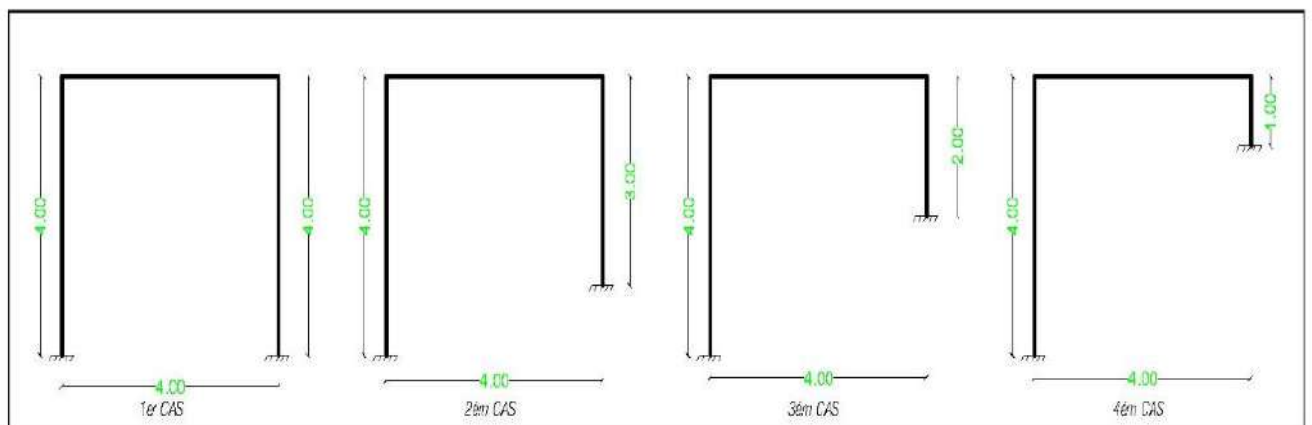


Figure 3.5 : Les différents cas choisis pour (ST1)

En outre, les diagrammes des efforts tranchants enveloppe de chaque structure sont illustrés sur les figures suivantes :

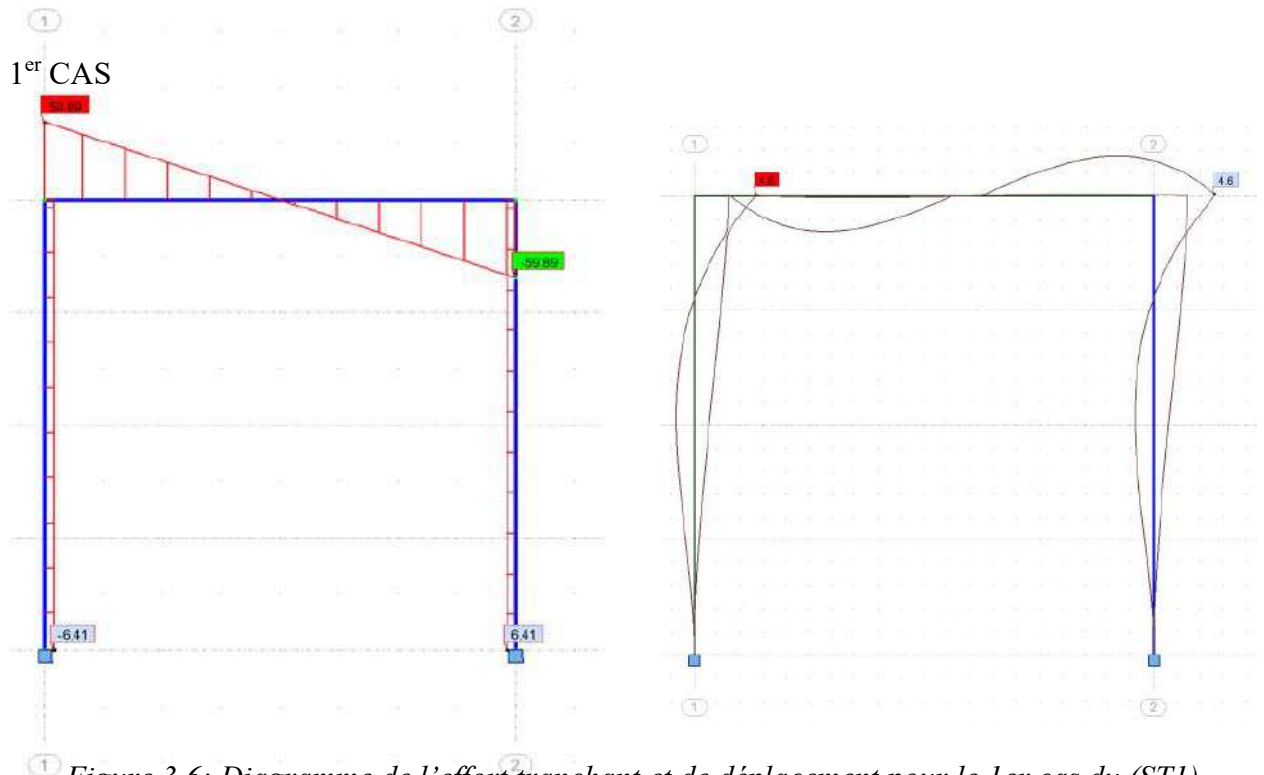


Figure 3.6: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (ST1)

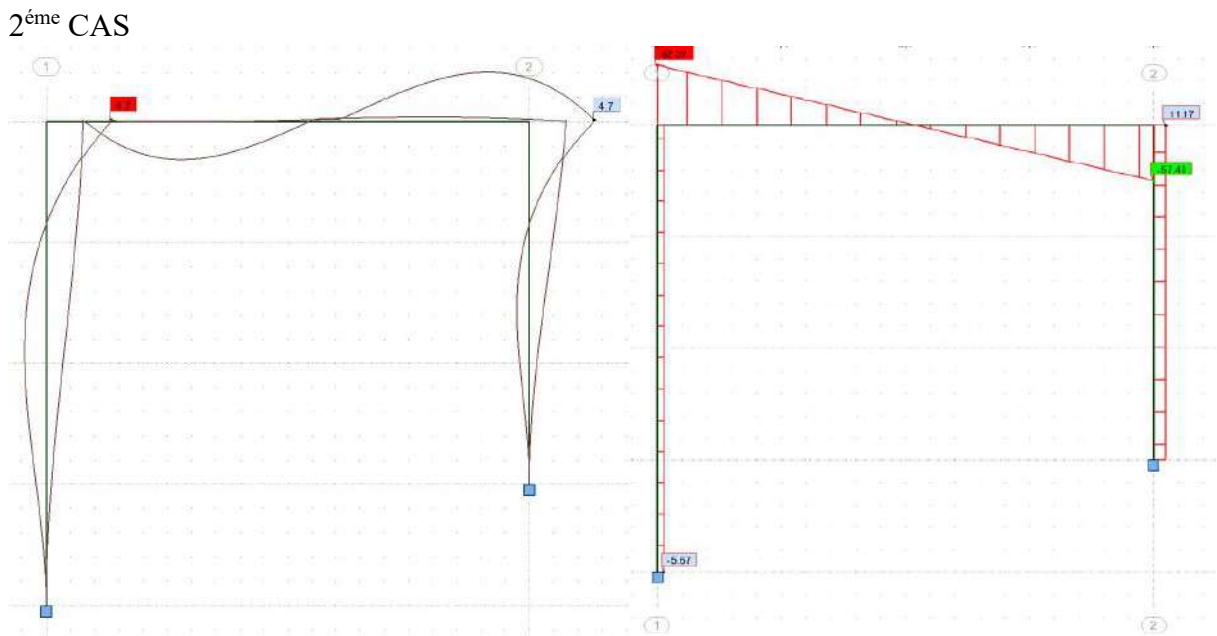


Figure 3.7 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2ème cas du (ST1)

3^{ème} CAS

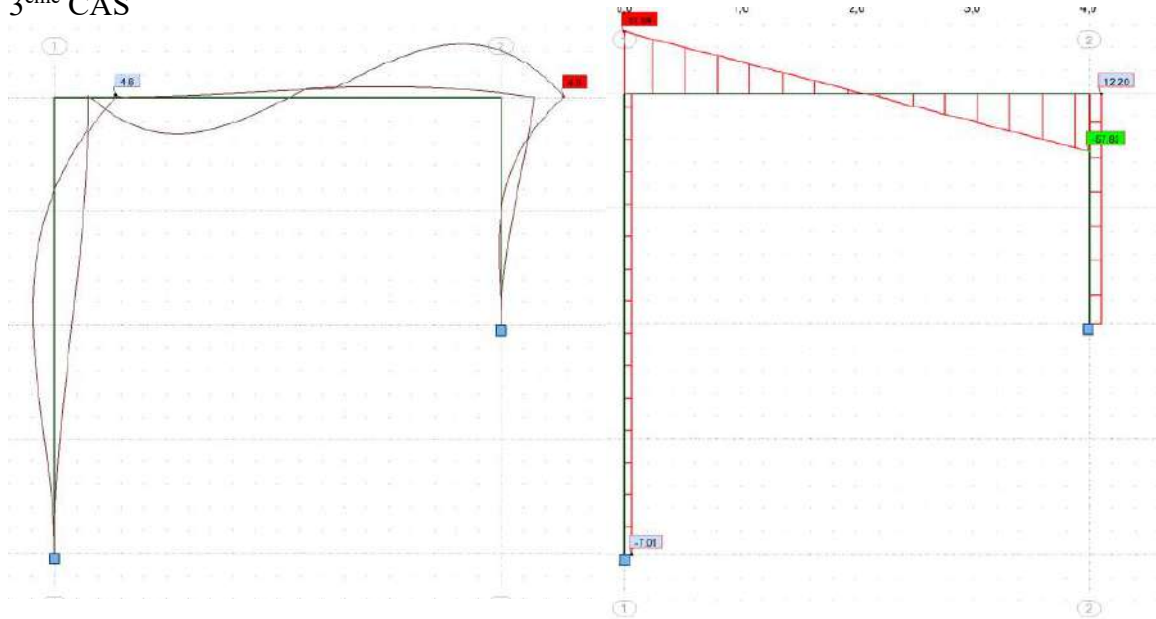


Figure 3.8 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3^{ème} cas du (ST1)

4^{ème} CAS

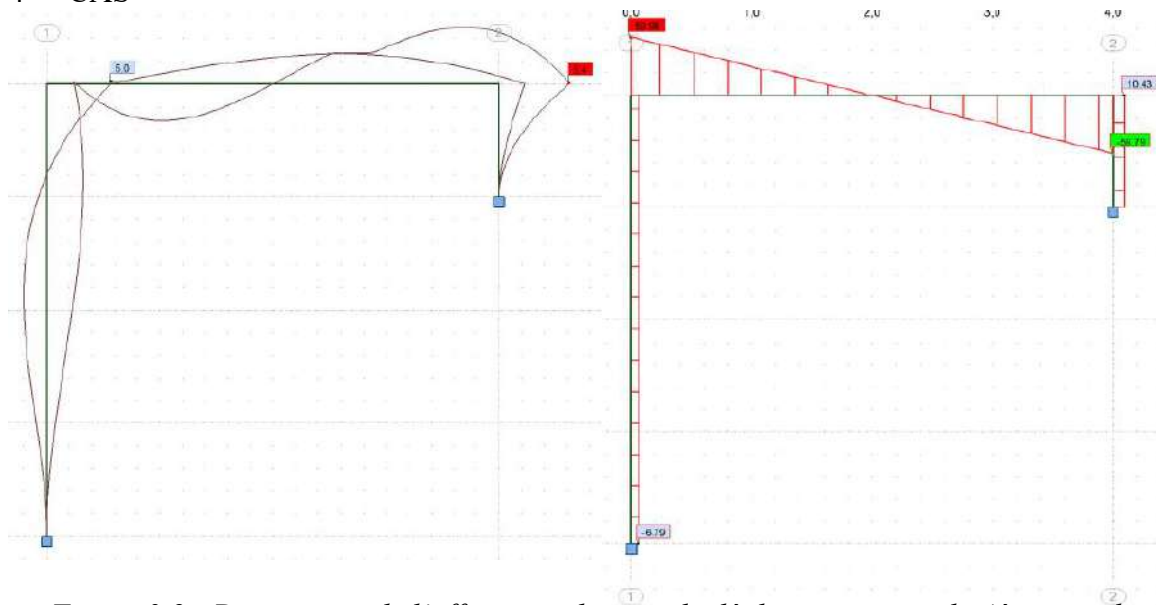


Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4^{ème} cas du (ST1)

Structure ST2

Tableau 3.2 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST2)

	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
Effort Tranchant (KN)	2.41	2.41	1.65	2.98	0.93	3.46	0.44	2.87
Déplacement (mm)	4.6	4.6	4.7	4.7	4.8	4.9	5	5.4

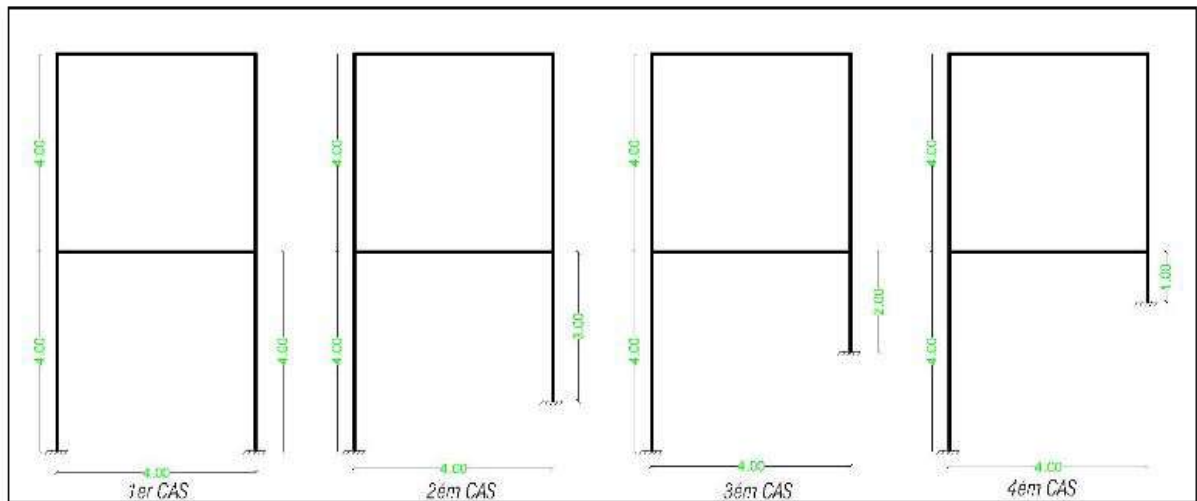


Figure 3.10 : Les différents cas choisis pour (ST2)

1^{er} CAS

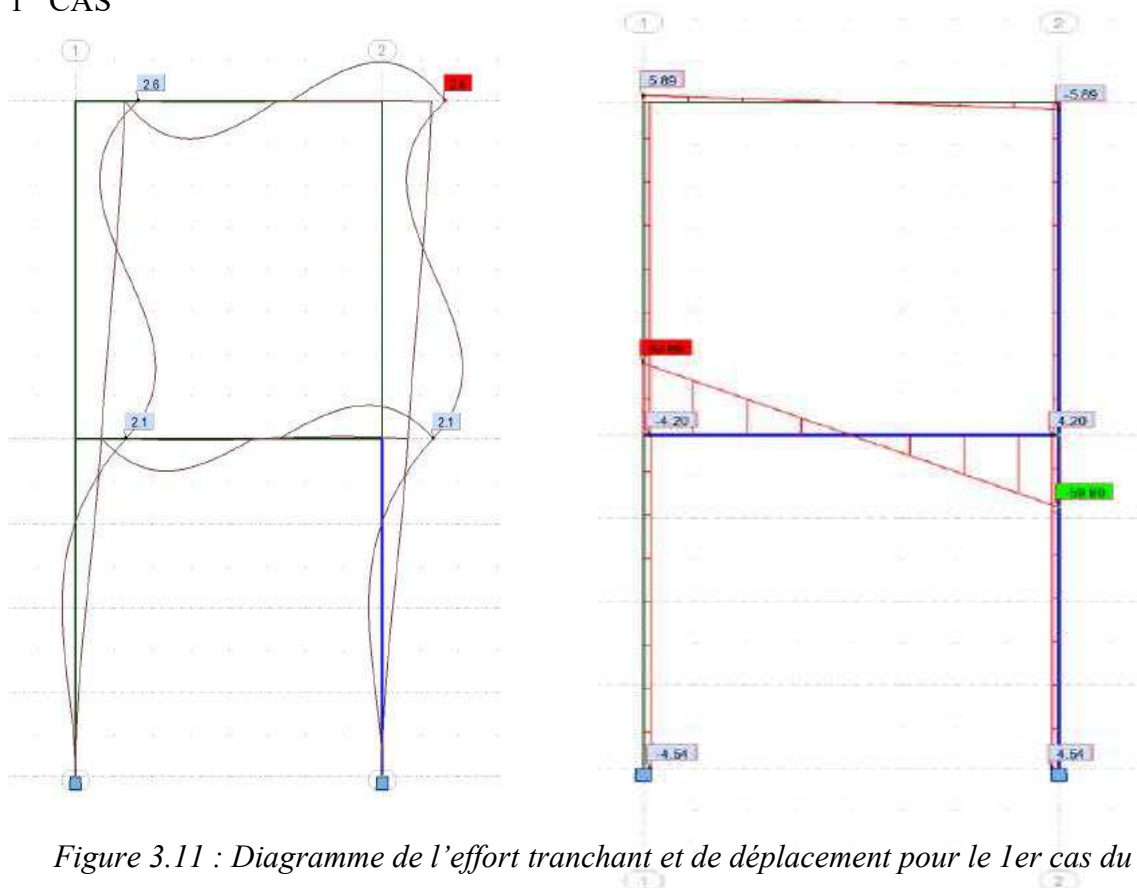


Figure 3.11 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (ST2)

2^{ème} CAS

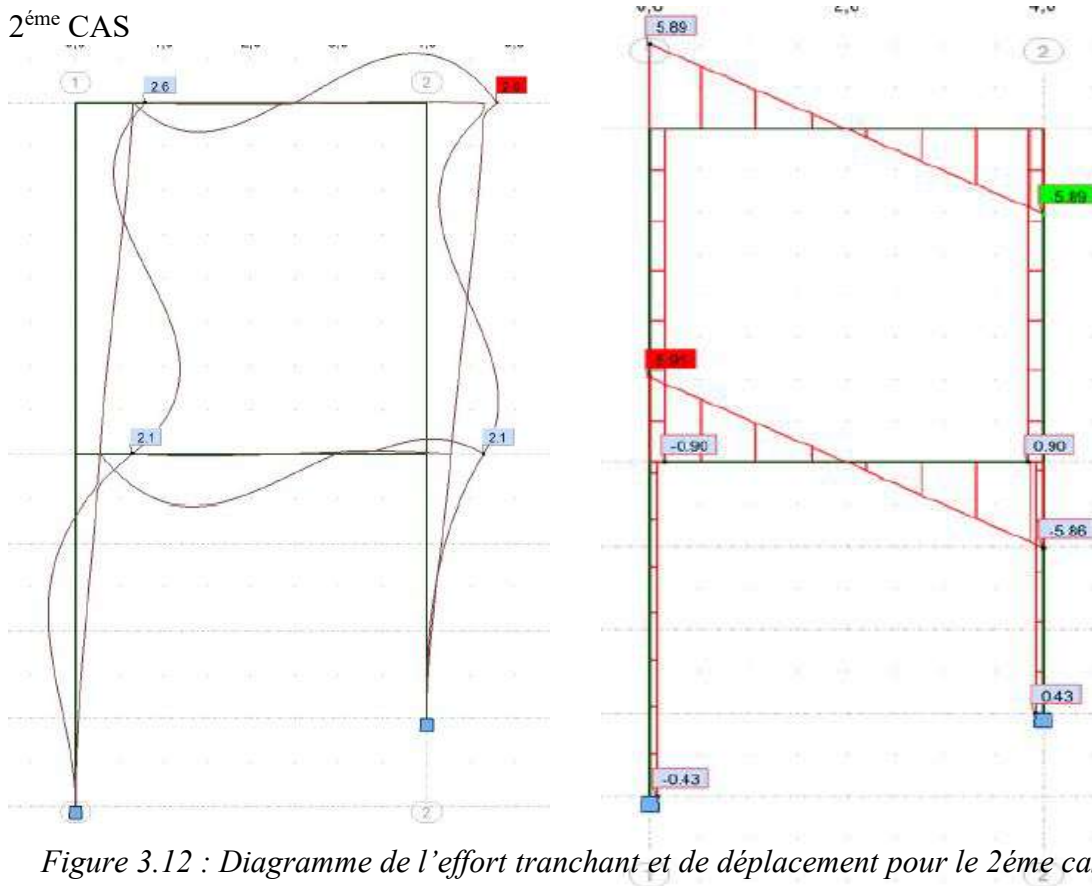


Figure 3.12 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2^{ème} cas du (ST2)

3^{ème} CAS

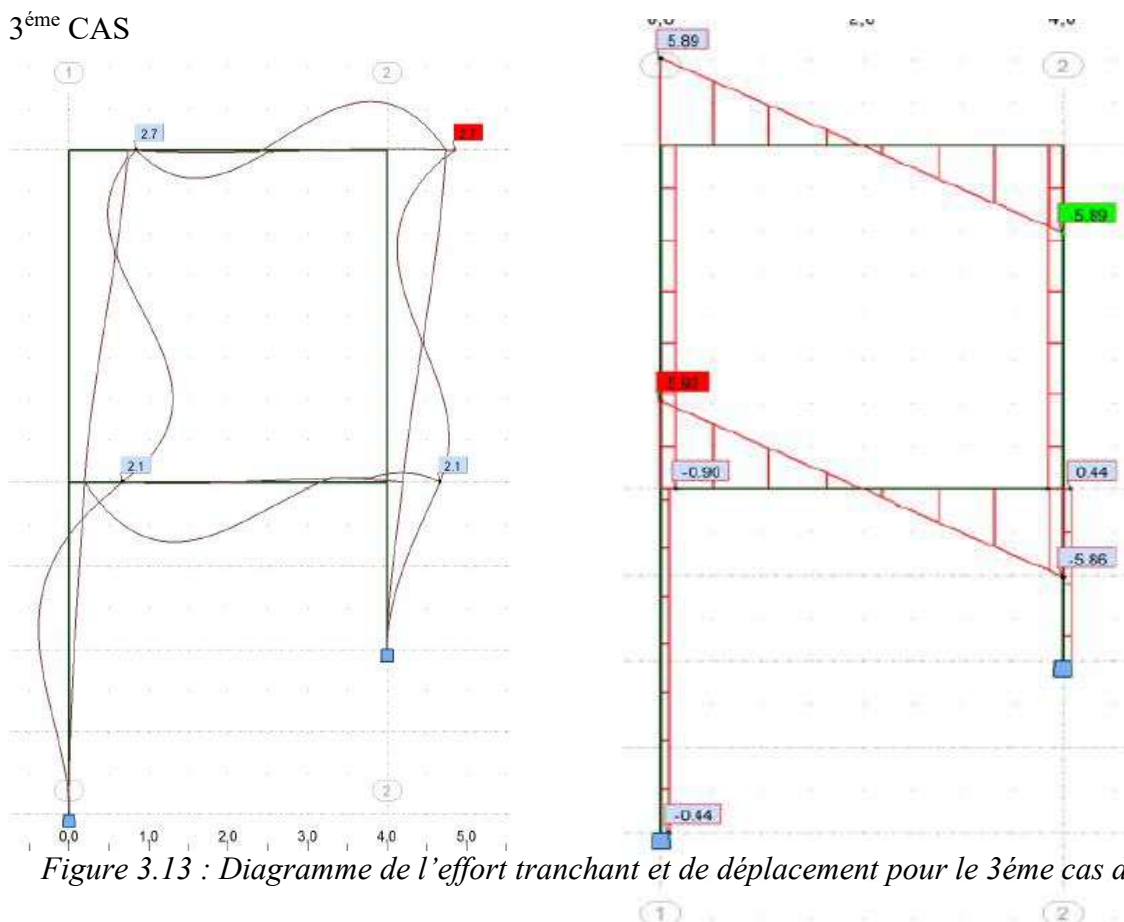


Figure 3.13 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3^{ème} cas du (ST2)

4^{ème} CAS

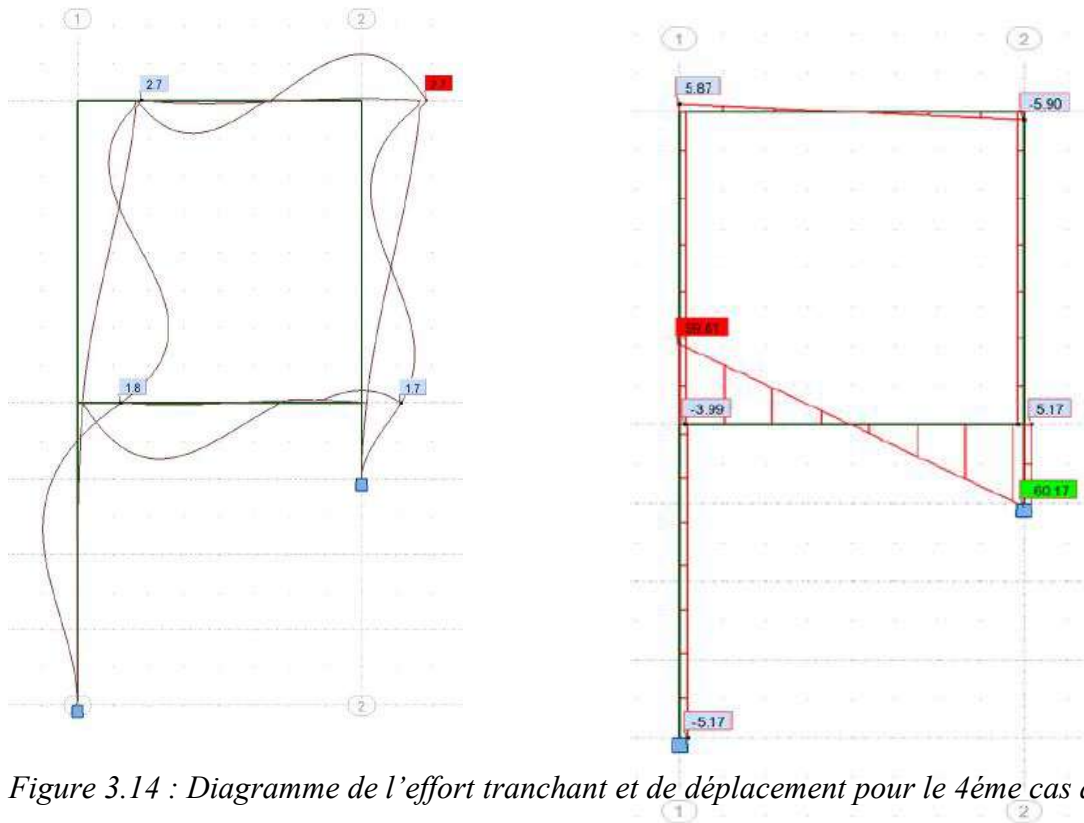


Figure 3.14 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4ème cas du (ST2)

Structure ST3

Tableau 3.3 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (ST3).

Cas	1 ^{er} cas			2 ^{ème} cas		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Effort Tranchant (KN)	2.54	3.28	2.54	1.85	2.53	3.82
Déplacement (mm)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10

Cas	3 ^{ème} cas			4 ^{ème} cas		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3
Effort Tranchant (KN)	0.98	1.51	5.59	0.20	0.57	6.53
Déplacement (mm)	2.10	2.10	2.20	2.50	2.20	2.50

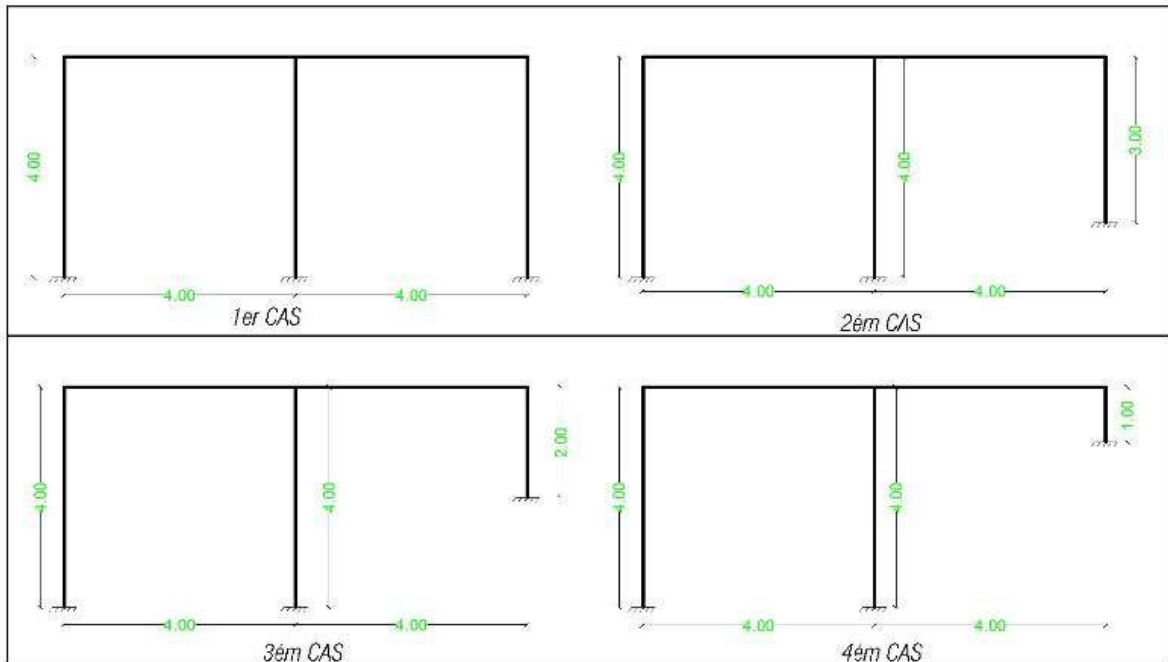


Figure 3.15 : Les différents cas choisis pour (ST3)

1^{er} CAS

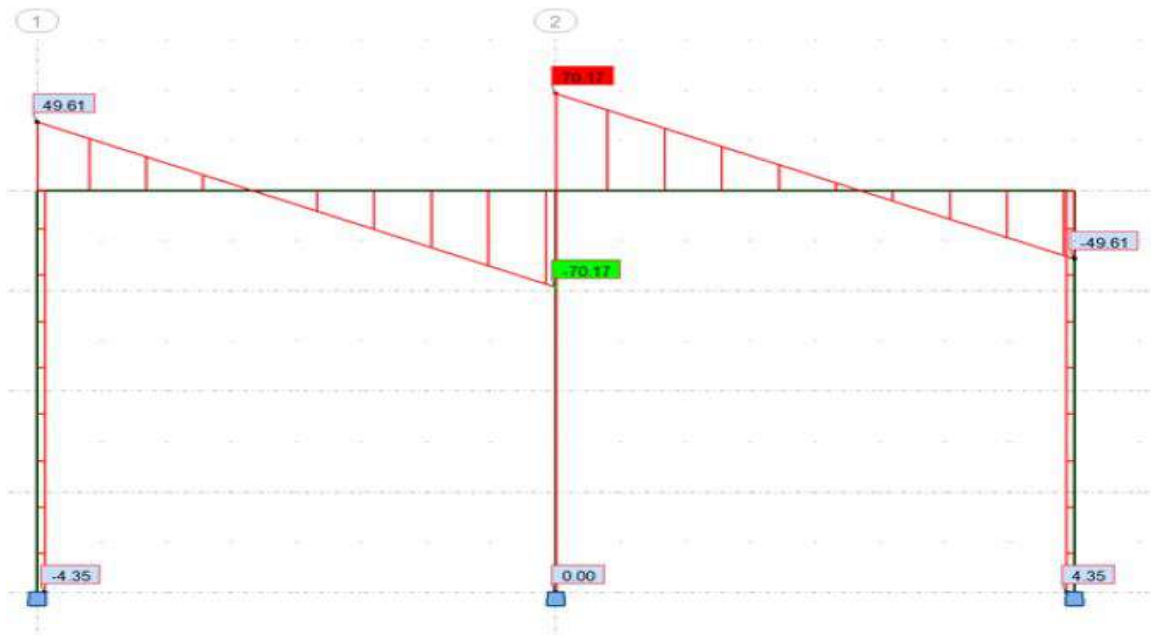


Figure 3.16 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 1er cas du (ST3)

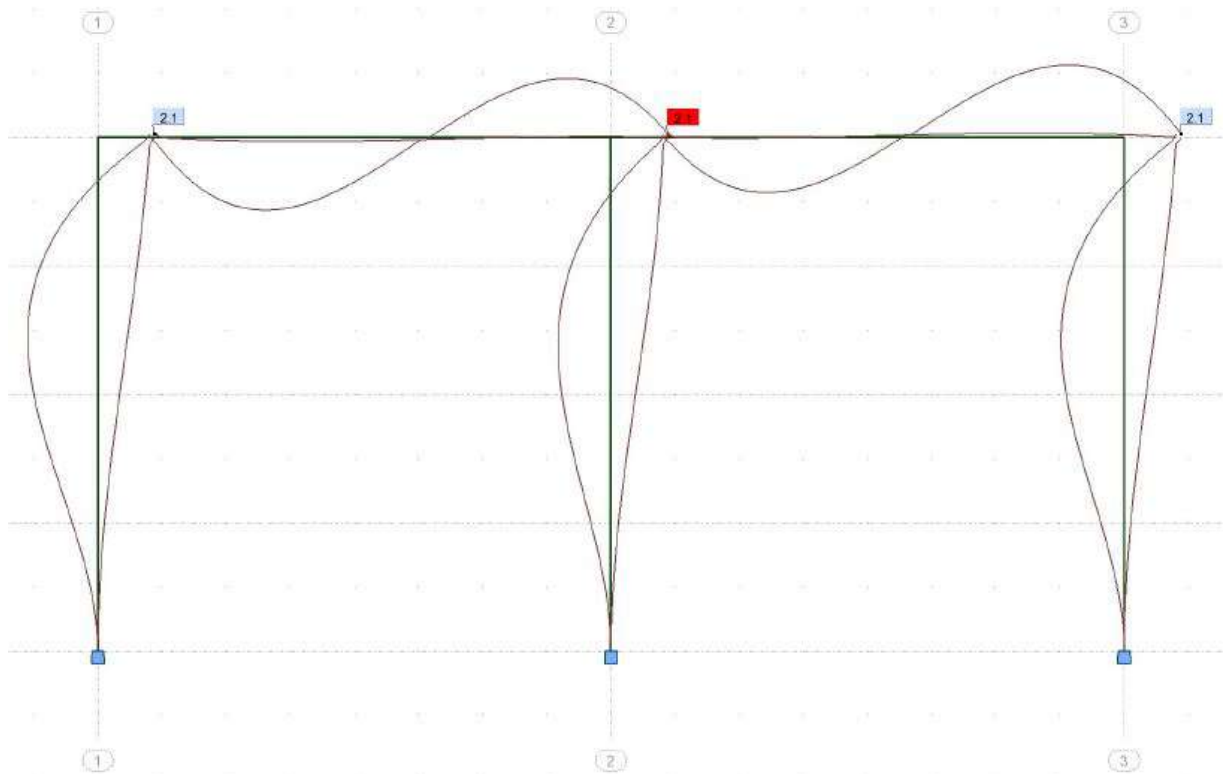


Figure 3.17: Diagramme de déplacement pour le 1er cas du (ST3)

2^{ème} CAS

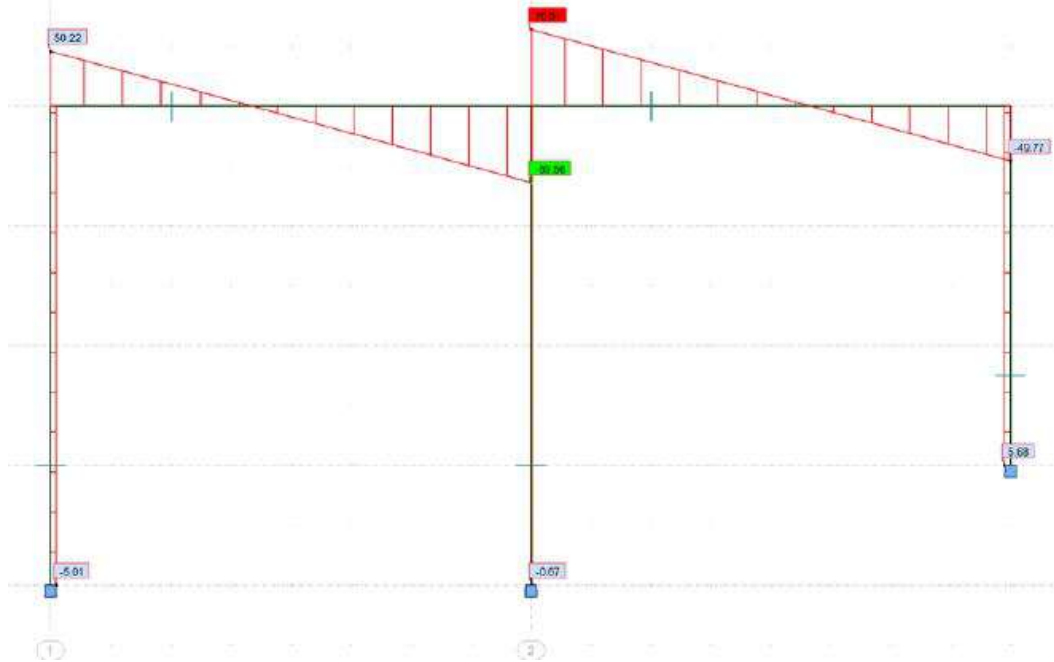


Figure 3.18 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 2^{ème} cas du (ST3)

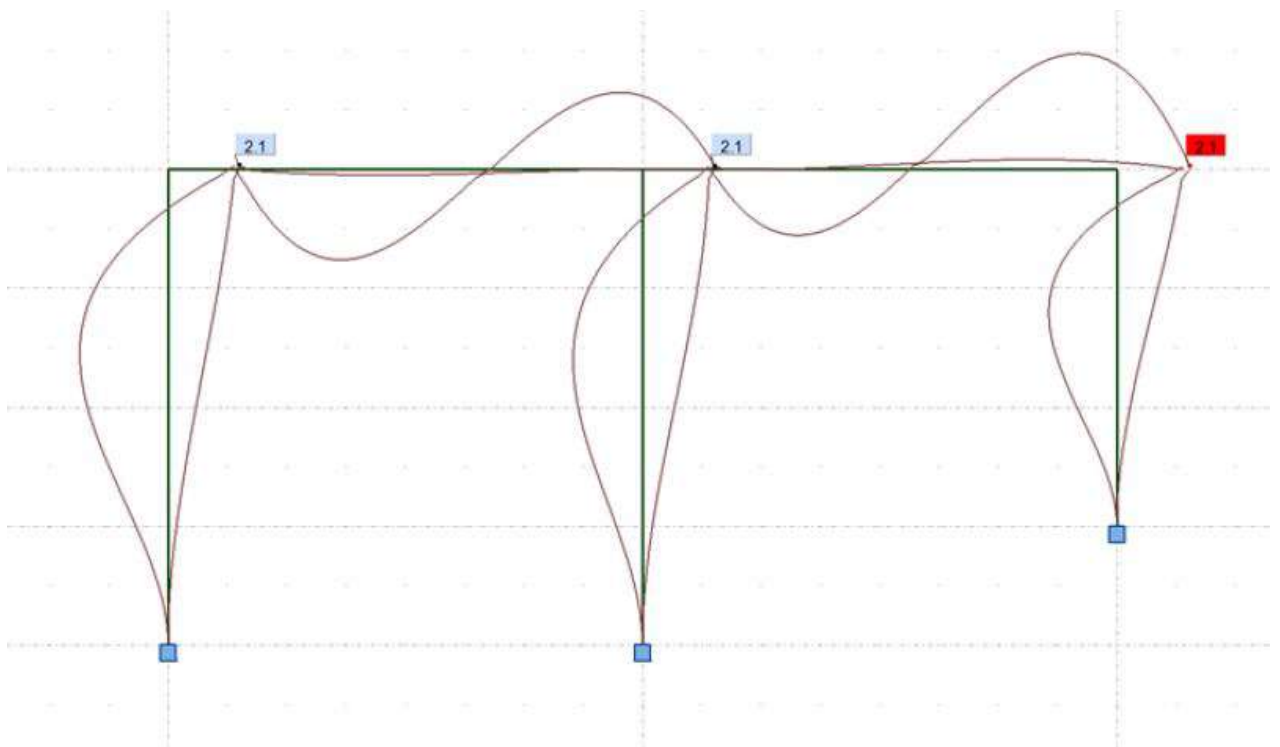


Figure 3.19 : Diagramme de déplacement pour le 2^{ème} cas du (ST3)

3^{ème} CAS

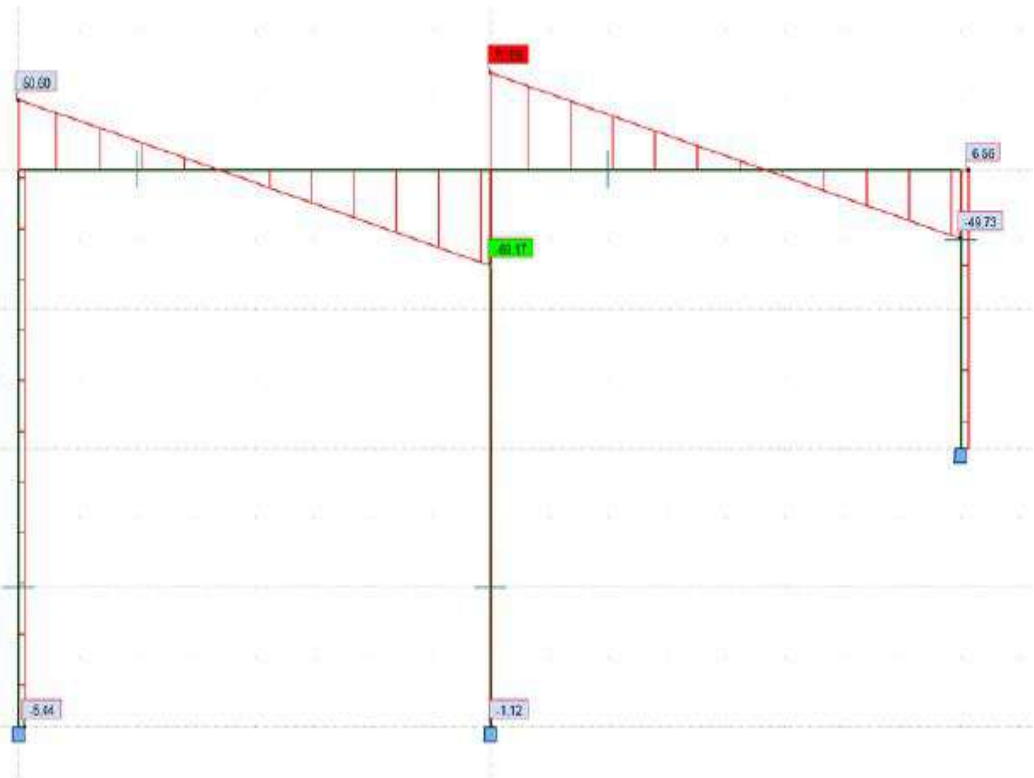


Figure 3.20 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 3ème cas du (ST3)

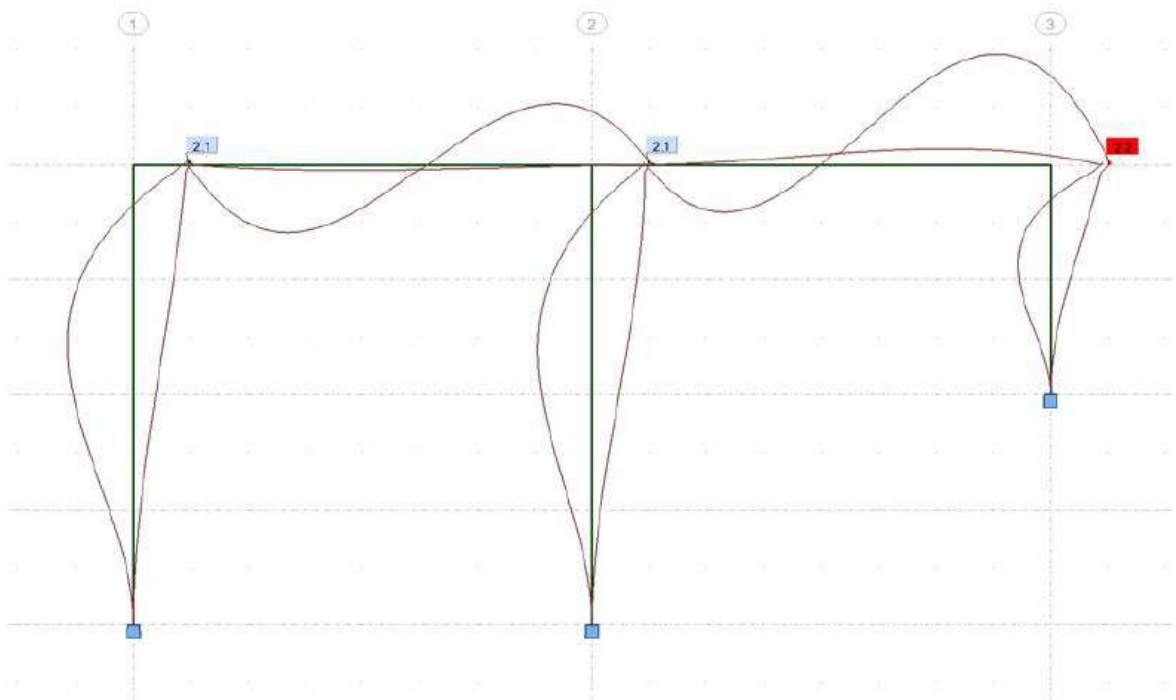


Figure 3.21 : Diagramme de déplacement pour le 3ème cas du (ST3)

4^{ème} CAS

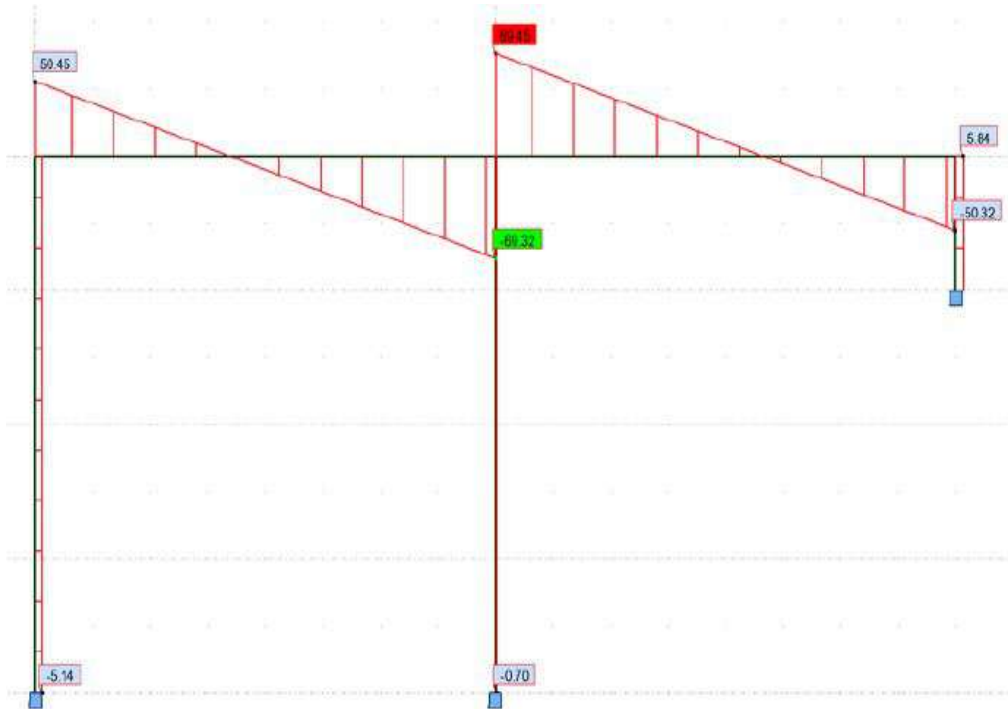


Figure 3.22 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 4^{ème} cas du (ST3)

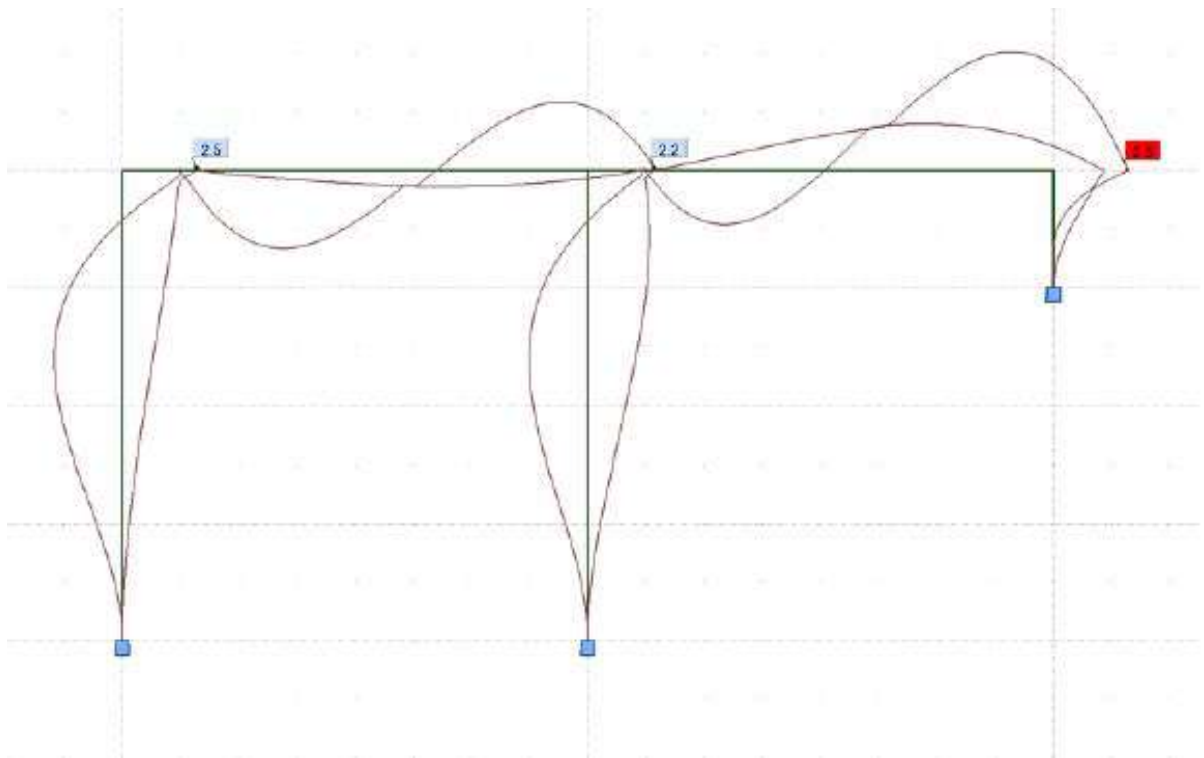


Figure 3.23 : Diagramme de déplacement pour le 4^{ème} cas du (ST3)

Structure ST4

Tableau 3.4 : Variation de l'effort tranchant par rapport à la position du poteau pour (ST4).

Effort Tranchant (KN)	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas	4 ^{ème} cas
P1	2.72	1.51	1.34	1.27
P2	3.39	1.86	1.59	1.84
P3	3.26	1.71	1.76	9.28
P4	3.39	2.09	9.27	1.84
P5	2.72	8.24	1.60	1.27

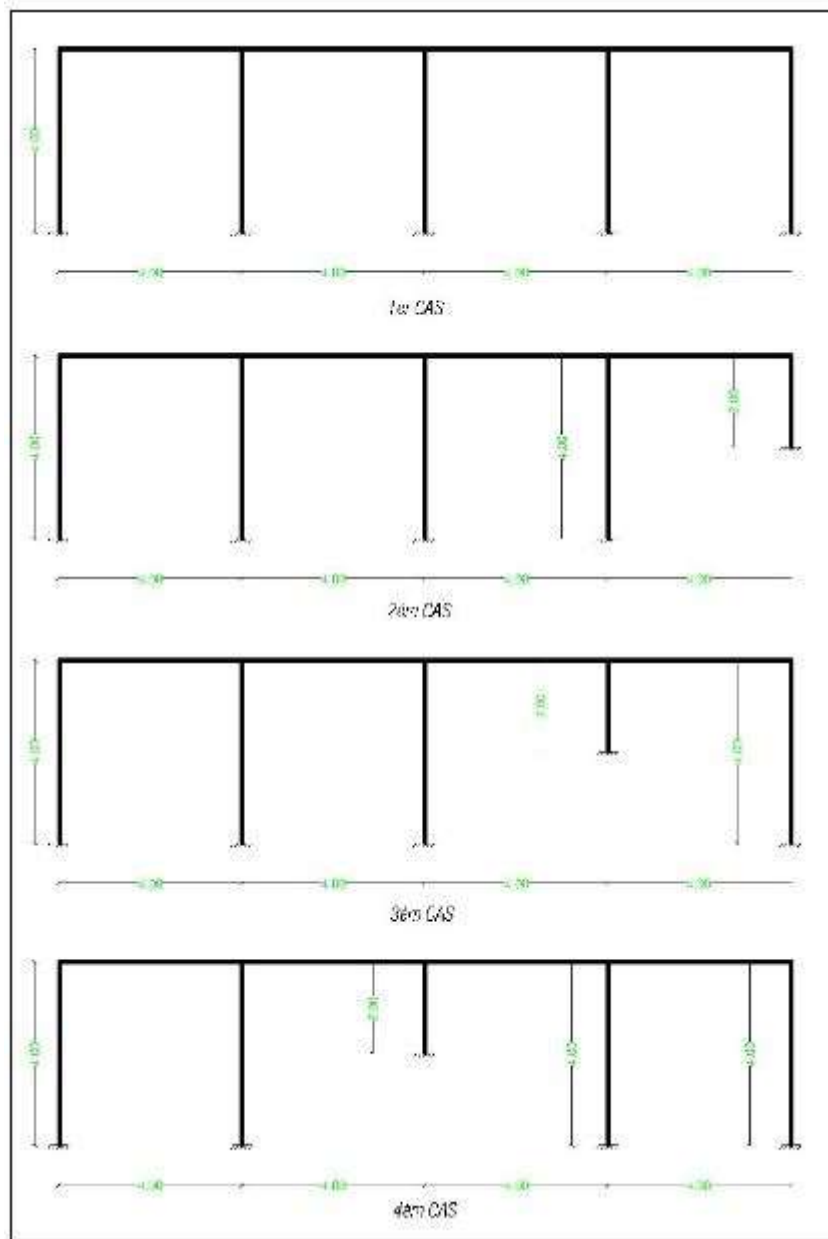


Figure 3.24 : Les différents cas choisis pour (ST4)

1^{er} CAS

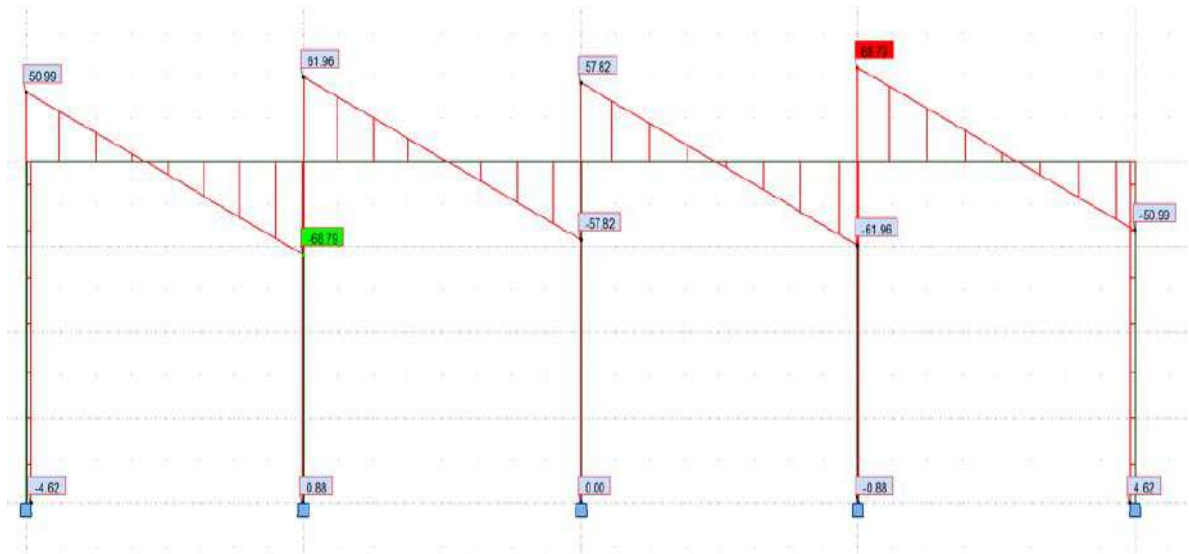


Figure 3.25 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 1er cas du (ST4)

2^{ème} CAS



Figure 3.26 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 2ème cas du (ST4)

3^{ème} CAS

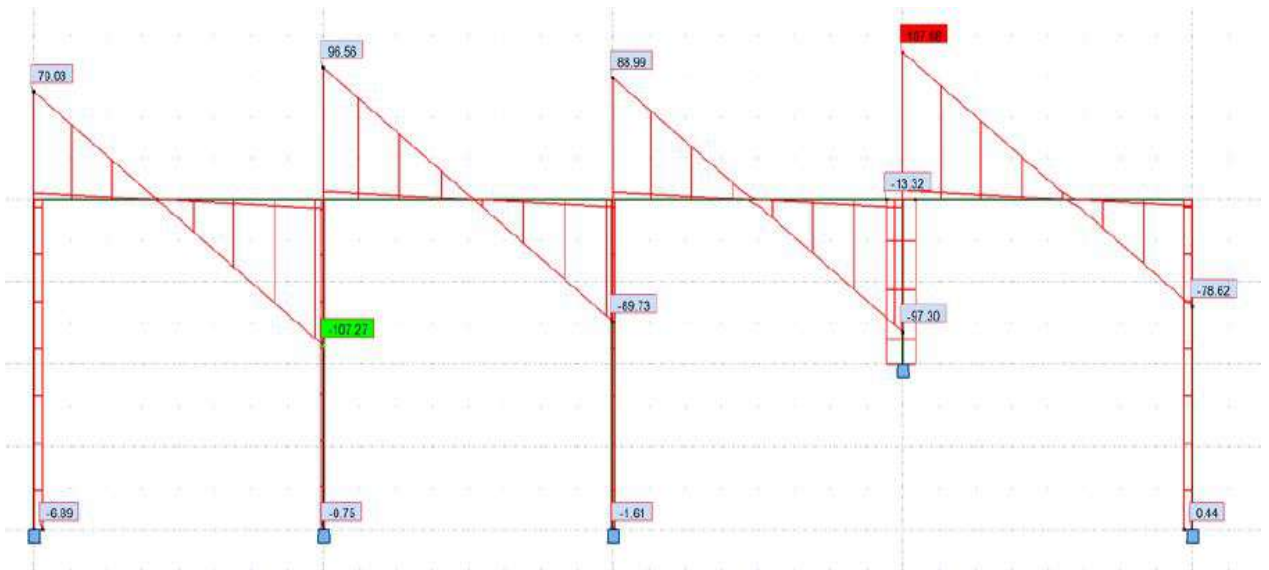


Figure 3.27 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 3^{ème} cas du (ST4)

4^{ème} CAS

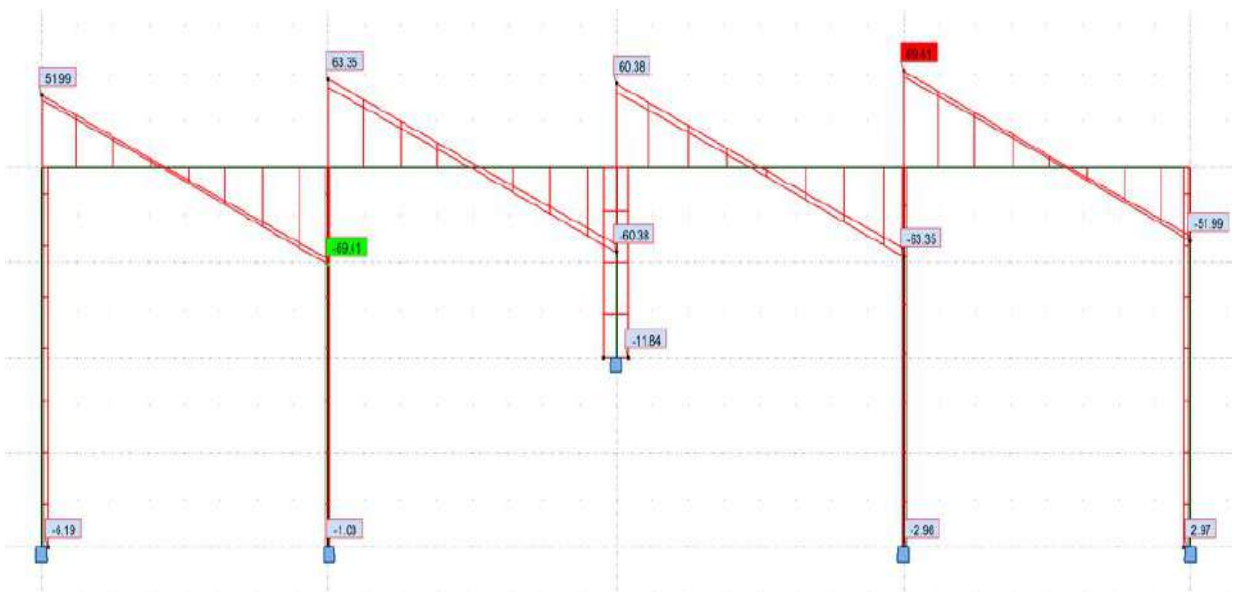


Figure 3.28 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 4^{ème} cas du (ST4)

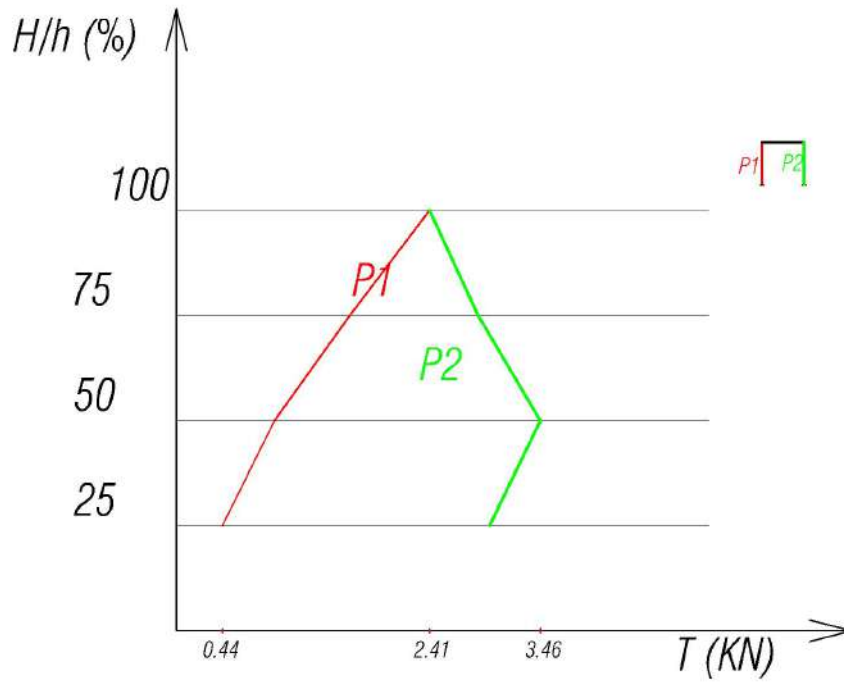


Figure 3.29 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST1)

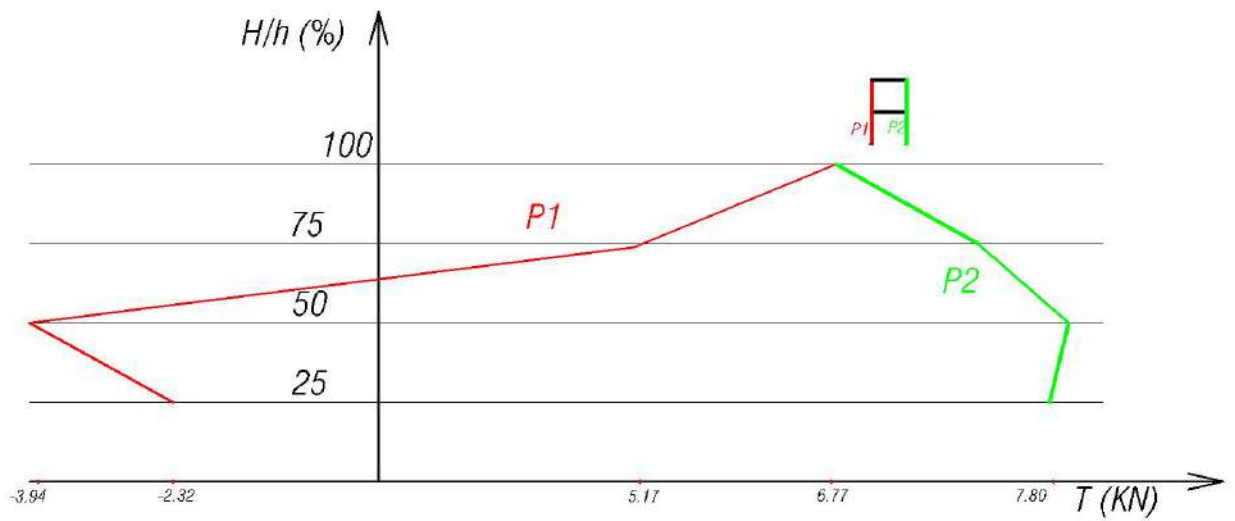


Figure 3.30 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST2)

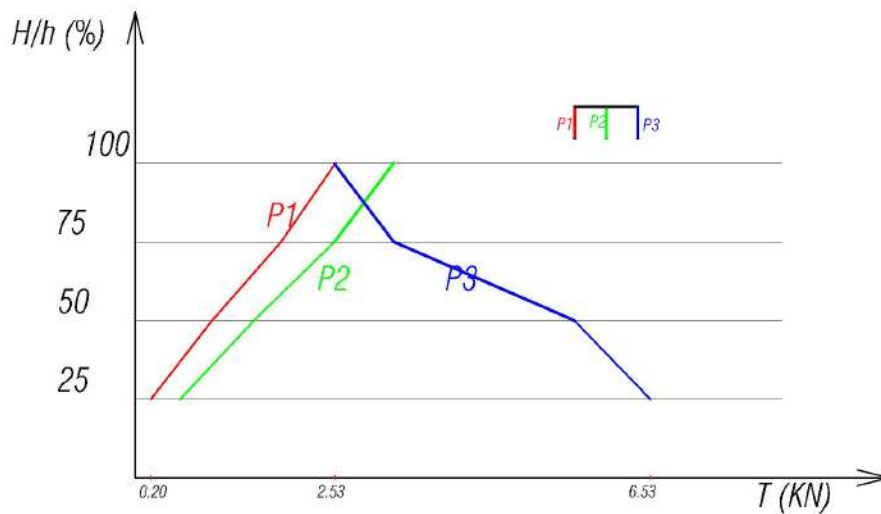


Figure 3.31 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (ST3)

3.5. Comparaison du résultant

D'après les tableaux précédent nous pouvons remarquer que :

A. ST1 : portique simple à une travée et un seul niveau :

- 2^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est 2 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 3^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 3 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 4^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 6 FOIS plus grand que dans le poteau P1.

B. ST2 : portique simple à une travée et deux niveaux :

- 2^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 2 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 3^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 10 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 4^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 15 FOIS plus grand que dans le poteau P1.

C. ST3 : portique simple à deux travées et un seul niveau :**C-1 : Poteau au milieu :**

- 2^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 2 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 3^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 5 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 4^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 6 FOIS plus grand que dans le poteau P1.

C-2 : Poteau de rive :

- 2^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est 2 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 3^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 4 FOIS plus grand que dans le poteau P1.
- 4^{ème} cas : L'effort tranchant dans le poteau P2 est plus de 6 FOIS plus grand que dans le poteau P1.

D. ST4 : portique simple à cinq travées et un seul niveau:

- Tous les cas : l'effort tranchant dans le poteau court est de 3 Fois plus grand par rapport au poteau du (1^{er} cas).
- 2^{ème} cas : l'effort tranchant dans les poteaux mitoyen au poteau court à une diminution de 33 % par rapport au poteau du (1^{er} cas).
- 3^{ème} cas et 4^{ème} cas : l'effort tranchant dans les poteaux mitoyen au poteau court à une diminution entre 41 % et 46 % par rapport au poteau du (1^{er} cas).

3.6. Conclusion :

La présence de poteaux courts constitue une discontinuité de rigidité et de déformation qui conduit à une concentration des efforts vers les poteaux courts plus rigides. Cette concentration des efforts conduit à un endommagement des poteaux courts qui peut être à l'origine d'un effondrement plus ou moins localisé.

- ✓ Il a été observé qu'il y a une relation entre la position du poteau court dans la structure et nombre de niveau & travées.
- ✓ Il a été observé que le nombre de niveau de la structure augmentent l'effort tranchant pour les poteaux courts.
- ✓ Il a été observé que l'effort tranchant du poteau P1 (poteau élancé) réduite jusque 20% entre le 1^{er} cas et la 4^{ème} cas.

Chapitre 4

Calculs des structures à poteaux courts.

4.1 Structure en portique en béton armé

4.1.1 Géométrie et configuration structurale

Le portique étudié fait partie d'un bâtiment (R+6) d'une hauteur totale de 21 m, régulier en plan et en élévation, implanté dans une zone de forte sismicité (Zone IIa). Le bâtiment est supposé encastrer à sa base.

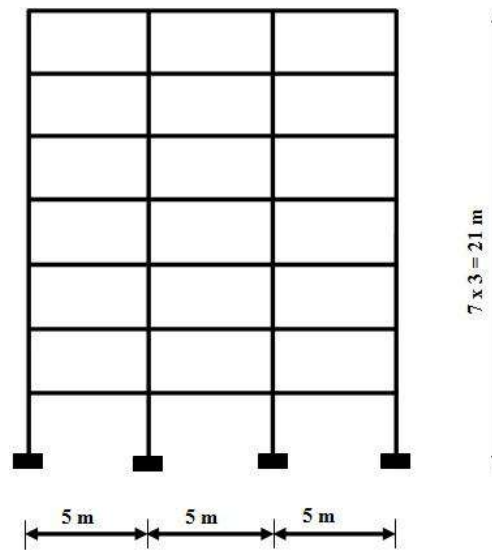


Figure 4.1 – portique étudié

Le bâtiment est à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4) cm, et représente la vue en élévation montrée par la figure 4.1 et la vue en plan montrée par la figure 4.2.

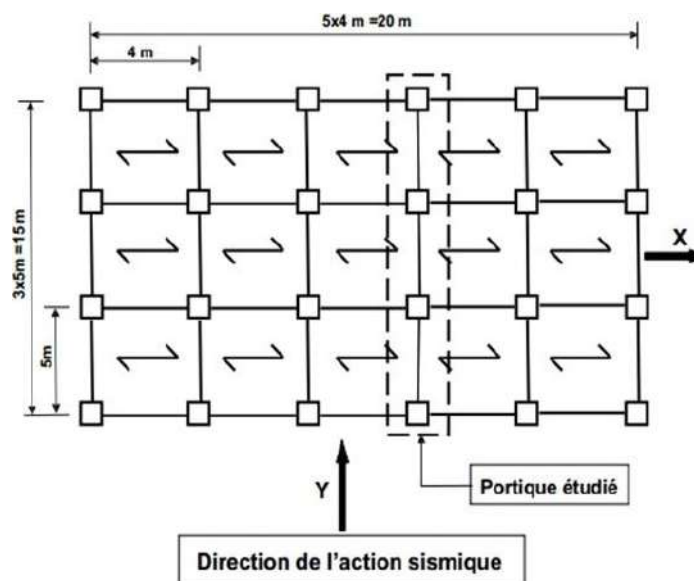


Figure 4.2 – Vue en plan du bâtiment comportant le portique étudié.

Cette vue en plan comporte cinq travées de 4 m dans la direction longitudinale (direction X-X, figure 4.2) et trois travées de 5 m dans la direction transversale (direction Y-Y, figure 4.2).

Le dimensionnement des sections des poutres et poteaux ainsi que leurs ferrailages sont obtenus après un calcul de dimensionnement du portique étudié que nous présentons au paragraphe suivant.

4.1.2 Dimensionnement du portique étudié

4.1.2.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux

4.1.2.1.1 Section des poutres :

Les poutres étudiées sont les poutres porteuses du bâtiment. Elles sont pré dimensionnées selon les formules suivantes :

$$L=15 \leq h \leq L=10 \quad (3.1)$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad (3.2)$$

L : La longueur de la poutre

b : La largeur de la poutre

N.B : les poutres secondaires de direction perpendiculaires au portique étudié sont aussi pré dimensionnées avec les mêmes relations (4.1) et (4.2), elles contribueront au calcul des masses sismiques du bâtiment.

4.1.2.1.2 Section des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en vérifiant la condition ci-après ou leur section de béton B_c est déterminée comme suit :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99/ version 2003 [18], § 7.4.31, stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitations d'ensemble dues aux séisme, l'effort

normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (3.3)$$

B_c : Section de béton du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas $f_{c28} = 25$ Mpa.

Autrement dit la section du béton, B_c , doit satisfaire la condition suivante :

$$B_c \geq \frac{|N_d|}{0.3 f_{c28}} \quad (3.4)$$

Ainsi, au stade de prédimensionnement de la section de béton (**Bc**) des poteaux, **Nd** doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, **1.35 G+1.5 Q**, obtenu par la descente de ces charges.

4.1.2.1.3 Prédimensionnement vérifiant le critère de formation des rotules plastique dans les poutres et pas dans les poteaux :

Après un prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux d'une part et après le calcul de leurs ferrailages d'une autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003 [18] relatif au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (3.5) et (3.6) suivantes, n'est pas satisfait. Ce critère conditionne la formation des rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept poteaux forts-poutres faibles.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|) \quad (3.5)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_e| + |M'_w|) \quad (3.6)$$

La figure 3.3 illustre les différents moments résistant définis dans les relations (3.5) et (3.6)

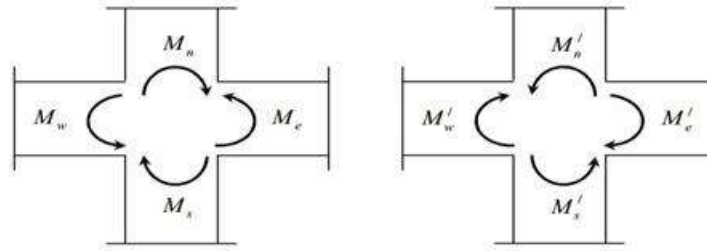


Figure 4.3 – Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.

Niveau	Section des poteaux	Section des poutres principales	Section des poutres secondaires
RDC			
1			
2			
3			
4			
5			
6			

Figure 4.4 – Dimensions des sections des poutres et des poteaux du portique étudié.

Les deux inéquations (3.5) et (3.6) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres que dans les poteaux. Pour que ces deux inéquations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentées à la figure 3.4 pour le portique étudié.

Les ossatures en portique constituant un système primaire de contreventement doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux, à la base de l'ossature, en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture) des bâtiments multi-étages et dans les bâtiments à un seul étage. L'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité [19].

4.1.2.2 Charges appliquées

4.1.2.2.1 Charges gravitaires :

Le bâtiment étudié est à usage d'habitation avec un plancher en corps creux de type (16+4) cm ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit [20]. :

Les charges permanentes (**G**) du plancher courant sont égales à 5.20 KN/m^2 et celles du plancher terrasse de 5.8 KN/m^2 .

Les charges d'exploitations (**Q**) du plancher courant sont évaluées à 1.5 KN/m^2 , celles du plancher terrasse de 1 KN/m^2 .

4.1.2.2.2 Charges sismiques :

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique comme illustré à la figure 3.5.

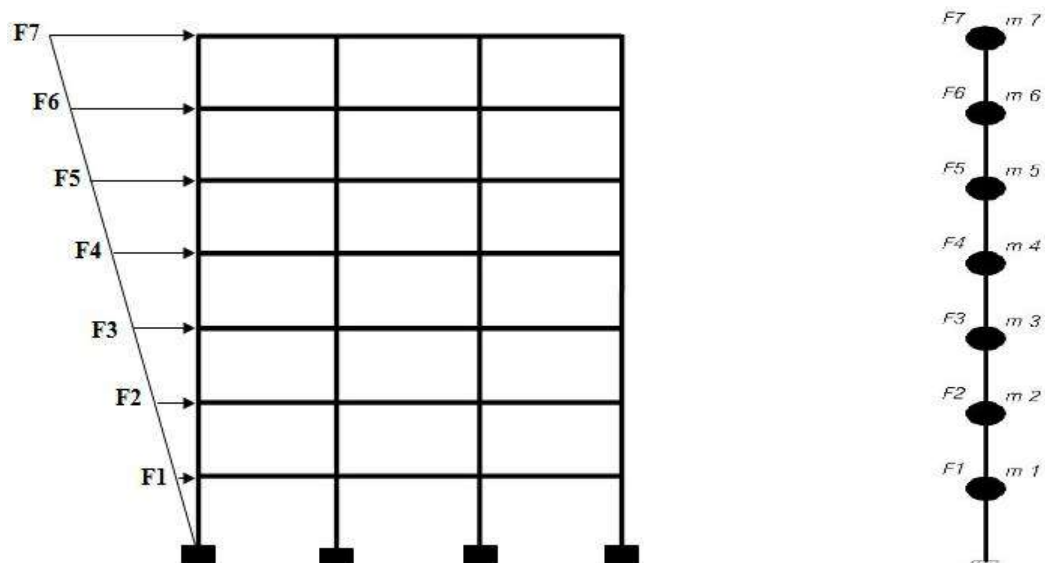


Figure 4.5 – Illustration schématique des forces sismiques appliquées aux différents niveaux du portique.

Ces forces sismiques agissant sur le portique, représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant ce portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur globale de ce dernier.

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base de l'analyse sismique modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel **ROBOT** [17] en utilisant comme action sismique le spectre de calcul défini dans le RPA99/version 2003 [18]. le bâtiment est supposé être localisé dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III selon le code parasismique RPA99/version 2003 [18]

a) Action sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donnée par le RPA99/ version 2003, qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

A : Coefficient de l'accélération de zone Dans notre cas, le bâtiment est supposé être du groupe d'usage 2, donc A = 0.25

η: Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 5 %

η est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \eta}} \geq 0.7 \tag{3.7}$$

ξ est le pourcentage d'amortissement critique.

Pour un portique en béton armé avec un remplissage danse ξ = 7 % , d'où ξ est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

Facteur de qualité Q : (RPA 99/ version 2003 le tableau – 4.3)

Il est donné en fonction de l'hyperstatique et de la surabondance du système. De ces symétries en plan de la régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

Q : facteur de qualité, donné par la relation suivante :

$$Q = \sum_1^6 P_q \tag{3.8}$$

Critère de qualité Q	Sens OX	Sens OY
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05 (N/Observé)	0.05 (N/Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05 (N/Observé)	0.05 (N/Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 (N/Observé)	0.10 (N/Observé)

Figure 4.6 – Détermination de facteur de qualité Q.

Sens OX : Q = 1.20

Sens OY : Q = 1.20

Ou

Dans notre cas, le site est de type S3 (sol meuble), d'où : T1 = 0.15 s et T2 = 0.50 s

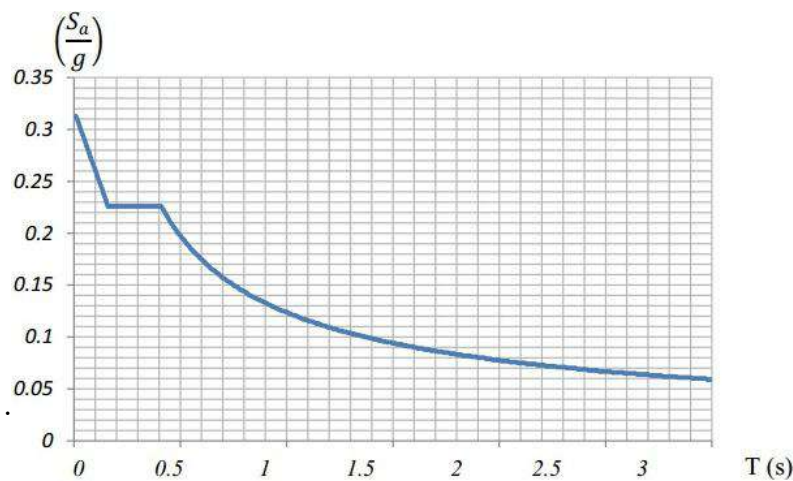


Figure 4.6 – Spectre de réponse de calcul [18]

b) Masses sismiques concentrées du bâtiment considéré :

La masse sismique concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit :

Au niveau i du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi} \tag{3.9}$$

Avec

M_{Gi} : Masse relative aux charges permanentes (G) ;

M_{Qi} : Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

β : Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, le bâtiment considéré sont à usage d'habitation, d'où $\beta = 0.2$ (RPA99/2003, Tableau 4.5) Les masses sismiques concentrées aux différents niveaux du bâtiment sont donnée à la figure 4.7

étage	Masse [kN]	Séisme sens X		Séisme sens Y	
		FX [kN]	UX [cm]	FY [kN]	UY [cm]
7	3503,11	1074,24	1.20	903,50	1.80
6	3466,40	1037,35	1.20	872,36	1.70
5	3619,48	945,55	1.20	797,88	1.50
4	3619,48	811,81	1.00	688,31	1.50
3	3790,57	639,23	0.70	548,11	1.10
2	3790,57	439,76	0.60	382,4	0.80
1	3790,57	211,48	0.40	191,3	0.60

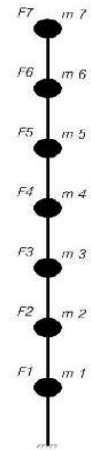


Tableau 4.7 – Masses sismiques du modèle brochette associées au bâtiment étudié et les valeurs des forces sismique.

c) Périodes et modes propres de vibration du bâtiment :

Les propriétés modales du bâtiment sont résumées dans la figure 4.8 ci-après. (RPA 99/ version 2003. Article 4.3.4) [18].

Les propriétés modales du bâtiment dans sa direction transversale				
Mode propre de vibration	X-X		Y-Y	
	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante α	Période propre de vibration T(s)	Pourcentage de masse modale participante α
Mode 1	0.49	77.17	0.64	75.45
Mode 2	0.16	11.48	0.2	11.87
Mode 3	0.09	4.85	0.1	5.33
		$\sum \alpha = 93.51 \%$		$\sum \alpha = 92.65 \%$

Figure 4.8 – Propriétés modales du bâtiment dans la direction X-X & Y-Y

4.2 Etude des poteaux :

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d’exploitations) et sismiques selon les combinaisons d’actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet, à savoir le code de calcul en béton armé BAEL [15] et le règlement parasismique Algérien RPA99/ version 2003 [18].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier utilisés sont :

Pour le béton : la contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

Pour l'acier : les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE400 de contrainte limite élastique $f_y = 400\text{Mpa}$

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrailage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35G+1.5Q
- ✓ G+Q
- ✓ G+Q+E
- ✓ G+Q-E
- ✓ 0.8G+E
- ✓ 0.8G-E

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$)

Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$)

Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$)

4.2.1 Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

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

$A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone III),

$A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

$A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

$\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone III.

La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone III).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

he : hauteur d'étage

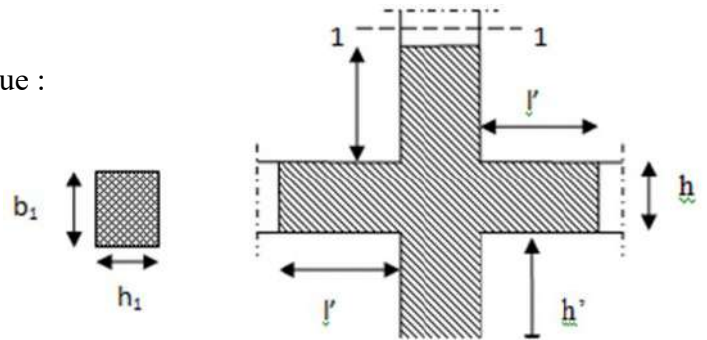


Figure 4.9. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.1. Armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC + 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55x55	24.20	121	181.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45x45	16.20	81	121.50
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	40x40	14.40	72	108

4.2.2 Les armatures transversales (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

Où : Vu : effort tranchant de calcul.

hl : hauteur total de la section brute.

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : Espacement entre les armature transversale tels que :

$$t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm}) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$t \leq 15\phi_l \rightarrow \text{en zone courante.}$$

ϕ_l → diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

a) $\rho_a = 2,5 \rightarrow$ si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g : l'élançement géométrique) ;

b) $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

- La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ $A_t/t \cdot b_1$ en % est donné comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% (t \times b_1)$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% (t \times b_1)$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

4.3 Sollicitations de calcul :

4.3.1. Première partie : cas d'un vide sanitaire.

a) Introduction

On considère Trois cas dans l'analyse, chaque cas correspond à un certain nombre de poteaux courts disposés au premier étage du bâtiment :

- Cas1: Pas de Poteau courts.
- Cas2: Tous les poteaux sont réduits à la moitié de leur longueur.
- Cas3: Tous les poteaux sont réduits à la (h/4) de leur longueur.

Les diagrammes des sollicitations M, N, T des trois cas en faisant varier certains paramètres tels que :

1. Portique nu.
2. Portique avec voile en béton.

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT Version 2018 [17], les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Hauteur du poteau	Nmax		Mcorr		Nmin		Mcorr		Mmax		Ncorr	
	N (KN)		M (KN.m)		N (KN)		M (KN.m)		M (KN.m)		N (KN)	
0.75	934.48		34.40		532.66		75.95		75.95		532.66	
1.50	932.64		59.08		539.18		69.60		69.60		539.18	
3.00	928.83		16.64		550.77		81.35		81.35		550.77	
0.75	456.49		13.69		385.67		13.40		48.32		438.74	
1.50	385.67		13.69		385.67		13.40		40.67		392.47	
3.00	367.01		44.76		362.60		20.48		44.76		367.01	

Tableau 4.2 – Sollicitations dans les poteaux.

b) Calcul du ferrailage

b.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d-d') - M_{ua}$$

Cas	Niveau	Sections	N (KN.m)	M (KN)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Barres
1^{er} cas	0.75	55 × 55	934.48	34.40	26.68	9.80	28.64	4HA20+8HA16
	1.50	55 × 55	932.64	59.08	22.14	9.80	25.12	8HA20
	3.00	55 x 55	928.83	16.64	16.76	9.80	20.60	4HA20+4HA16
2^{ème} cas	0.75	55 × 55	456.49	13.69	7.96	9.80	16.08	8HA16
	1.50	55 × 55	385.67	13.69	6.37	9.80	12.06	6HA16
	3.00	55 x 55	367.01	44.76	5.94	9.80	9.24	6HA14

Tableau 4.3 – Les armatures longitudinale dans les poteaux.

b.2 Ferrailage transversal :

Soit :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Longueur de recouvrement :

Lr= 40 φ_{max} → Lr=56 cm

Espacement :

- Dans la zone nodale : $t \min (10\phi l , 15 \text{ cm}) = \min (14 ; 15) \quad t = 10\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \ 15\phi l = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \quad t = 15\text{cm}$

Les résultats de ferrillage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Cas	hauteur	Sections	Lf (m)	V (KN)	A (cm ²)	ARPA(cm ²) Nodale	A _{adp} (cm ²) Courante	Barres
Portique sans voile	0.75	55 x 55	0.525	90.1	3.63	4.40	6.60	9 HA10
	1.50	55 x 55	1.05	49.83	2	4.40	6.60	9 HA10
	3.00	55 x 55	1.82	34.6	1.40	1.65	2.475	6 HA10
Portique avec voile	0.75	55 x 55	0.525	51.78	2.08	4.40	6.60	9 HA10
	1.50	55 x 55	1.05	31.40	1.30	4.40	6.60	9 HA10
	3.00	55 x 55	1.82	38.28	1.53	1.65	2.475	6 HA10

Tableau 4.4 – Les armatures transversales dans les poteaux.

c) Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N, M et T)

Portique nu.

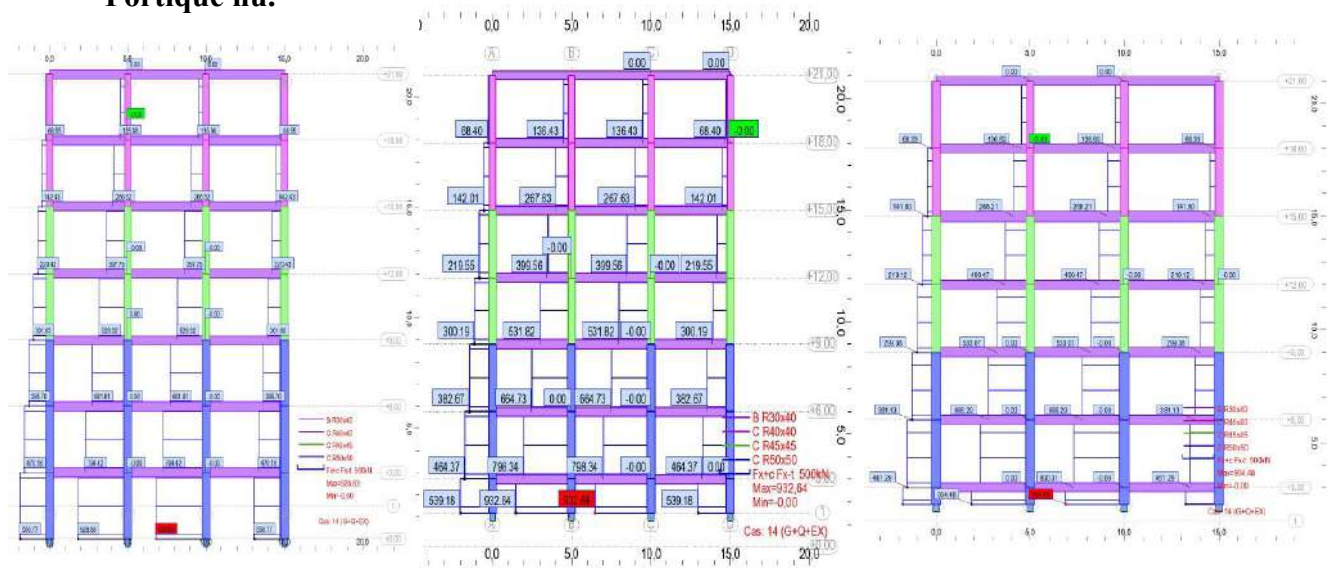


Figure 4.10 : Diagramme de l'effort normale pour le 1^{er} ; 2^{em} et 3^{em} cas.

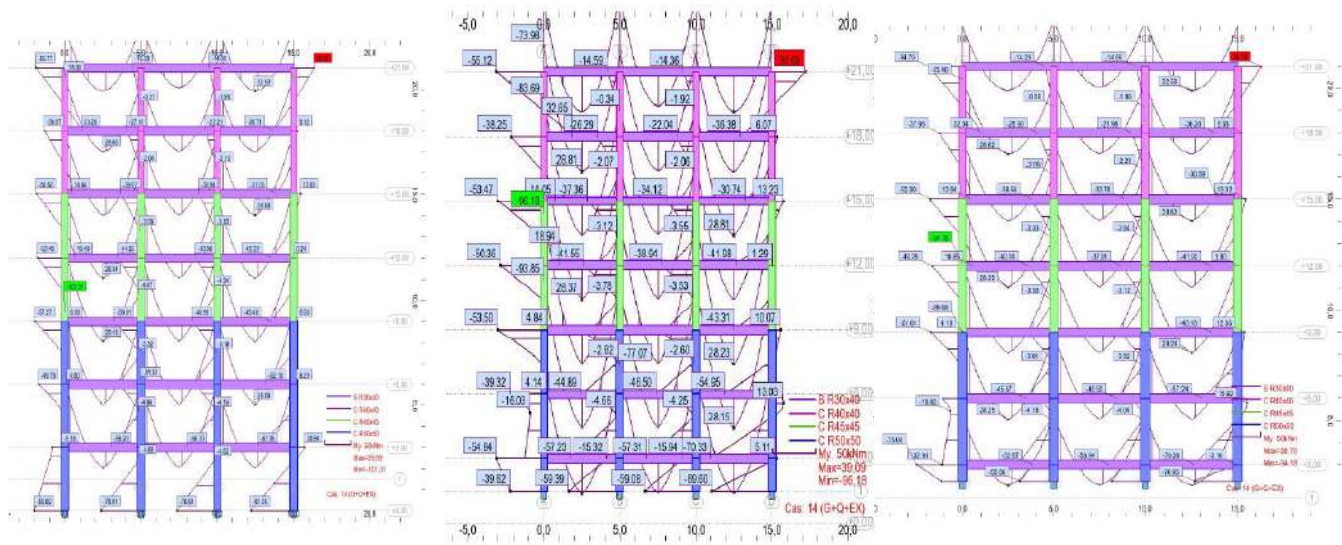


Figure 4.11 : Diagramme de moments fléchissant pour le 1^{er} ; 2^{em} et 3^{em} cas

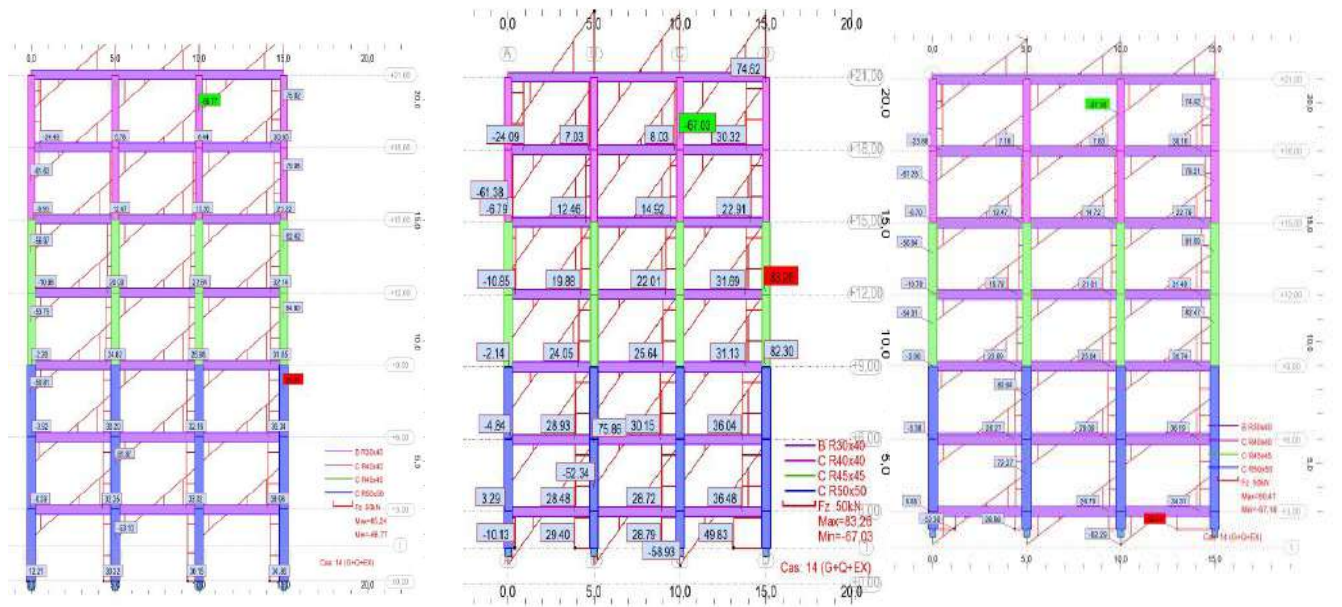


Figure 4.12 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 1^{er} ; 2^{em} et 3^{em} cas

d) Comparaisons entre le portique nu et le Portique voile périphérique

hauteur	Sans voile			Avec voile			%		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T
0,75	934,48	75,04	90,41	455,75	18,23	36,45	51,22	75,7	59,68
1,5	932,64	54,84	49,83	385,15	13,47	13,51	58,70	75,43	72,88
3	928,83	24,67	34,86	361,75	12,55	13,33	61,05	49,12	61,76

Tableau 4.5. Comparaison des sollicitations entre portique nu et portique avec voile.

Il est observé du tab.4.7 qu'après l'ajout d'un voile périphérique une diminution de l'effort normale quand il y a un portique nu de 51.22 % à 61.05 %.

Les portiques nus présentent une augmentation importante en termes de moment de flexion maximal de 49.12 % à 75.70 %.

Les portiques avec voile présentent une réduction importante en terme effort tranchant par rapport au portique avec voile de 59.68 % à 72.88 %.

e) Effets de la résistance à la compression du béton

Dans ce cas, la charge de ruine du poteau est comparée en faisant à la varier la résistance compression du béton de 20 à 50 N/mm².

Dans ce cas, la hauteur reste constante et la résistance du béton est changée. Comme il a été vu précédemment, une courbe de résistance 25 MPa enveloppe la courbe de résistance 20 MPa et ainsi de suite. Chaque fois que la résistance augmente la courbe se déplace vers l'extérieur.

Hauteur (mm)	F _{c28} (N/mm ²)				
	20	25	30	40	50
750	18.257	17.810	17.540	17.22	17.045
1500	16.784	16.410	16.186	15.910	15.766
3000	14.622	14.340	14.176	13.970	13.850

Tableau 4.6. Effets de la variation de la section d'acier sur la résistance de compression du béton.

Il a été observé que en terme de valeur de la section d'acier avec des résistances caractéristiques = 20 N/mm² et =30 N/mm² est de l'ordre de 2.45%, par contre avec des résistances caractéristiques =20 N/mm² et =50 N/mm² est de l'ordre de 6.63%.

Donc l'influence de l'augmentation de la hauteur du poteau avec l'augmentation de la résistance du béton est presque négligeable vis-à-vis du moment de flexion maximal.

4.3.2. Deuxième partie : Influence du positionnement du poteau court dans la structure :

a) Introduction

On considère quatre cas dans l'analyse, chaque cas correspond à un certain nombre de poteaux courts disposés au premier étage du bâtiment :

- Cas1: Cas initial pas de poteaux courts.
- Cas2: Poteau axe (A/1) est réduits à la moitié de leur longueur.
- Cas3: Poteau axe (B/1) est réduits à la moitié de leur longueur.
- Cas4: Poteau axe (B/2) est raccourcis à la moitié de leur longueur.

La conception d'un poteau consiste à trouver une section transversale qui supporte de manière satisfaisante à la fois un effort axial et un moment de flexion. Le présent chapitre présente les diagrammes des sollicitations M, N, T des quatre cas.

b) Diagramme des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N, M et T)

b.1). 1^{er} cas : Portique A

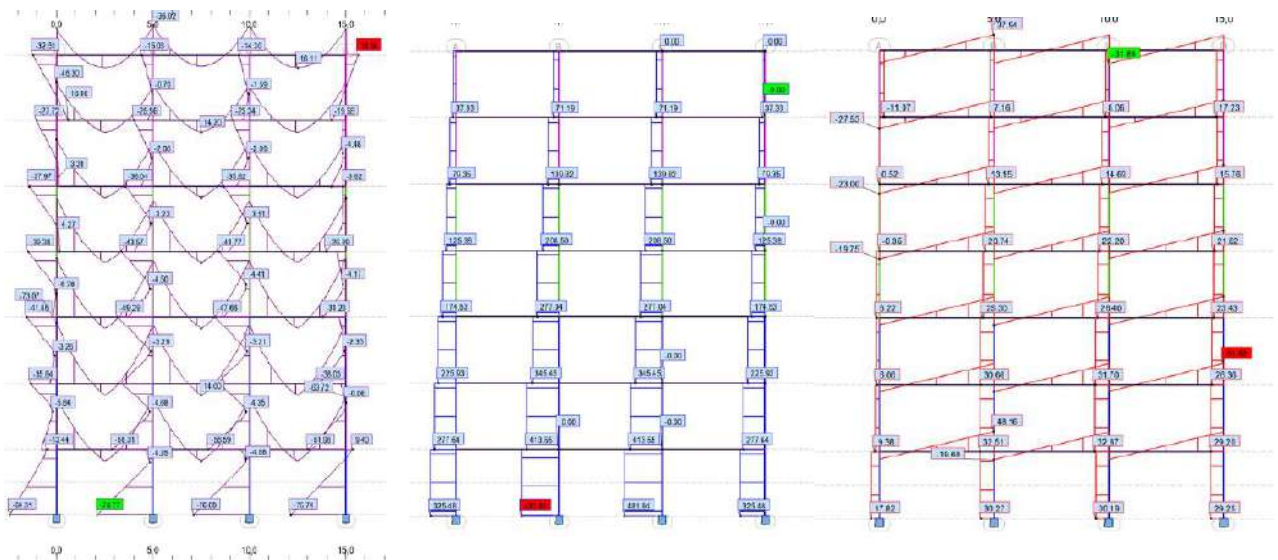


Figure 4.13 : Diagramme de (M, N, T) pour le 1^{er} cas

b.2). 2^{em} cas : Portique A

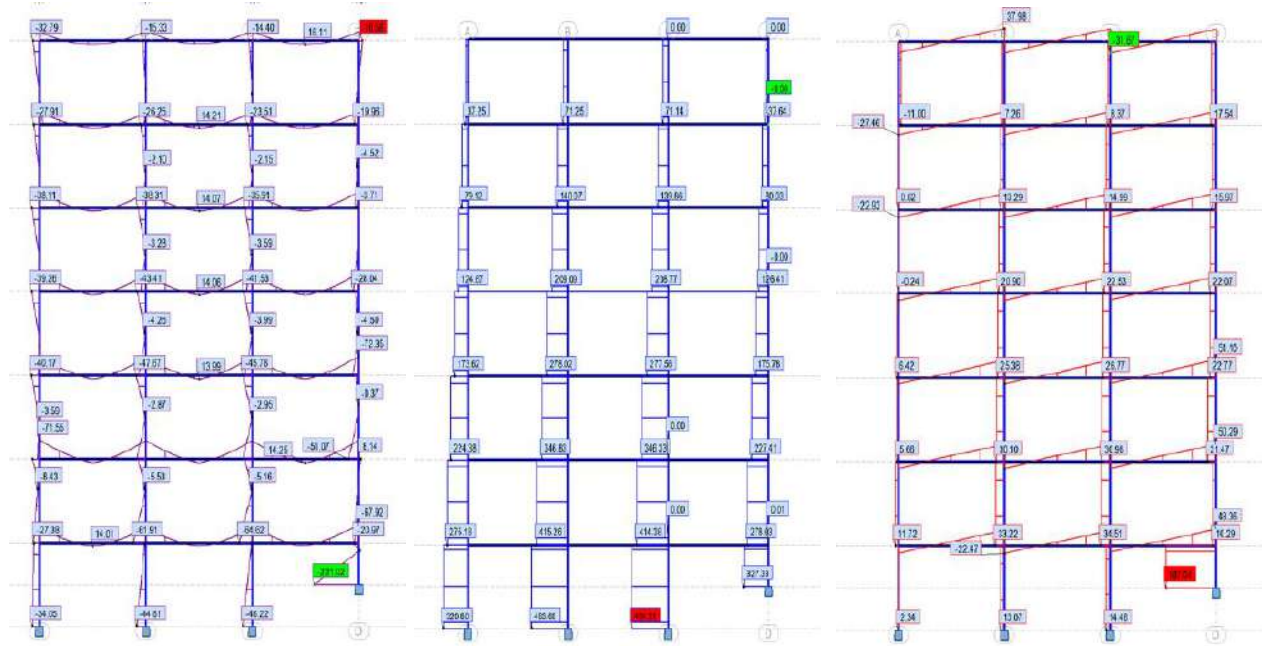


Figure 4.14 : Diagramme de (M, N, T) pour le 2^{em} cas

b.3). 3^{em} cas : Portique A

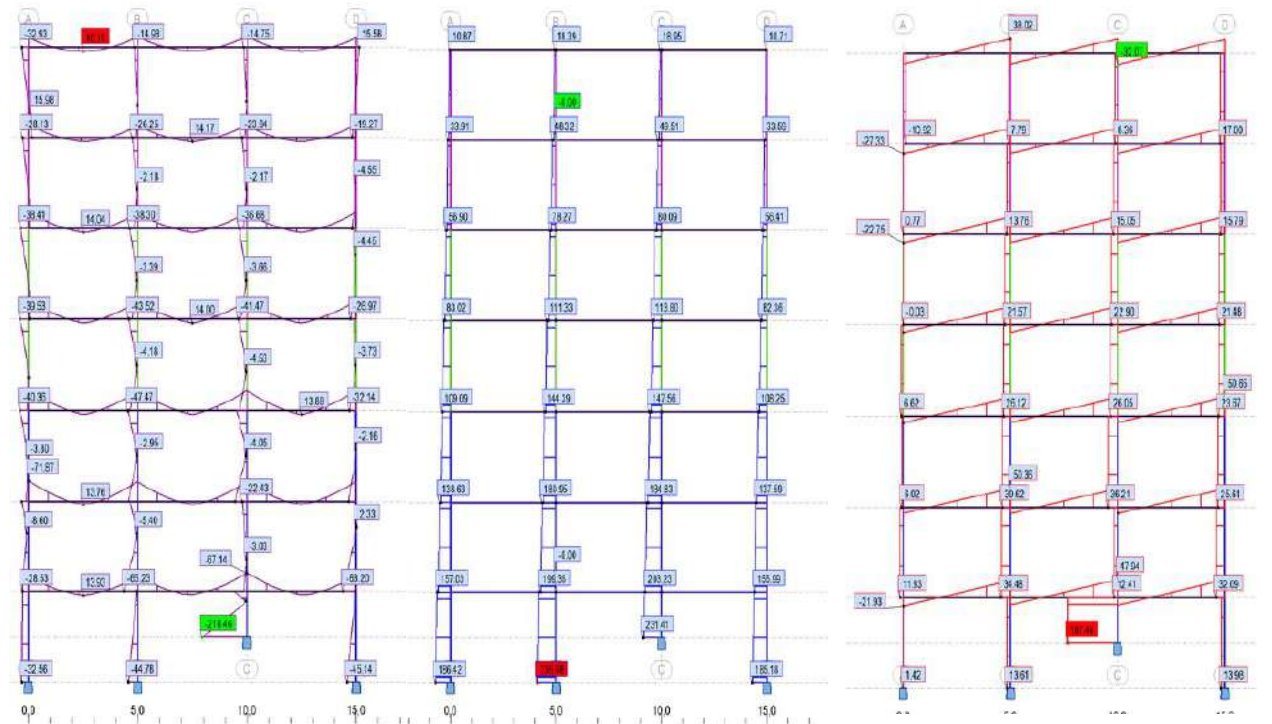


Figure 4.15 : Diagramme de (M, N, T) pour le 3^{em} cas

b.4). 4^{em} cas : Portique B

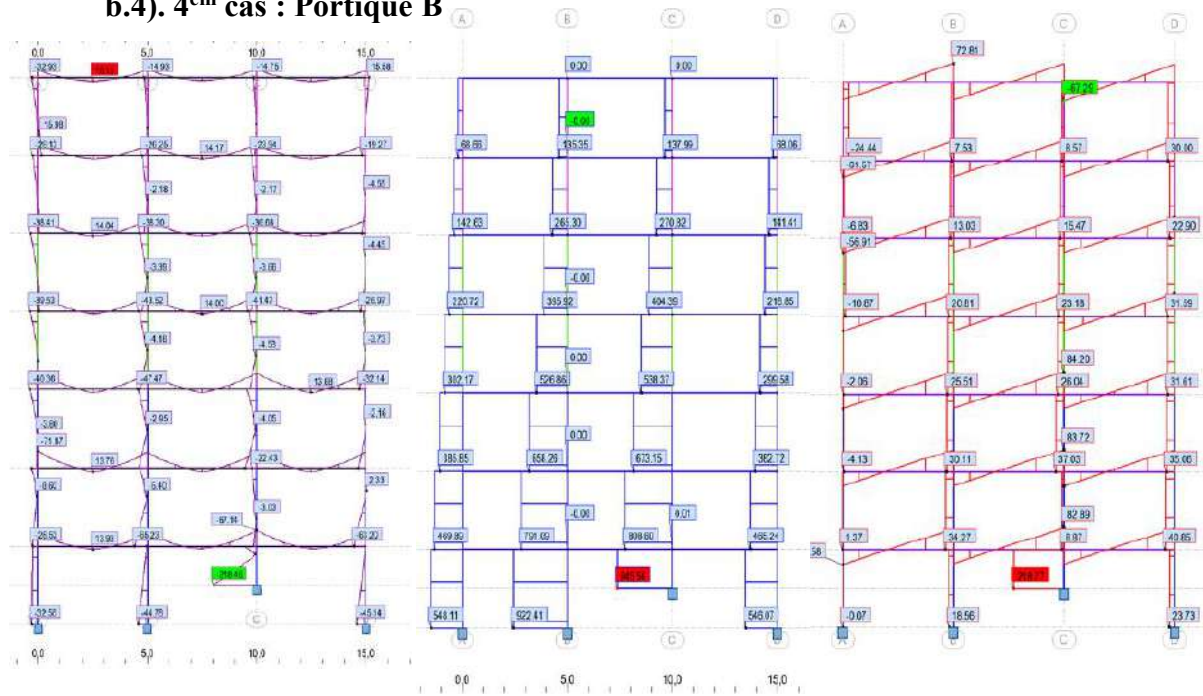


Figure 4.16 : Diagramme de (M, N, T) pour le 4^{em} cas

c) Résultats des moments fléchissant et l'effort normal et tranchant (N, M et T)

b.1). 1^{er} cas : Portique A

1 ^{er} CAS	p1	p2	p3	p4
N [kN]	325,48	481,84	481,84	325,48
T [kN]	17,82	30,27	30,19	29,25
M [Kn,M]	64,31	76,77	76,65	75,74

Tableau.4.7. Sollicitation (N, M, T) pour cas initiale pas de poteaux courts (portique axe A)

b.2). 1^{er} cas : Portique B

1 ^{er} CAS	p1	p2	p3	p4
N [kN]	546,51	928,59	927,16	546,47
T [kN]	0,83	15,81	15,47	21,84
M [Kn,M]	32,71	49,38	48,05	55,38

Tableau.4.8. Sollicitation (N, M, T) pour cas initiale pas de poteaux courts (portique axe B)

b.3). 2^{ème} cas : Portique A

2 ^{ème} CAS	p1	p2	p3	p4
N [kN]	320,8	483,6	484,31	276
T [kN]	2,34	13,07	14,48	187,94
M [Kn,M]	34,05	44,81	46,22	221,02

Tableau.4.9. Sollicitation (N, M, T) pour 2^{ème} cas pour (portique axe A)**b.4). 3^{ème} cas : Portique A**

3 ^{ème} CAS	p1	p2	p3	p4
N [kN]	320,79	460,9	491,15	321,09
T [kN]	1,42	13,61	187,44	13,98
M [Kn,M]	32,56	44,78	218,46	45,14

Tableau.4.10. Sollicitation (N, M, T) pour 3^{ème} cas pour (portique axe A)**b.5). 4^{ème} cas : Portique B**

4 ^{ème} CAS	p1	p2	p3	p4
N [kN]	548,11	922,41	945,56	546,07
T [kN]	0,07	18,56	218,77	23,73
M [Kn,M]	34,81	53,45	249,01	58,62

Tableau.4.11. Sollicitation (N, M, T) pour 4^{ème} cas pour (portique axe B).**4.4. Conclusion**

A. Il est observé du tab.4-9 et entre tab.4-11 et 4-12 que :

1. En terme effort normale une diminution quand il y a une réduction de la hauteur du poteau à l'ordre de 15.20 % pour portique A et plus de 2 % pour portique B.
2. Le moment de flexion dans les poteaux courts est de **2 Fois** plus grands par rapport au cas initial.
3. L'effort tranchant dans les poteaux courts est de **6 Fois** plus grand que le poteau élancé.

B. Il est observé du tab.4-10 et tab.4-13 que :

1. En terme effort normale une diminution quand il y a une réduction de la hauteur du poteau à l'ordre de 2 %.
2. Le moment de flexion dans les poteaux courts est de **5 Fois** plus grands par rapport au cas initial.
3. L'effort tranchant dans les poteaux courts est de **14 Fois** plus grand que le poteau élancé.

Chapitre 5

Conclusion et perspective.

5.1 Rétrospective

L'objectif de notre travail était de comprendre le comportement sismique des structures en portiques en béton armé en tenant compte de l'effet des poteaux courts, notamment l'influence du voile en béton armé sur la réponse sismique de la structure.

Pour cela, on a considéré un portique appartenant à un bâtiment en (R+6) de forme régulière en plan et en élévation, dimensionné selon les règlements RPA99/Version 2003 et le BAEL91, par la suite, on a mené des analyses statiques, sous l'action des forces sismiques horizontales croissantes d'une façon monotone sur ce portique.

Pour comprendre l'impact des poteaux courts, on a effectué des analyses sur les portiques suivants :

- Portique nu (sans voiles)
- Portique avec voile en béton.
- Portique avec mezzanine.

Et pour mettre en évidence l'influence de la hauteur du poteau, on a mené des analyses sur le même portique et avec une réduction à la moitié et l'quarte de leur hauteur.

5.2 Conclusions principales

5.2.1. Effets de l'élanement " λ "

- L'augmentation de la hauteur (H) du poteau montre une augmentation de l'élanement $\lambda \geq 35$.
- L'influence de diminution de la hauteur d'un poteau, est d'un effet considérable que ce soit pour le moment de flexion maximal et pour l'effort tranchant.
- La ruine des poteaux courts se fait par écrasement ou par défaillance des matériaux contrairement aux poteaux élancés où la ruine est due à la perte de la stabilité.
- La charge de ruine augmente lorsque la hauteur du poteau diminue.

5.2.2. Effets de l'ajout d'un voile en béton

L'influence des voiles en béton dans les portiques, est d'un effet considérable en termes de moments et effort tranchant par rapport au portique nu (sans voile) est de l'ordre de 49%.

5.2.3. Effets de la résistance à la compression du béton

Il a été observé que en terme de valeur de la section d'acier avec des résistances caractéristiques = 20 N/mm² et =30 N/mm² est de l'ordre de 2.45%, par contre avec des résistances caractéristiques =20 N/mm² et =50 N/mm² est de l'ordre de 6.63%.

Donc l'influence de l'augmentation de la hauteur du poteau avec l'augmentation de la résistance du béton est presque négligeable vis-à-vis du moment de flexion maximal.

5.3 Recommandations

Pour les pièces courtes il n'y a pas de risque de rupture par flexion. Il y a plutôt le risque d'épuisement de la résistance à l'effort tranchant (écrasement du béton sous une force de compression oblique) puisque la longueur critique s'étend sur toute la longueur du poteau. Donc on doit renforcer l'armature transversale (pas l'armature longitudinale).

Vu les dommages subis par les structures en portiques avec poteau courts, et leur vulnérabilités dans les zones sismiques, on préconise de passer à autre système structural comportant, c'est d'assurer des contreventements par voiles ou par palées. Si cette solution n'est pas possible, il faut respecter la quantité d'armatures transversales minimale (fonction de l'élançement géométrique) exigée par les codes parasismique (pour le RPA il s'agit de l'article 7.4.2.2). Il faut aussi remarquer que la "contrainte limite de cisaillement dans le béton" est réduite pour les pièces courtes (0.075f_{c28} pour les pièces élancées, 0.04f_{c28} pour les pièces courtes "voir article 7.4.3.2 du RPA").

5.4 Perspectives

C'est un sujet vaste, les poteaux court mal conçus c'est une grande menace à long terme, il faut les éviter, actuellement les recherches en génie parasismique se concentrent pour comprendre réellement la zone dissipative sollicitée par un grand effort tranchant.

Bibliographie

- [1] Collection Technique Cimbéton, conception des immeubles d'habitation collective en béton armé.
- [2] P. BALENDIER, Sismologie appliquée, A l'usage des architectes et ingénieurs, 2004.
- [3] Göran Ekström, Meredith Nettles et Victor C. Tsai, Seasonality and Increasing Frequency of Greenland Glacial Earthquakes ; Science 2006-03-24 ; pp 1756-1758 .
- [4] Documents pédagogiques de l'EOST ; les catégories de séismes
- [5] Les Séismes. Planète Terre, Université Laval, Québec .
- [6] Bombs may have caused quake [archive], 6 mars 2002.
- [7] A.PLUMIER, Technique de l'ingénieur, séismes et bâtiment-analyse des constructions, 2014.
- [8] Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
- [9] J F. GARCIA, Rapport final de PFE, Elaboration d'une Méthode d'évaluation de la vulné-rabilité sismique des bâtiments, 2007.
- [10] D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES BATIMENTS. 2015/2016. Master : Génie Civil : Structure : Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [11] Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques. 28/12/2014. Magister : Génie Civil : Structure et Matériaux: Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU.
- [12] Victor DAVIDOVICI. Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 rapport préliminaire. PARIS : DYNAMIQUE CONCEPT, 2003,56.
- [13] Pierre MOUROUX / Mohamed BELAZOUGUI.LE SEISME DU 21 MAI 2003 EN ALGERIE (Rapport préliminaire de la mission AFPS), 2003, 92.
- [14] Albert Fuentes, 2005, Béton Armé : Fissuration-Flèches, Redistribution d'efforts et Formation des Mécanismes de Ruptures, OPU.
- [15] BAEL 91, 1992, Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles
- [16] Chanti Amar, 2000, Calcul Dynamique des Structures : Interprétation des Logiciels de Calcul, OPU.
- [17] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018, version : 31.0.0.6125,
- [18] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), DTR B C 2 48, Centre

National de Recherche Ap-pliquée en Génie Parasismique, Algérie.

- [19] Règles de conception, et de calcul des structures en béton arme C.B.A. 93, DTR – B.C. 2-41, Centre National de Recherche Ap-pliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [20] Charges permanentes et charges d'exploitation, DTR – B.C. 2.2, Centre National de Recherche Ap-pliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [21] M. Belazougui, 2000, Le Béton Armé aux Etats Limites, OPU, Alger.