

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté de Génie de la Construction
Département de génie civil.



En vue d'obtention du diplôme de Master
Académique,
Option : Construction Métallique

Thème

Influence de contreventement dans
le portique en charpente métallique
sous charge horizontale

Proposé et dirigé par :
Mr .BOUAFIA
Mr .BOUADJELA Sofiane

Réalisé par :
Youcef

Promotion 2014-2015

Remerciements

Tout d'abord je remercie ALLAH, le tout puissant, le Miséricordieux, qui m'a donné l'opportunité de mener à bien ce travail.

*Je tiens à remercier mon promoteur **Mr.BOUAFIA Youcef**, pour l'orientation, la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité. Je le remercie aussi pour sa gentillesse et sa disponibilité.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury qui me fait l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation et le personnel de l'institut de génie civil veillent trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Un grand remerciement à ma famille, notamment à mon père, ma mère et mon Grand frère et mes sœurs pour leurs précieuses prières et leurs encouragements durant la préparation de ce mémoire et durant mes études universitaires.

Merci à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce projet.

Enfin, ces remerciements ne seraient pas complets sans mentionner toute la promo master 2. 2015 et mes amis (es) de génie civil de L'UMMTO.

Bouadjela Sofiane

Merci 

Sommaire :

Introduction générale

Introduction générale et problématique.....1

Chapitre I : Etude bibliographique

I.1 Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Type de contreventements des structures métalliques.	Erreur ! Signet non défini.
I.2.1 Les portiques auto-stables :.....	Erreur ! Signet non défini.
I.2.2 Les portiques avec triangulation centré :	Erreur ! Signet non défini.
A) Les ossatures à triangulation diagonale :	Erreur ! Signet non défini.
B) Les ossatures à triangulation en V et V inversé :	Erreur ! Signet non défini.
C) Les ossatures à triangulation en K :	Erreur ! Signet non défini.
I.2.3 Les portiques avec triangulation excentré :	Erreur ! Signet non défini.
I.3 Clarifications sur la conception portiques auto-stables et palées en triangulation centrées en X :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Les portiques auto-stables :	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2 Palées en triangulation en X :	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Définition et rôle d'un assemblage:.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1 Caractérisation des assemblages structuraux en construction métallique selon l'EC3 :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2 Différentes formes d'assemblage rencontrées en C.M :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.3 Modes d'assemblages :	Erreur ! Signet non défini.
A)-le rivetage :	Erreur ! Signet non défini.
B)-le boulonnage:	Erreur ! Signet non défini.
C)-le soudage :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.4 Fonctionnement des assemblages:	Erreur ! Signet non défini.
a)- Fonctionnement par obstacle:	Erreur ! Signet non défini.
b)- Fonctionnement par adhérence:	Erreur ! Signet non défini.
c)- Fonctionnement mixte:	Erreur ! Signet non défini.
I.4.5 Les différentes configurations d'assemblages poutre-poteau utilisés en C.M :	Erreur ! Signet non défini.
a)-Soudé :	16
b)-Boulonné avec platine et boulons :	16

Sommaire :

c)-Boulonné avec
cornière :**Erreur ! Signet non défini.**

I.4.6 Classification d'assemblage du type poutre-poteau : **Erreur ! Signet non défini.**

I.4.7 Precautions constructives:.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II : Généralités et comportement mécanique des aciers

II. Introduction.....**Erreur ! Signet non défini.**

II.1 Aciers :**Erreur ! Signet non défini.**

II.1.1Présentation :**Erreur ! Signet non défini.**

II.1.2 Principaux avantages des constructions en acier :**Erreur ! Signet non défini.**

II.1.3 Quelques inconvénients des constructions en acier : **Erreur ! Signet non défini.**

II.2 Comportement expérimentale de l'acier :**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.2 Loi de comportement d'un acier fragile :.....**Erreur ! Signet non défini.**

II.2.3 Loi de comportement d'un acier élastique plastique : **Erreur ! Signet non défini.**

II.3 Caractéristiques des matériaux de construction**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.1 Acier de construction**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.2 Nuance d'acier.....**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.3 Fonction de leur épaisseur**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.4 Évolution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur :**Erreur ! Signet non défini.**

II.4 Description des Modèles numériques à étudier :**Erreur ! Signet non défini.**

II.4.1 Définition des propriétés mécaniques de l'acier :**Erreur ! Signet non défini.**

II.4.2Définitions des Propriétés géométriques des portiques..... **Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion :**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III : Simulation numérique

III. Introduction 33

III.1 Définition de logiciel ABAQUS :**Erreur ! Signet non défini.**

III.1.1 ABAQUS/Standard :**Erreur ! Signet non défini.**

III.1.2 ABAQUS/Explicit :**Erreur ! Signet non défini.**

Sommaire :

III.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnent) :	Erreur ! Signet non défini.
III.2 Description du logiciel :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1 Catégories d'éléments :	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2 Définition des unités :	Erreur ! Signet non défini.
III.3 Définition de modèle à simuler	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1 Le modèle mécanique	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2 Les étapes suivies dans cette simulation pour le modèle :	39
1) MODULE « PART » :	39
2) Module « Propret »	Erreur ! Signet non défini.
3) Module « assembly » :	Erreur ! Signet non défini.
4) Module « Step » :	Erreur ! Signet non défini.
5) Module « Interaction » :	Erreur ! Signet non défini.
6) Module « Load » :	Erreur ! Signet non défini.
7) Module « Mesh » :	Erreur ! Signet non défini.
8) Module « Job » :	49
9) Visualisation des résultats de l'analyse :	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Présentation et Interprétation des résultats

PARTIE A : Résultat avec acier dur S400 :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1 Présentation des résultats des modèles :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.1 Comparaison des énergies des modèles en (Mili joule) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.2 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.3 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.4 Propagation des déformations dans le portique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.5.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.1.5.2 Courbe Contrainte-déformation du portique	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.2.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.2.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :	58

Sommaire :

IV.A.2.3 Propagation des déformations dans le portique en N :	59
IV.A.2.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N : Erreur ! Signet non défini.	
IV.A.2.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N	Erreur ! Signet non défini.
VI.A.3.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm): .	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.3.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.3.3 Propagation des déformations dans le portique en X : ...	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.3.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X : Erreur ! Signet non défini.	
IV.A.3.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.5 Interprétations des résultats : (assemblage articulé).....	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.6 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage articulé :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.6.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.6.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation :.....	Erreur ! Signet non défini.
VI.A.7.1 Propagation des déplacements dans le portique en (mm):.....	68
IV.A.7.2 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :.....	69
IV.A.7.3 Propagation des déformations dans le portique :.....	70
IV.A.7.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.7.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :...	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.8.1 Propagation des déplacements le portique en N (Mpa) : .	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.8.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.8.3 Propagation des déformations dans le portique en N : ...	Erreur ! Signet non défini.
IV.A.8.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N : Erreur ! Signet non défini.	

Sommaire :

IV.A.8.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N : **Erreur ! Signet non défini.**

VI.A.9.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm): **Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.9.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.9.3 Propagation des déformations dans le portique en X : 78

IV.A.9.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X : 79

IV.A.9.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X : 79

IV.A.10 Interprétations des résultats : (assemblage rigide)**Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.11 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage rigide :
.....**Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.11.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.11.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation:..... **Erreur ! Signet non défini.**

PARTIE B : Résultat avec acier doux S235 :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.1Présentation des résultats des modèles :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.1.2 Comparaison des énergies des modèles en (Mili joule) : **Erreur ! Signet non défini.**

VI.B.2.1 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :. **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.2.3 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.2.4 Propagation des déformations dans le portique :.**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.2.5.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.2.5.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :**Erreur ! Signet non défini.**

VI.B.3.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm): 88

IV.B.3.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) : 89

IV.B.3.3 Propagation des déformations dans le portique en N : 90

IV.B.3.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.3.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N : **Erreur ! Signet non défini.**

Sommaire :

VI.B.4.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm): **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.4.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.4.3 Propagation des déformations dans le portique en X (Mpa) : .**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.4.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X: . **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.4.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X: **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.5 Interprétations des résultats : (assemblage articulé)..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.6 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage articulé :
.....**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.6.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.6.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation :..... 98

VI.B.7.1 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :..... 99

IV.B.7.2 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.7.3 Propagation des déformations dans le portique en (Mpa) : ...**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.7.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.7.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :....**Erreur ! Signet non défini.**

VI.B.8.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm): .**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.8.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.8.3 Propagation des déformations dans le portique en N (Mpa) : .**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.8.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.8.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N : **Erreur ! Signet non défini.**

VI.B.9.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm) : **Erreur ! Signet non défini.**

Sommaire :

IV.B.9.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.9.3 Propagation des déformations dans le portique en X (Mpa) : .**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.9.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.9.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X : **Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.10 Interprétations des résultats : (assemblage rigide)**Erreur ! Signet non défini.**

IV.A.11 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage rigide :
.....**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.11.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :.....**Erreur ! Signet non défini.**

IV.B.11.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation : **Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion générale et perspectives

Liste des Tableaux

Tableau I.3 :Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	13
Tableau I.4 :Des caractéristiques et symboles des boulons	15
Tableau II.1 :Nuance d'acier selon la norme européenne EN 10027.....	27
Tableau II.2 :Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur	28
Tableau II.3 :Propriétés des aciers utilisés pour la simulation dans le domaine élastique	29
Tableau II.4 :Propriétés des aciers utilisés pour la simulation dans le domaine plastique.	30
Tableau III.1 :des unités correspond à ABAQUS.....	38

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : portique auto-stable.....	3
Figure I.2 : Les ossatures à triangulation diagonale.....	4
Figure I.3 : Les ossatures à triangulation en V et V inversé	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.4 : Les ossatures à triangulation en K.....	5
Figure I.5 : Différents types de système triangulations excentrées; e est la longueur du « tronçon d'excentrement ».....	6
Figure I.6 :Comportement des portiques auto-stables.....	7
Figure I.7 :Comportement plastique des portiques auto-stables	8
Figure I.8 :Comportement des diagonales	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.9 :Les ossatures à triangulation en X.....	10
Figure I.10 : Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.11 : Rivet et Rivet à anneau	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.12 : Boulon de charpente et boulon à haut résistance	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.13 :Assemblage soudé par platine d'extrémité.	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.14 : Assemblage Boulonnée par platine d'extrémité ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.15 : Assemblage Boulonnée avec cornière de l'âme ..	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.16 :Représente le diagramme de comportement d'assemblage	18

Chapitre II :

Fig.II.1 :Allure générale de la relation contrainte-déformations spécifique de l'acier de construction.....	Erreur ! Signet non défini.
Fig. II.2 : Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'un acier fragile.....	Erreur ! Signet non défini.
Fig. II.3 : Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'un acier élastique plastique.....	Erreur ! Signet non défini.
Fig. II.4 : Présente l'allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique aux différents comportements des aciers de construction en charpente métallique.....	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

- Fig. II.5 :** Diagrammes contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E 235 et Fe E 355.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. II.6 :** Évolution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III :

- Fig. III.1:** Organigramme de résolution du schéma statique implicite.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig.III.2:** Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.3:** Schéma de fonctionnement d'ABAQUS.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.4** Les catégories d'éléments dans le logiciel ABAQUS ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.5** Les différents portique étudié..... 39
- Fig. III.6 :** Création du poteau HEA280**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.7 :** Définition du comportement de l'acier.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.7 (suite) :** Définition du comportement de l'acier.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.8 :** Assemblage entre la poutre et le poteau par l'intermédiaire de la plaque debout**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.9 :** Assemblage entre la poutre et le poteau par l'intermédiaire d'une cornière**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.10 :** Création du modèle finale**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.11 :** Définition du step**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.11 :** Définition du step (suite)**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.12 :** Définition de l'interaction entre les éléments assemblés.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig. III.13 :** Présentation de l'interaction sur portique.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.14 :** Définition des Encastrement**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.15 :** Définition de la charge.**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.16 :** Définition du maillage du poteau.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.17 :** Définition du maillage du la poutre.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Fig III.18 :** Présentation du maillage du portique..... 49
- Fig III.19 :** Définition du job 49
- Fig III.20 :** Déplacement du portique étudié 50
-

Liste des figures

Chapitre IV :

Figure IV.A.1 : Vérification des énergies.	52
Figure IV.A.2 : Propagation des déplacements dans le portique.....	53
Figure IV.A.3 : Propagation des contraintes dans le portique.....	54
Figure IV.A.4 : Propagation des déformations dans le portique.	55
Figure IV.A.5 : courbe force-déplacement.	56
Figure IV.A.6 : Contrainte-déformation.	56
Figure IV.A.7 : Propagation des déplacements dans le portique en N.	57
Figure IV.A.8 : Propagation des contraintes dans le portique en N.	58
Figure IV.A.9 : Propagation des déformations dans le portique en N.....	59
Figure IV.A.10 : courbe force-déplacement.	60
Figure IV.A.11 : Contrainte-déformation.	60
Figure IV.A.12 : Propagation des déplacements dans le portique en X.	61
Figure IV.A.13 : Propagation des contraintes dans le portique en X.	62
Figure IV.A.14 : Propagation des déformations dans le portique.	63
Figure IV.A.15 : courbe force-déplacement.	64
Figure IV.A.16 : Contrainte-déformation.	64
Figure IV.A.17 : Comparaison des Courbes force-déplacement.....	66
Figure IV.A.18 : Comparaison des Courbes Contrainte-déformation.....	67
Figure IV.A.19 : Propagation des déplacements dans le portique.....	68
Figure IV.A.20 : Propagation des contraintes dans le portique.....	69
Figure IV.A.21 : Propagation des déformations dans le portique.	70
Figure IV.A.22 : courbe force-déplacement.	71
Figure IV.A.23 : Contrainte-déformation.	71
Figure IV.A.24 : Propagation des déplacements dans le portique en N.	72
Figure IV.A.25 : Propagation des contraintes dans le portique enN.	73
Figure IV.A.26 : Propagation des déformations dans le portique en N.....	74
Figure IV.A.27 : courbe force-déplacement.	75
Figure IV.A.28 : Contrainte-déformation.	75
Figure IV.A.29 : Propagation des déplacements dans le portique en x.	76
Figure IV.A.30 : Propagation des contraintes dans le portique en X.	77
Figure IV.A.31 : Propagation des déformations dans le portique en X.	78

Liste des figures

Figure IV.A.32 : courbe force-déplacement.	79
Figure IV.A.33 : Contrainte-déformation.	79
Figure IV.A.34 : Comparaison des Courbes force-déplacement.....	81
Figure IV.A.35 : Comparaison des Courbes Contrainte-déformation.....	82
Figure IV.B.1 : Vérification des énergies.....	83
Figure IV.B.2 : Propagation des déplacements dans le portique.....	84
Figure IV.B.3 : Propagation des contraintes dans le portique.....	85
Figure IV.B.4 : Propagation des déformations dans le portique.	86
Figure IV.B.5 : courbe force-déplacement.	87
Figure IV.B.6 : Contrainte-déformation.	87
Figure IV.B.7 : Propagation des déplacements dans le portique en N.	88
Figure IV.B.8 : Propagation des contraintes dans le portique en N.	89
Figure IV.B.9 : Propagation des déformations dans le portique en N.	90
Figure IV.B.10 : courbe force-déplacement.	91
Figure IV.B.11 : Contrainte-déformation.	91
Figure IV.B.12 : Propagation des déplacements dans le portique en X.	92
Figure IV.B.14 : Propagation des déformations dans le portique en X.	94
Figure IV.B.15 : courbe force-déplacement.	95
Figure IV.B.16 : Contrainte-déformation.	95
Figure IV.B.17 : Comparaison des Courbes force-déplacement.	97
Figure IV.B.18 : Comparaison des Courbes Contrainte-déformation.....	98
Figure IV.B.19 : Propagation des déplacements dans le portique.....	99
Figure IV.B.20 : Propagation des contraintes dans le portique.....	100
Figure IV.B.21 : Propagation des déformations dans le portique.	101
Figure IV.B.22 : courbe force-déplacement.	102
Figure IV.B.23 : Contrainte-déformation.	102
Figure IV.B.24 : Propagation des déplacements dans le portique en N.	103
Figure IV.B.25 : Propagation des contraintes dans le portique en N.	104
Figure IV.B.26 : Propagation des déformations dans le portique en N.	105
Figure IV.B.27 : courbe force-déplacement.	106
Figure IV.B.28 : Contrainte-déformation.	106
Figure IV.B.29 : Propagation des déplacements dans le portique en X.	107
Figure IV.B.30 : Propagation des contraintes dans le portique en X.	108

Liste des figures

Figure IV.B.31 : Propagation des déformations dans le portique en X.	109
Figure IV.B.32 : courbe force-déplacement.	110
Figure IV.B.33 : Contrainte-déformation.	110
Figure IV.B.34 : Comparaison des Courbes force-déplacement.	112
Figure IV.B.35 : Comparaison des Courbes Contrainte-déformation.....	113



**Introduction
générale et
problématique**

Introduction générale et problématique

Les dégâts et les pertes soient humaines où matériels engendrés par le séisme, nous poussent à réaliser des structures qui répondent de mieux en mieux à des exigences parasismiques draconiennes (résistance, ductilité, stabilité, performance sismique...).

Dans les régions affectées par ce phénomène naturel, les constructions métalliques peuvent être un choix judicieux en vue de leurs comportements sismiques en raison de leurs principaux avantages, une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile de ses éléments constitués par les poutres et poteaux composant ces ossatures, par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques ductiles et stables, en comparaisant avec les structures en béton armé[7].

Dans ce type de construction, la stabilité vis-à-vis de l'action sismique est assurée par différents systèmes de contreventement. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux [6] :

- Les structures en portique auto-stable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Le principal inconvénient de ces structures très dissipatives est le comportement flexible pouvant favoriser leur mise en résonance avec le sol [6].
- Les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres auto-stables [6,11].
- Les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée [11].

Dans notre recherche, nous nous intéressons particulièrement à l'évaluation de la performance sismique des portiques métalliques à ossatures auto-stables et à ossatures à palées triangulées centrées en N et X.

Introduction générale et problématique

Afin d'avoir un comportement sismique fiable de ce type de structures, il faut évidemment qu'elles respectent convenablement les dispositions des règles parasismiques. A ce propos, l'ensemble des règles relatives à la conception parasismique des structures métalliques, notamment celles imposées par les règlements Européen (Eurocode3)[25] et (Eurocode8)[22] sur les différents types de systèmes de contreventement, à savoir le système en portique auto-stable, les ossatures avec triangulations centrées et avec triangulations excentrées.

Ce travail a pour but aussi de comparé entre le comportement de chaque ossature «Portiques auto-stables et palées centrées en N et X» et de montrer l'utilité de ne pas se limiter dans les calculs à la limite élastique comme mentionné dans la majorité des règlements parasismiques (et parmi eux le règlement parasismique Algérien (RPA 99v2003)[20] qui ne prennent pas en compte le domaine plastique.

Ce présent travail est composé de quatre (4) chapitres :

Chapitre I : Ce chapitre passe en revue les généralités sur les systèmes des contreventements et leurs caractéristiques ainsi que leurs effets sur les structures et leurs assemblages d'une manière générale.

Chapitre II : Est consacré pour les généralités sur les aciers, Ainsi leur comportement mécanique expérimental est leur caractéristique. Nous définissons les modèles numériques, intégrés dans ABAQUS pour notre simulation.

Chapitre III : Consiste la présentation du code de calcul ABAQUS, les modèles à simuler et les étapes suivies pour élaborer cette simulation.

Chapitre IV : Nous présenterons les résultats et nous ferons une interprétation de ces résultats.

On termine ce travail par une conclusion générale et des perspectives.

Chapitre I :

Etude bibliographique

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on montre en premier lieu, les différents types de contreventements adoptés aux structures métalliques, en particulier ceux avec triangulations centrées et excentrées. Ensuite, des clarifications sur la conception portiques auto-stables et palées en triangulation centrées en X. En dernier lieu, l'impact des assemblages sur le comportement sismique des structures métalliques (Eurocode3)[26].

I.2 Type de contreventements des structures métalliques :

Le contreventement en charpente métallique s'effectue généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir :

- ✓ Les portiques auto-stables.
- ✓ Les portiques avec triangulation centrée.
- ✓ Les portiques avec triangulation excentrée.

Ces systèmes de contreventement s'avèrent très importants dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent, le séisme, ponts roulants, dilatations thermiques....

I.2.1 Les portiques auto-stables :

Sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (**Figure I.1**). Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments.

Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance des portiques auto-stables vis-à-vis des actions sismiques [9-28].

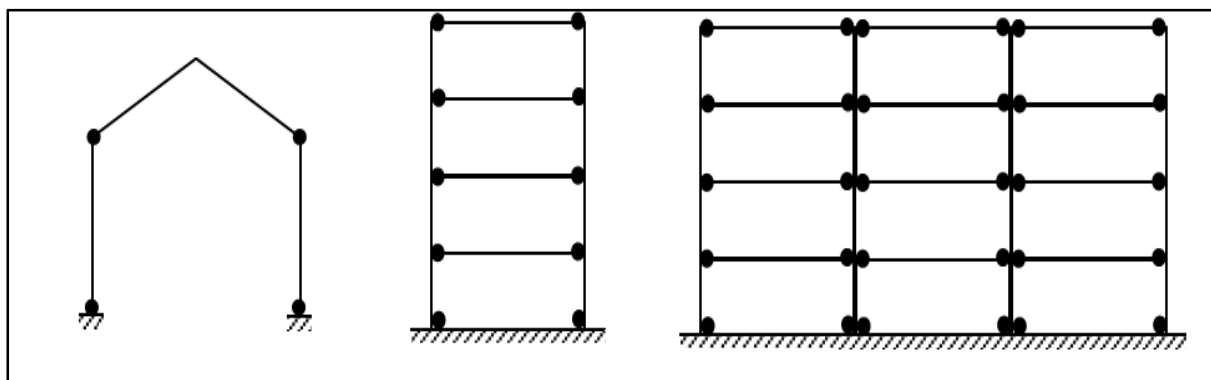


Figure I.1 : Portique auto-stable [2].

I.2.2 Les portiques avec triangulation centré :

Sont fréquemment employés afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts normale par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées [10].

Les différents types utilisés de ce système de contreventement sont présentés :

A) Les ossatures à triangulation diagonale : dans lesquelles la résistance aux charges horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligeant dans le calcul l'existence des diagonales en compression [2]. **(Figure I.2)**

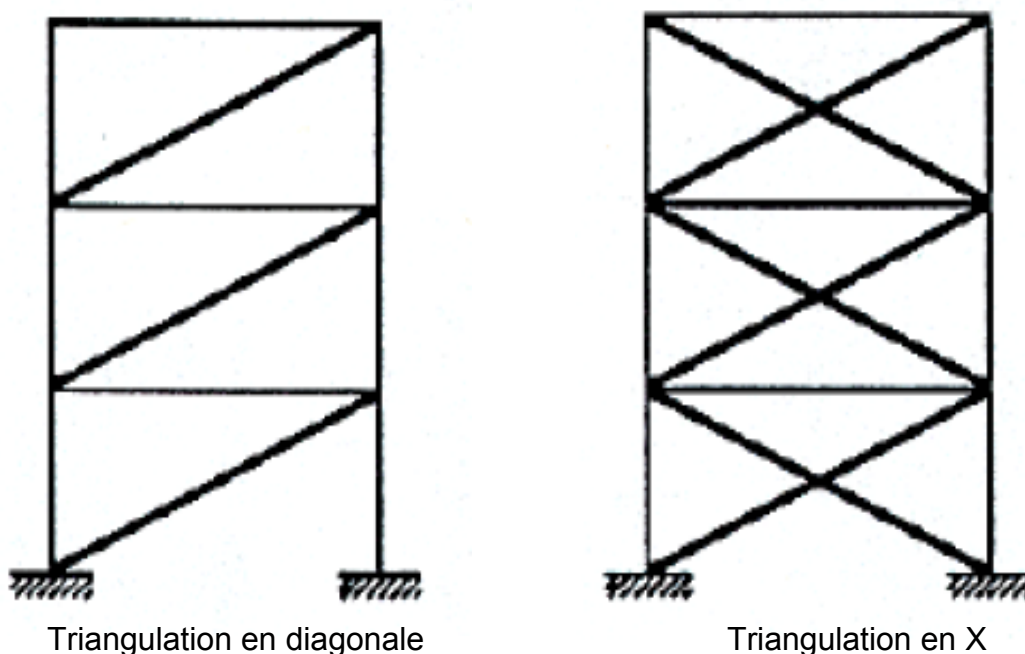
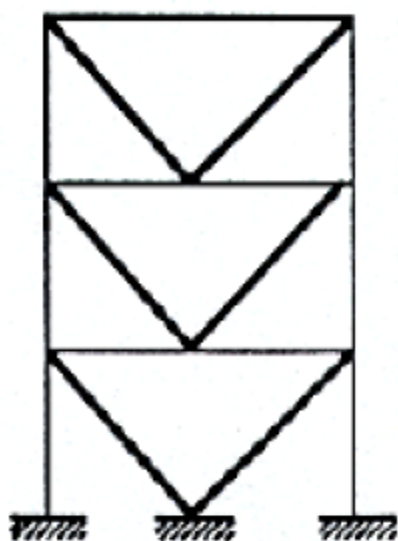
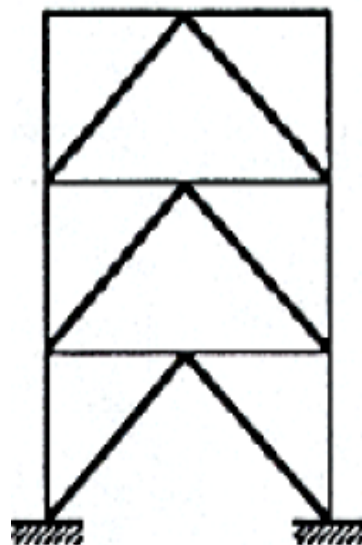


Figure I.2 : Les ossatures à triangulation diagonale [2].

B) Les ossatures à triangulation en V et V inversé : dans lesquelles la résistance aux forces horizontales demande de considérer à la fois les diagonales tendues et comprimées. Ce type de triangulation est moins dissipatif car les barres comprimées flambent [2]. **(Figure I.3)**



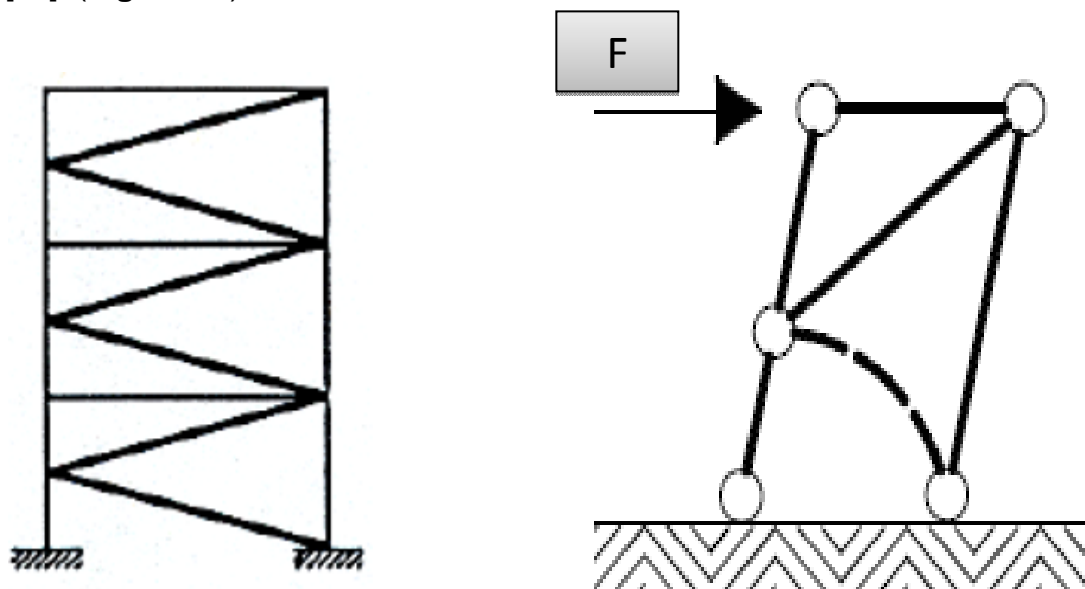
Triangulation en V



Triangulation en V inversé

Figure I.3 : Les ossatures à triangulation en V et V inversé [2].

C) Les ossatures à triangulation en K : dans lesquels l'intersection des diagonales se trouve sur un poteau ne sont pas considérés comme dissipatives, car dès qu'il y a flambement d'une diagonale comprimée, leur résistance correspond à celle d'un portique dans lequel des rotules plastiques se forment à mi-hauteur dans les poteaux [11]. (**Figure I.4**)



Triangulation en K Rotules plastiques se forment à mi-hauteur des poteaux

Figure I.4 : Les ossatures à triangulation en K [6].

I.2.3 Les portiques avec triangulation excentré :

Inventé pour la premier fois au Japon (Fuji moto et al 1972, Tanbabashi et al 1974) [11],il présente untripleavantage :

- réduit la flexibilité du système a portique.
- améliore le manque de capacité de dissipation d'énergie constaté dans le système à barres centrées [15].
- offre un meilleur espace pour le type de conception architecturale (on peut concevoir des constructions à grandes portées).

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction ou la dissipation d'énergie est assurée par le comportement plastique de ce tronçon sismique en cisaillement ou en flexion [13].

La **figure I.5** illustrés Les différents types de ces systèmes de contreventements excentrés.

A noter que ce dernier système n'est pas mentionné dans le Règlement Parasismique Algérien (RPA99v2003) [20].

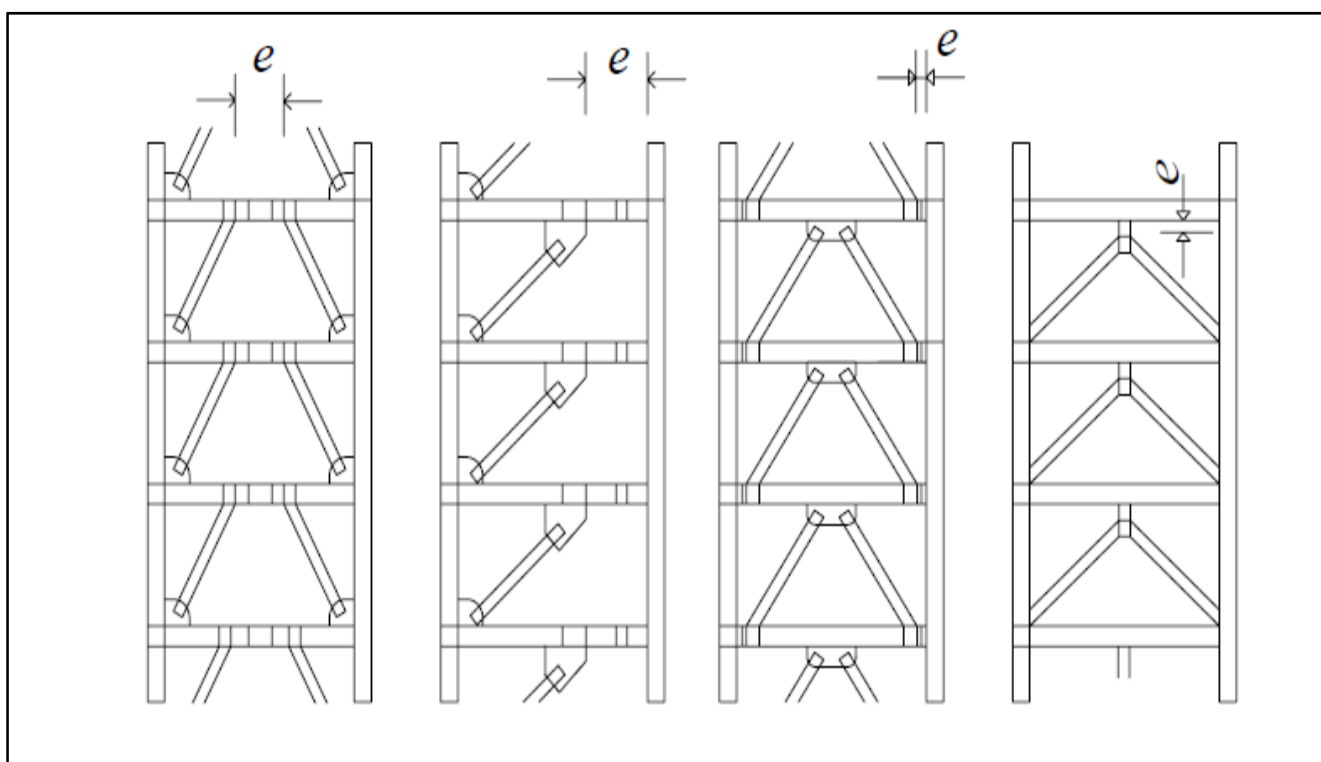


Figure I.5 : Différents types de système *triangulations excentrées*; e est la longueur du « tronçon d'excentrement »[13].

I.3 Clarifications sur la conception portiques auto-stables et palées en triangulation centrées en X :

I.3.1 Les portiques autos-tables : sont conçus de telle sorte que les rotules plastiques se forment principalement dans les poutres ou dans les assemblages des poutres aux poteaux, et non dans les poteaux (conception par le critère poteau fort / poutre faible), cette base de conception assure une ductilité suffisante pour que le portique auto-stable reste intact en cas de séisme, cela est bien clair sur la figure 1.6(a).

Cette figure montre une variation remarquable du comportement plastique entre les deux cas. Par ailleurs, le système conçu par un critère poteau faible / poutre forte est subi à une déformation importante sous l'effet de second ordre, ce qui génère avec une grande probabilité du mécanisme d'effondrement d'étage prématuré ou d'étage transparent figure 1.6(b) [1-6].

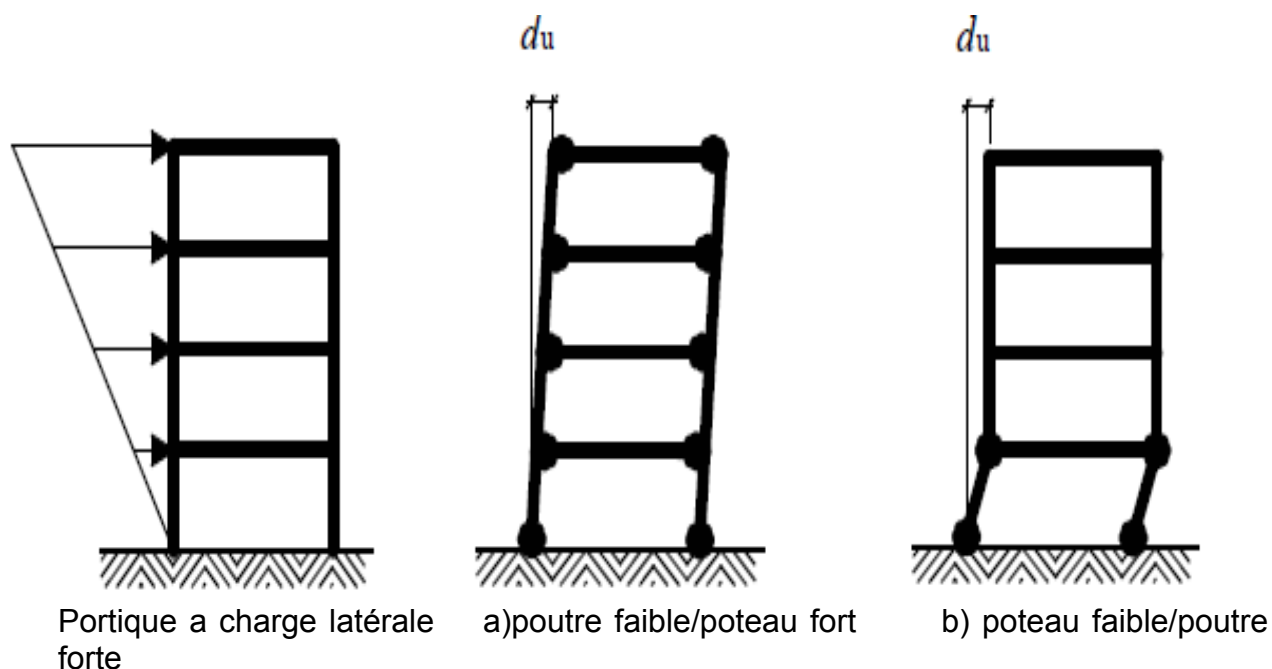


Figure I.6 : Comportement des portiques auto-stables [6].

Le portique auto-stable possède habituellement de haute ductilité qui permet d'absorber l'énergie et de continuer à résister aux actions séismiques, alors que des rotules plastiques sont formées de manière successive, en raison de la rigidité réduite dans les zones dissipatives [13].

Un exemple de dissipation d'énergie dans les structures conçus avec poteau fort/poutre faible et poteau faible/ poutre forte, est bien présenté sur la **figure I.7**.

Cette figure montre une ductilité considérable entre les deux portiques. Ainsi l'effort de cisaillement maximal supporté par la structure avec poteau fort/poutre faible est plus important que celui du portique avec poteau faible/poutre forte [10].

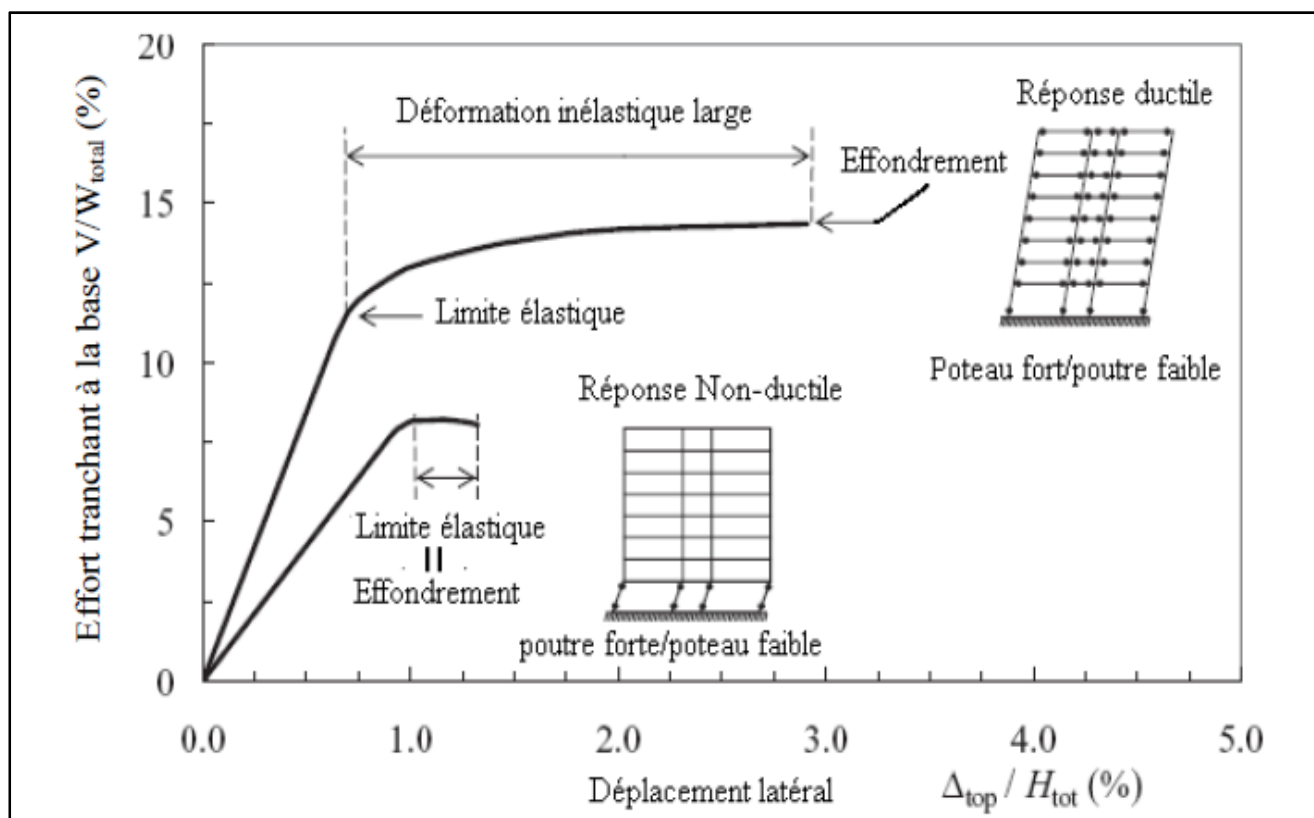


Figure I.7: Comportement plastique des portiques auto-stables [13].

I.3.2 Palées en triangulation en X : [12]

Économique et simple, c'est le dispositif le plus fréquemment employé pour des bâtiments de hauteur faible à moyenne.

Pour s'opposer à la déformation, cette solution utilise une ou plusieurs barres métalliques formant une triangulation dans une partie de l'ossature dans le plan vertical. Les barres ne sont alors soumises qu'à des efforts normaux (tractions ou compressions) et forment des palées de stabilité.

Ces palées peuvent transmettre les efforts horizontaux sur un ou plusieurs étages.

En présence d'une seule barre, la diagonale simple est appelée écharpe. Elle est soumise alternativement à des efforts de traction et de compression en fonction de la direction du vent et des actions sismiques.

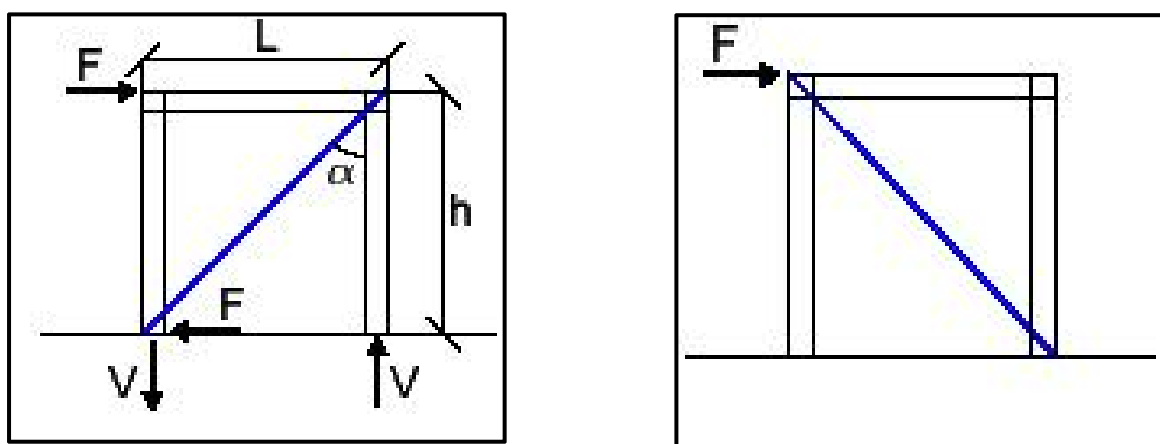
Dimensionnée pour le flambement, la barre peut être réalisée à l'aide d'un profil creux, d'une section en caisson ou en croix.

Afin d'éviter le flambement les diagonales dans triangulées centrées, l'Eurocode8 [22] impose des limitations de l'élançement relatif λ , de la manière suivante :

Pour la triangulation centrée en X : $1.3 < \lambda \leq 2$

La condition de l'élançement s'applique, d'après EC8, seulement dans les structures de deux niveaux et plus, dont l'élançement relatif est donnée par l'Eurocode3 [25].

Toutefois, il est préférable d'éviter les longueurs excessives pour les barres soumises à des sollicitations en compression.



Diagonale tendue

Diagonale comprimée

Figure I.8: Comportement des diagonales.

Pour réduire les dimensions géométriques des éléments et répondre au cas d'inversion de la direction du vent ou des actions sismiques, il est alors nécessaire de placer une seconde barre en diagonale opposée formant ainsi deux palées contrariées. Selon le sens du chargement, une seule d'entre elles, tendue, s'oppose à la déformation. Elle peut être réalisée à partir d'une barre de section quelconque : cornière, plat, rond plein, câble, ... [12].

Le critère déterminant pour le choix de la section devient la simplicité de l'assemblage.

Placées dans le même panneau, ces palées à deux diagonales sont donc rigides dans les deux directions ; elles sont dites en **croix de Saint-André**.

Pour une file de poteaux donnée, la croix peut être disposée à une extrémité ou vers le milieu. Pour ce dernier cas, le comportement de la structure aux phénomènes de dilatation sera plus performant car les longueurs de part et d'autre de la palée étant réduites, la résistance sera moindre [12].

Plusieurs croix de Saint-André peuvent se trouver dans une même file de poteaux. La sollicitation horizontale est alors répartie entre elles en proportion de leur raideur.

En outre, les barres peuvent présenter une rigidité non négligeable en compression dont on peut tenir compte dans les calculs.

Les liaisons des différents éléments sont ici généralement réalisées par des assemblages articulés. Au niveau des nœuds, les axes des barres sont en principe concourants.

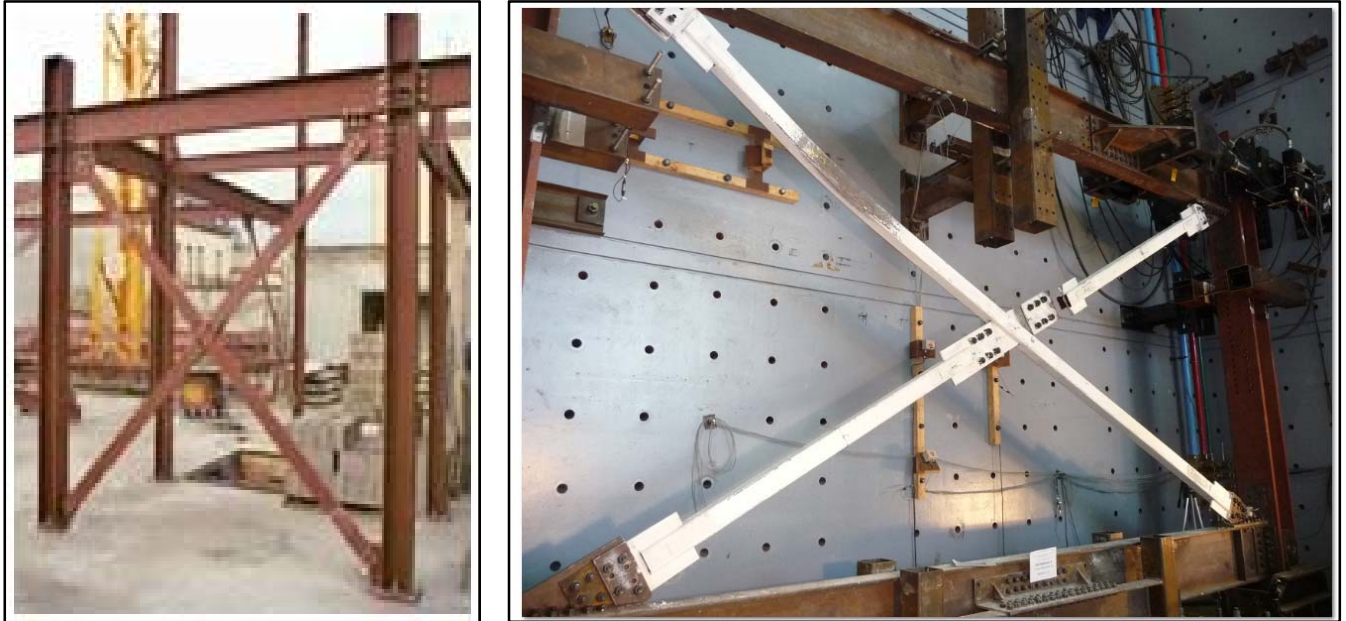


Figure I.9 : Les ossatures à triangulation en X [12].

I.4.1 Définition et rôle d'un assemblage :

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments barres (**poteaux- poutres**) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de **I** ou de **H** qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.

Les liaisons entre ces différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les Assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites.

Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale [16].

I.4.2 Caractérisation des assemblages structuraux en construction métallique selon L'EC3 [26]:

I.4.3 Différentes formes d'assemblage rencontrés en C.M :

Dans les ossatures des bâtiments métalliques, les éléments structuraux sont reliés par des **Assemblages**. Suivant la nature des éléments assemblés, on distingue (**Figure 1.11**)

Entre autres :

- ✓ Les assemblages poutre- poteau (A)
- ✓ Les assemblages poutre- poutre (B)
- ✓ Les assemblages de continuité(C)
- ✓ Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau » (D)
- ✓ Les assemblages dans un système en treillis « un nœud » (E)

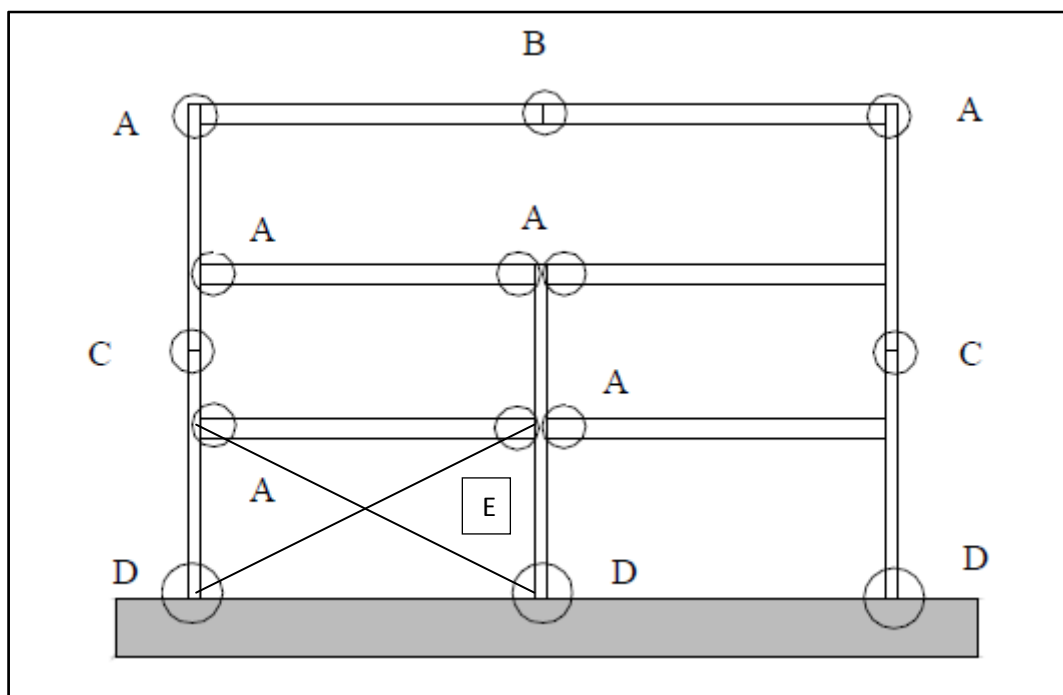


Figure I.10 : Différents des types d'assemblages dans une ossature de bâtiment [19].

I.4.4 Modes d'assemblages :

Les différentes formes d'assemblages ci-dessus mentionnés sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivants :

A) le rivetage : [19]

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle. Leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm. (Figure I.12)

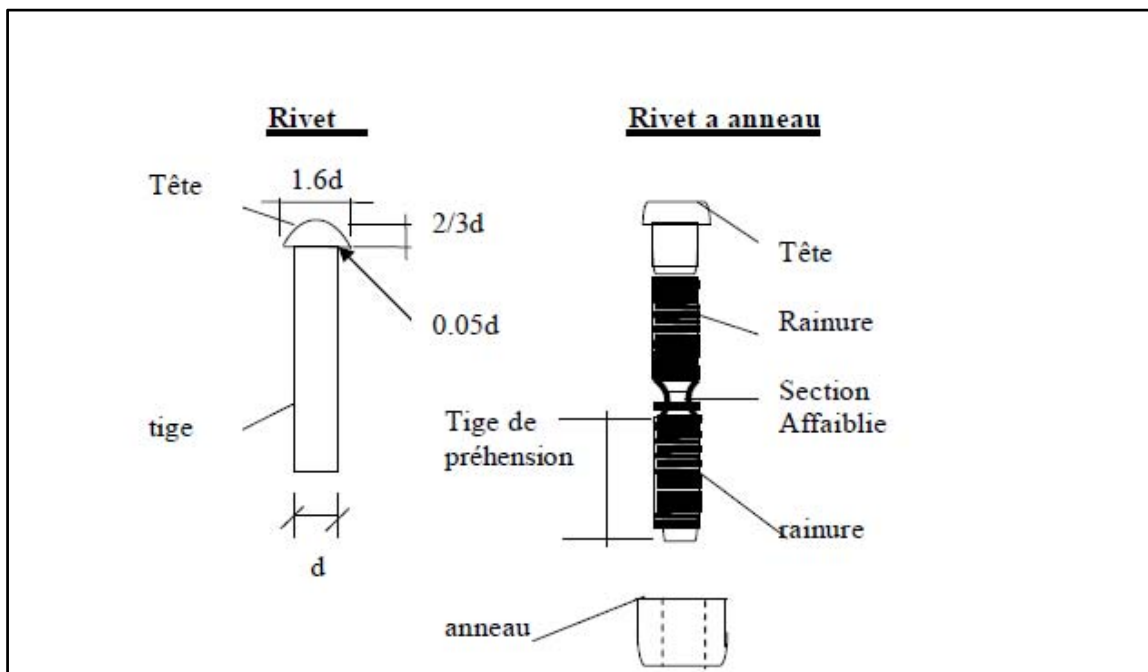


Figure I.11 : Rivet et Rivet à anneau.

Rivets à anneau:

Les rivets à anneau (révérons) sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent à la fois du rivet (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée).

Les principales caractéristiques: la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance de type

B) le boulonnage : [19]

Chapitre I : Etude bibliographique

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons **tableau 1.3** présentes les valeurs de la limite d'élasticité f_{yB} et de la résistance à la traction

f_{uB} des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons (la signification des chiffres pour définir la classe de qualité est donnée au paragraphe).

Tableau I.3 :Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons

Boulons	Classe De qualité	$f_{yB}(N/mm^2)$	$f_{uB}(N/mm^2)$
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :

Les boulons de charpente métallique (aciers 4.6 et 5.6).

Les boulons à haute résistance (aciers 8.8 et 10.9).

Les boulons de charpente métallique s'emploient couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments. Les boulons à haute résistance s'utilisent en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints.

L'Eurocode3 ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

Remarque :

Quel que soit le type de boulons, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces à assembler est fixé à 2mm pour les diamètres de boulons inférieurs ou égaux à 24mm, et à 3mm pour les diamètres de boulons égaux ou supérieurs à 27mm.

Le diamètre d_0 du trou vaut donc :

- $d_0 = d + 2\text{mm}$ pour $d \leq 24\text{mm}$.
- $d_0 = d + 3\text{mm}$ pour $d \leq 27\text{mm}$.

L'Eurocode3 [26] propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulons $D \leq 14\text{mm}$, pour lesquels $d_0 = d + 1\text{mm}$.

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé. On parle de boulons ajustés lorsque le jeu est de 0.3 mm seulement. L'emploi de boulons ajustés offre l'avantage de créer des assemblages avec un mouvement relatif possible très petit, donc des structures très peu déformables. Cependant, la réalisation des trous doit

être précise, ce qui augmente sensiblement le coût de ce type d'assemblage. On n'utilisera de ce fait les boulons ajustés qu'en cas de nécessité absolue.

La figure suivante montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles, Il faut toujours prévoir une rondelle sous partie qui seratournée lors de mise en place du boulon(en général l'écrou, parfois la tête, souvent les deux).pour placer des boulons dans les ailes des profilés.

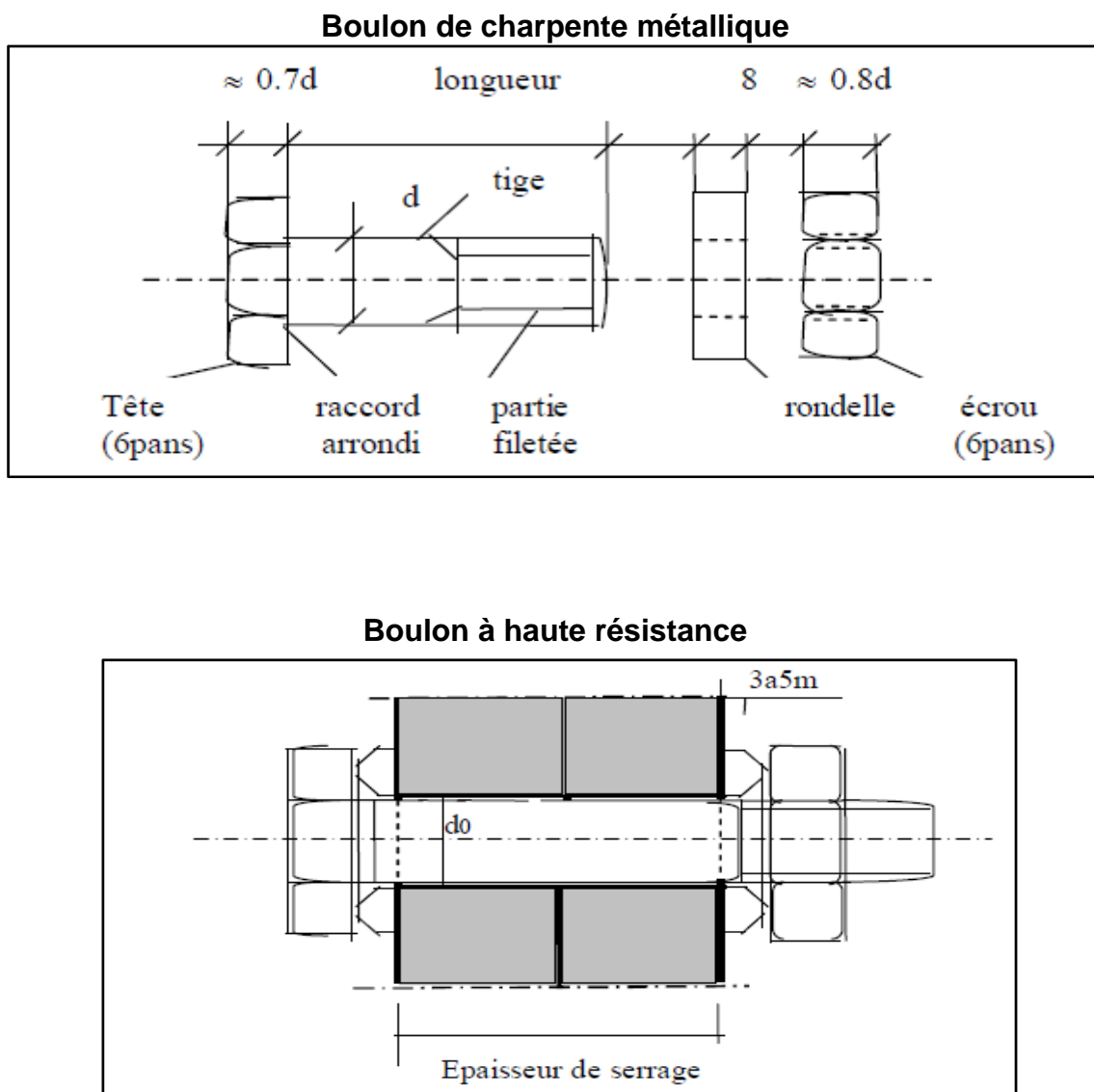


Figure I.12 :Boulon de charpente et boulon à haut résistance [16].

Tableau I.4 : Des caractéristiques et symboles des boulons

	M12	M16	M20	M24	M27
Diamètre de la tige $d(\text{mm})$	12	16	20	24	27
Diamètre du trou $d_0(\text{mm})$	14	18	22	26	30
Section de la tige $A (\text{mm}^2)$	113	201	314	452	573
Section résistante $A_s(\text{mm}^2)$	84	157	245	353	459
Symbole boulon de charpente					
Symbole HR non précontrainte					
Symbole HR précontrainte					

C) le soudage : [15]

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Le soudage implique donc :

- ✓ l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, plasma), Mécanique (friction).
- ✓ une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que:
 - Les modifications de la structure physico-chimique du matériau.
 - L'apparition de fissurations et de criques au refroidissement.
 - L'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait.
- ✓ la naissance de contraintes internes.

Qui nécessitent donc de prendre une série de précautions.

Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages:

- Il assure la continuité de matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations.
- Il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,.....).
- Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.

En revanche, il présente divers inconvénients:

- Le métal de base doit être soudable.
- Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- Le contrôle des soudures est aléatoire.
- Le soudage exige une main- d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.

I.4.5 Fonctionnement des assemblages : [15]

a)- Fonctionnement par obstacle:

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement.

b)- Fonctionnement par adhérence:

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

c)- Fonctionnement mixte:

C'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement

I.4.6 Les différentes configurations d'assemblages poutre-poteau utilisent en C.M :

a)-Soudé :

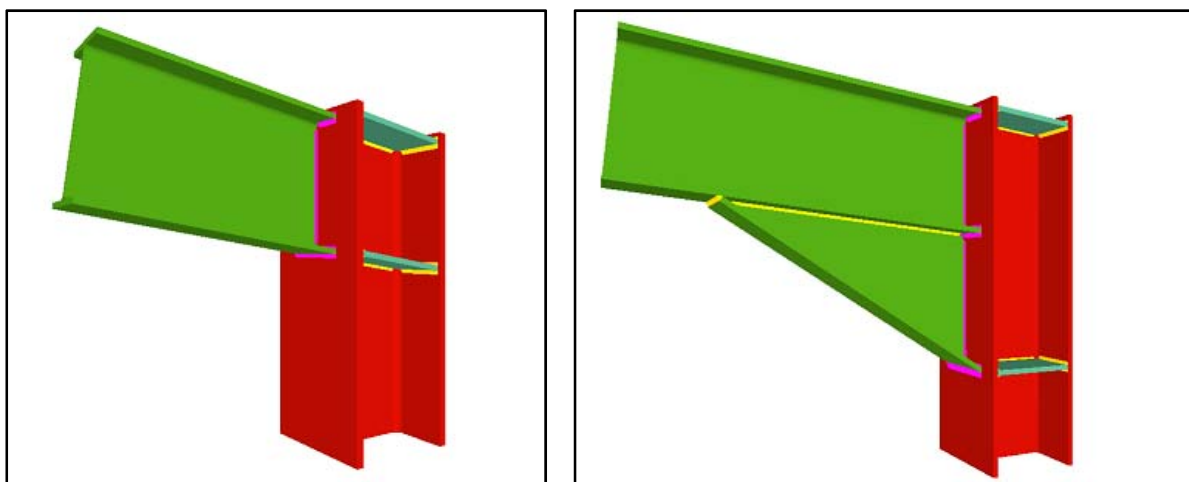


Figure I.13 :Assemblage soudé par platine d'extrémité.

b)-Boulonné avec platine et boulons :

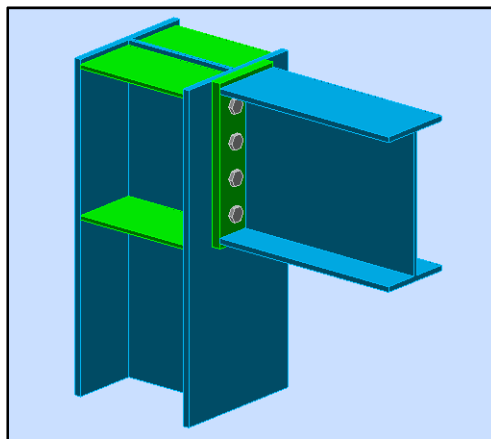


Figure I.14 :Assemblage Boulonnée par platine d'extrémité.

c)-Boulonné avec cornière :

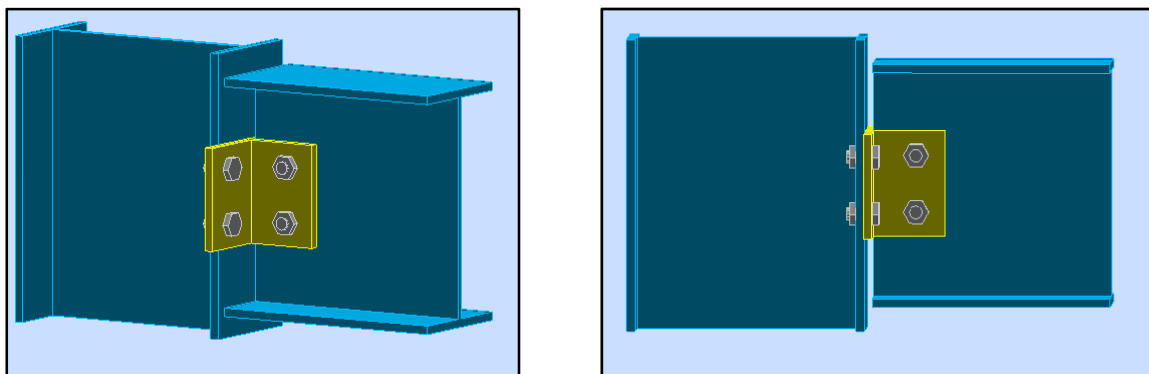


Figure I.15 :Assemblage Boulonnée avec cornière de l'âme.

I.4.7 Classification d'assemblage du type poutre-poteau : [19]

Chapitre I : Etude bibliographique

Les anciennes méthodes considèrent les assemblages soit comme des rotules parfaites au sens de la mécanique et que l'on considère comme des assemblages articulés ou des encastremets parfaits que l'on considère comme des assemblages rigides.

* Assemblages articulés: transmettant uniquement les efforts normaux et tranchants.

* Les assemblages rigides: transmettant en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car, en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastrés).

Les articulations, réalisées par boulonnage, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité nœud. C'est pourquoi la nouvelle classification qui tient compte du comportement réel des assemblages définit trois caractéristiques principales suivantes :

- Rigidité
- Moment résistant
- Capacité de rotation (ductilité)

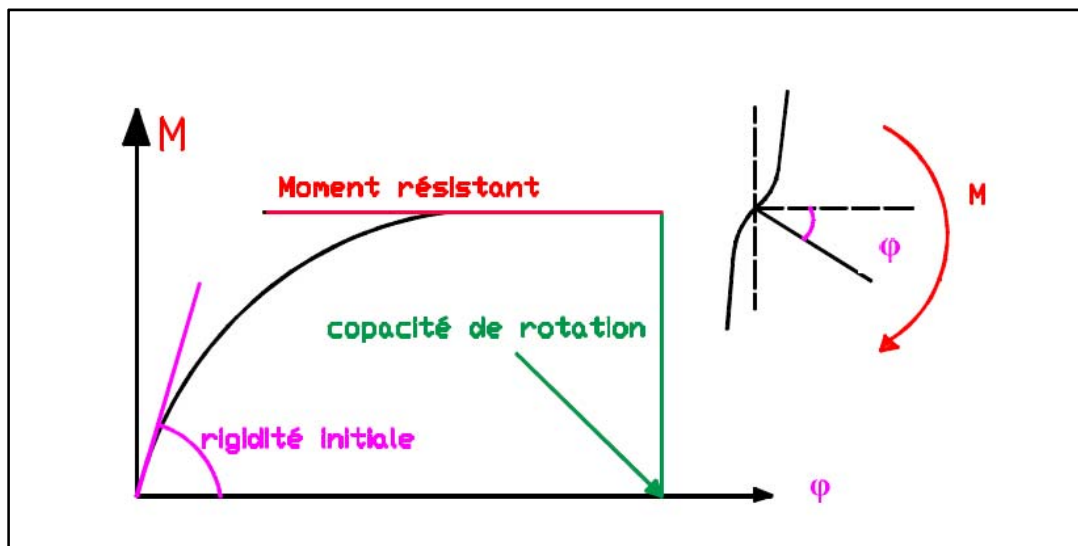


Figure I.16 : Représente le diagramme de comportement d'assemblage.

En fonction de ces caractéristiques on classe les assemblages en :

- ✓ **Assemblage du type articulé**
- ✓ **Assemblage semi-rigide**

✓ Assemblage rigide

I.4.8 Précautions constructives :

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages où la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage. En outre, les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes peuvent changer de sens (une poutre de charpente peut fléchir dans le sens positif sous charge de neige et dans le sens négatif sous soulèvement par le vent).

C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale [15].

Les assemblages peuvent être considérés comme autant de "talons d'Achille" dans une structure, et les anciens ont coutume de dire qu'une charpente sous-dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée. Dans le premier cas, la réserve de plasticité autorisera l'apparition de grandes déformations, qui préviendront du risque possible. En revanche, dans le second cas, aucune déformation prémonitoire ne sera observable avant la rupture brutale.

Mais un bon dimensionnement n'est pas suffisant, si la conception n'est pas correcte. Il faut assurer, au travers de l'assemblage, la transmission parfaite des forces, afin de ne pas créer d'efforts ou de moments secondaires.

Chapitre II :

Généralités et comportement mécanique des aciers

II. Introduction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception, son dimensionnement que lors de son exécution [19]. Elle est également nécessaire pour définir la résistance des différents éléments structurels qui sont étudiés dans la suite de ce travail. Le but de ce chapitre est de montrer le comportement et de définir les caractéristiques mécaniques des aciers et des produits laminés utilisés pour réaliser notre portique métallique.

II.1 Aciers : II.1.1 Présentation :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Il peut comporter aussi d'autres éléments (tel que le silicium, le nickel, la magnésie,....) qui améliorent ses caractéristiques mécaniques. Les aciers utilisés en CM sont les aciers de nuance douce qui contiennent entre 0,15 à 0,25 % de carbone et les aciers de nuance mi-dure et dure ayant 0,25 à 0,40 % de carbone [18].

II.1.2 Principaux avantages des constructions en acier : [18]

- **La légèreté** : Les constructions en acier sont, en général, plus légères que celles en béton armé ou précontraint, en bois, en pierre ... La légèreté peut être caractérisée par le rapport entre le poids volumique et la résistance (appelé rendement).
- **La solidité** : Grâce à l'homogénéité des matériaux utilisés en construction métallique.
- **La résistance mécanique** :
 - ✓ Grande résistance à la traction → franchissement de grandes portées.
 - ✓ Bonne tenue aux séismes (ductilité + mêmes résistances à la traction et à la compression).
- **L'industrialisation** : La préparation et la mise en forme des éléments de structures en acier se font en atelier. Ces éléments arrivent sur le chantier prêt à être montés et assemblés. Cela nécessite des techniques et des équipements modernes.
- **Les possibilités architecturales** : Beaucoup plus étendues qu'en béton.
- **Les modifications**: Aisément réalisables.

II.1.3 Quelques inconvénients des constructions en acier :

- **La corrosion** : L'acier tend à s'oxyder et à se corroder lorsqu'il est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou les sols.

• Mauvaise tenue au feu nécessitant des mesures de protection onéreuse:

Le module d'élasticité de l'acier commence à diminuer à partir de la température $T=200^{\circ}\text{C}$. L'acier perd sa capacité portante et passe à l'état plastique à partir de la température $T=600^{\circ}\text{C}$.

II.2 Comportement expérimentale de l'acier :

La **figure II.1** présente l'allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'une éprouvette en acier de construction obtenu par un **essai de traction** effectuée par allongement contrôlé. On peut distinguer quatre zones [17] :

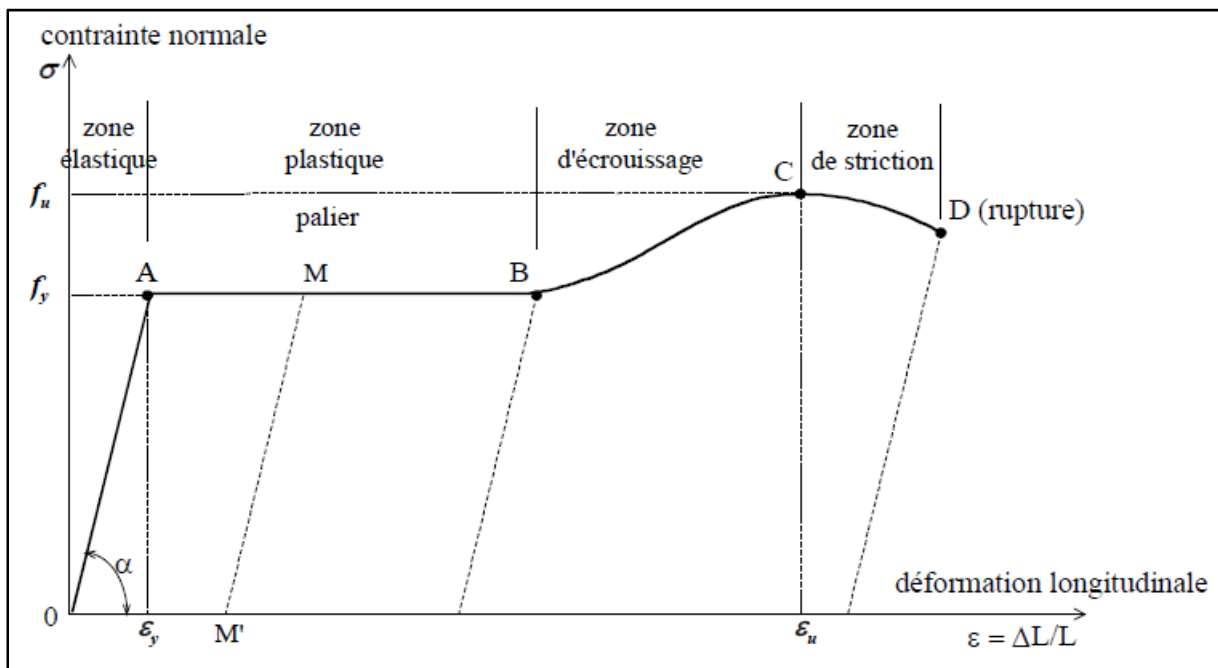


Fig.II.1 Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique de l'acier de construction [17].

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

• **phase OA** : zone linéaire, pour laquelle les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si l'effort de traction est supprimé, l'éprouvette revient à sa longueur initiale ($\Delta L / L = 0$), il ne reste aucune déformation permanente. Le matériau ne se souvient plus du chargement précédent. C'est dans cette phase élastique que doivent demeurer les matériaux de nos constructions sous les actions réelles (à l'ELS) Cette zone est régie par la **loi de Hooke** $\sigma = E \varepsilon$. La loi de comportement est linéaire [17].

σ	Contrainte
E	Module d'élasticité
ε	Déformation spécifique

Chapitre II : Généralités et comportement mécanique des aciers

Le principe de superposition est applicable. Pour $\sigma = f_y$ (à la contrainte maximale) $\epsilon = \epsilon_y = E / f_y$

- **phase AB** : ce palier horizontal traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique. La contrainte reste constante : $\sigma = f_y = \text{cte}$.

Les déformations sont importantes. Si, à partir d'un point M situé sur le palier, on supprime l'effort de traction, le déchargement se fait selon une droite MM' parallèle à OA et l'éprouvette conserve une déformation rémanente (résiduelle) OM'. Plus ce palier est étendu, plus le matériau est dit **ductile** (au sens de non fragile). C'est une qualité principale pour un matériau de construction [17].

- **phase BC** : la charge croît à nouveau avec la déformation, de manière non proportionnelle, jusqu'au point C. C'est la phase **d'écrouissage**.

- **phase CD** : la déformation augmente et la charge est décroissante car il se produit une diminution de section en un point de l'éprouvette. C'est la phase de **striction**. Elle se termine par la rupture de l'éprouvette (point D) [17]

Ce diagramme permet de déterminer :

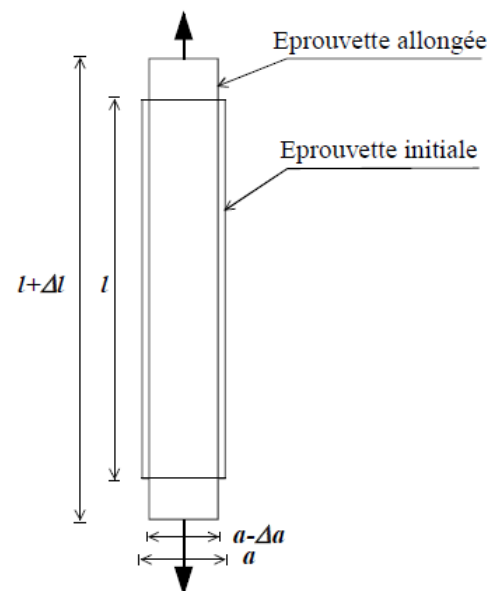
- la limite d'élasticité f_y qui est la contrainte au-delà de laquelle :
 - Il n'y a plus proportionnalité entre contrainte et déformation
 - Il subsiste des déformations permanentes après déchargement.
- la contrainte de rupture f_u , qui correspond au point C,
- le module d'élasticité longitudinale, ou module d'Young $E : E = \tan \alpha$
- l'allongement à rupture ϵ_u
- le coefficient de Poisson $\nu : \Delta a / a = -\nu \Delta l / l$
 $\nu = 0,25 \text{ à } 0,30$.

Avec :

l longueur initiale de l'éprouvette

a dimension transversale de l'éprouvette

Le signe (-) traduit que l'allongement de l'éprouvette, $\Delta l > 0$, s'accompagne d'une contraction latérale $\Delta a < 0$.



❖ Plasticité de l'acier : réserve de sécurité

Le palier de ductilité AB est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que

localement, dans une structure, des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique.

Elles disposent alors du palier AB pour se décharger sur les zones avoisinantes. On parle alors d'adaptation plastique.

La probabilité de voir les valeurs réelles des charges plus fortes et celles des résistances des matériaux plus faibles que les valeurs prises en compte dans les calculs, n'est jamais négligeable [17].

Or le plus grand danger que doit fuir le constructeur est celui d'une rupture fragile, rupture survenant brutalement sans aucun signal prémonitoire.

II.2.2 Loi de comportement d'un acier fragile :

La loi se réduit à sa phase élastique, sans plasticité et vis à vis duquel il faudrait Appliquer des coefficients de sécurité considérables [18].

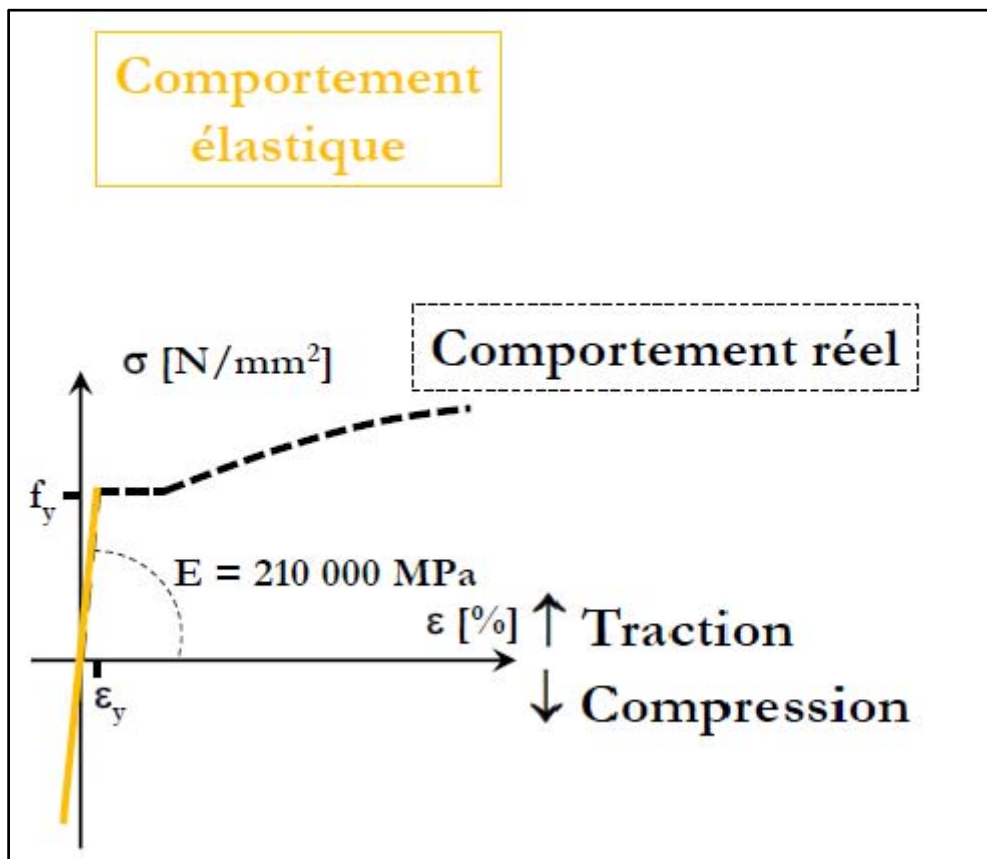


Fig. II.2 Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'un acier fragile [18].

Cette notion de plasticité/sécurité est très importante. En effet, lorsqu'une pièce en fonte ou en acier dur est excessivement sollicitée au-delà de la limite

d'élasticité, elle va périr par rupture brutale, sans présenter de symptômes prémonitoires.

En revanche, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations qui vont prévenir du danger latent.

II.2.3 Loi de comportement d'un acier élastique plastique :

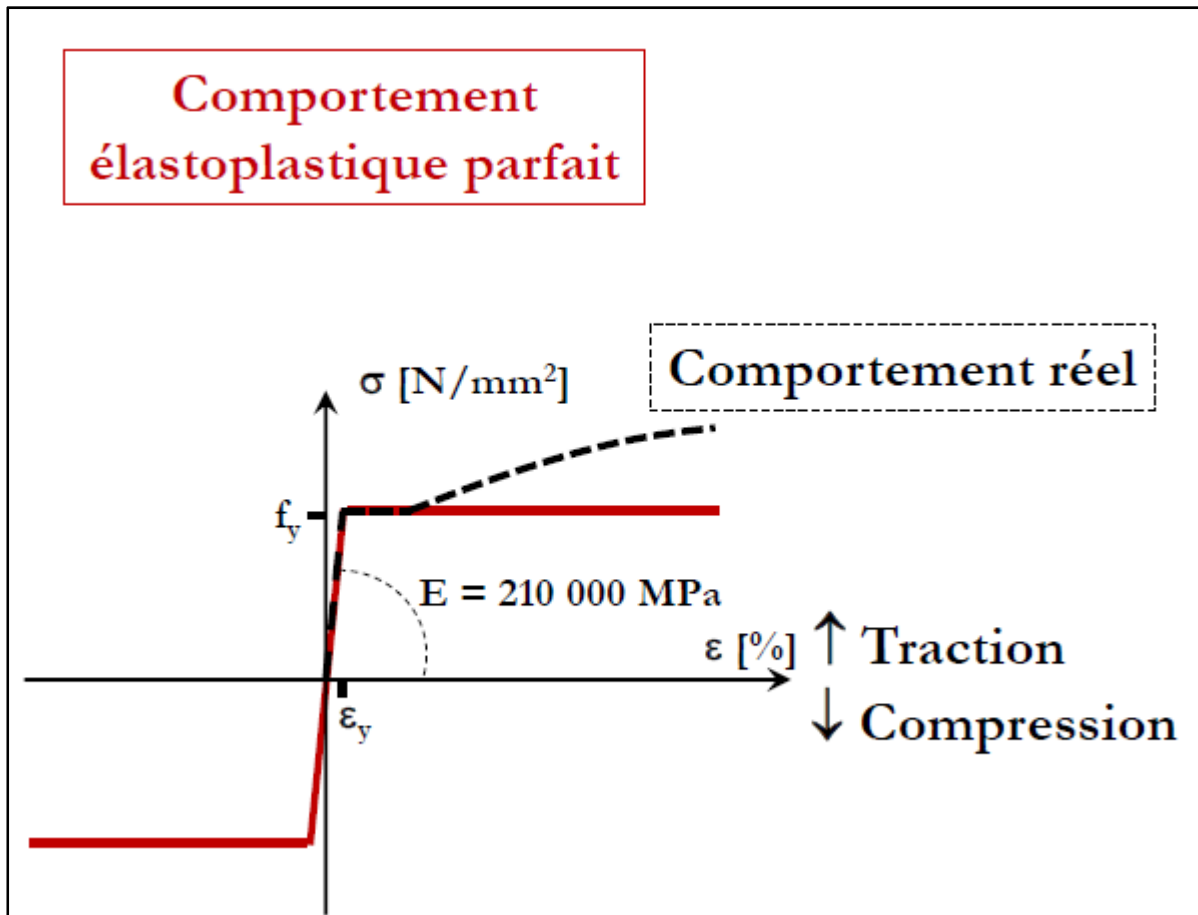


Fig. II.3 Allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique d'un acier élastique plastique [18].

Un matériau doué de plasticité présente des qualités fondamentales pour la sécurité. Quand sa résistance mécanique est épuisée ou va l'être, il prévient par les déformations qu'il subit. C'est là une sonnette d'alarme. Un tel matériau est doué de la possibilité d'adaptation.

En outre, la zone sur contrainte (concentration locale de contraintes ou déficience locale accidentelle) va, en se plastifiant, se déformer, se dérober et provoquer le report des contraintes excessives sur des zones ou des pièces voisines non saturées (non encore épuisées).

Les structures métalliques ont ainsi, grâce à la ductilité de l'acier, la faculté d'équilibrer les zones de contraintes par ce qu'il est convenu d'appeler l'adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmentent, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus la déformation à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les Aciers doux (à faible teneur en carbone) sont autorisés en construction métallique, le taux de carbone moyen étant de 0,2%. La figure II.4 présente l'allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique aux différents comportements des aciers de construction en charpente métallique [17].

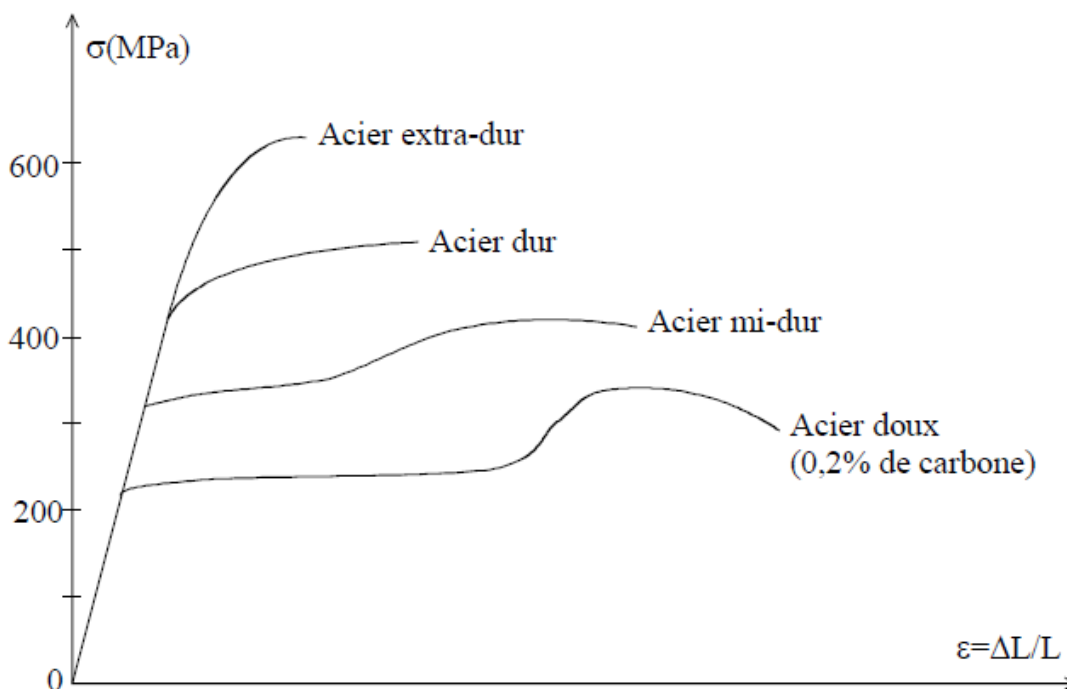


Fig. II.4 présente l'allure générale de la relation contrainte-déformation spécifique aux différents comportements des aciers de construction en charpente métallique [17].

II.3 Caractéristiques des matériaux de construction :

Les caractéristiques principales des différents matériaux de construction sont examinées dans cette partie. Il s'agit plus particulièrement des métaux employés couramment dans les structures métalliques, à savoir l'acier de construction.

II.3.1 Acier de construction :

Certaines caractéristiques mécaniques d'un acier telles que résistance à la traction, limite d'élasticité, allongement de rupture, sont définies par l'essai de traction sur éprouvettes qui permet d'établir le diagramme contrainte-déformations spécifique (fig. II.1).

Dans la figure II.5, on a tracé la relation contrainte-déformations spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (Fe E 235 et Fe E 355), où l'on a admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité. Si l'allure des deux courbes données à la figure II.5 correspond à celle obtenue lors d'un essai de traction, les valeurs numériques qui y sont indiquées correspondent à des valeurs de calcul [19].

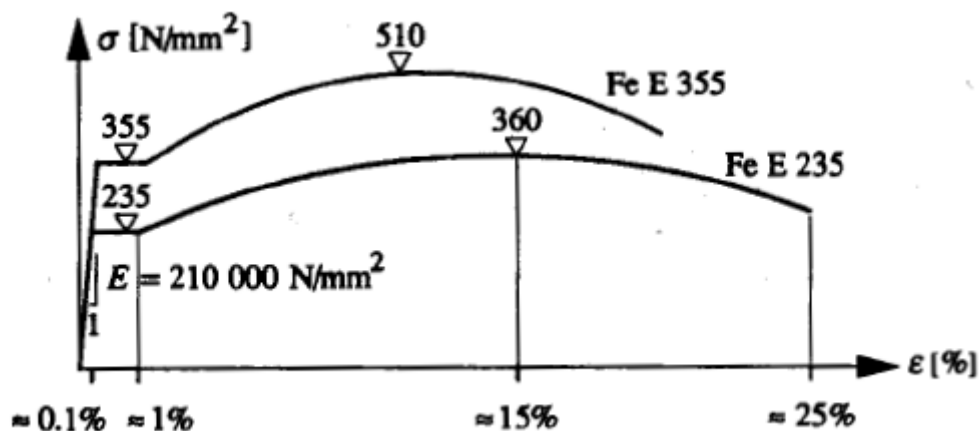


Fig. II.5 Diagrammes contrainte-déformation spécifique des aciers Fe E 235 et Fe E 355 [19].

Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- module d'élasticité $E = 210\,000$ N/mm² = 210 kN/mm²
- module de glissement $G = E / 2(1+\nu) = 81$ kN/mm²,
- coefficient de contraction latérale (Poisson) : $\nu = 0.3$
- masse volumique : $\rho = 78.5$ kN/m³
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ /°C

La contrainte f_y correspondant à la limite d'élasticité est fonction de l'épaisseur du produit. Ceci est dû principalement au fait que la structure cristalline du métal subit des modifications lors du laminage. Ces dernières ont pour conséquence que les pièces minces, soumises à plusieurs passes de laminage, ont une limite d'élasticité supérieure à celle des produits de forte épaisseur.

Chapitre II : Généralités et comportement mécanique des aciers

Un acier est défini par ses caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques. En construction métallique, on utilise des aciers dont les caractéristiques sont définies par des valeurs minimales ou maximales, prescrites par des normes. La norme EN 10 025 [24], donne les indications concernant ces valeurs. Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) Soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique est du deux type :

On désigne un acier par sa nuance et en fonction de leur épaisseur.

II.3.2 Nuance d'acier :

La nuance d'un acier est définie par sa limite d'élasticité f_y . Un acier ayant une valeur nominale de la limite d'élasticité $f_y = 235$ N/mm est appelé acier Fe E 235 (Fe pour fer, E pour limite d'élasticité).

Le **tableau II.1** donne la désignation et quelques caractéristiques des principaux aciers de construction. On prêter particulièrement attention à la désignation utilisée actuellement par la norme européenne EN 10 027-1 [23]

Nuance d'acier selon EN 10027-1 (1992)	Limite d'élasticité f_y [N/mm ²]	Résistance à la traction f_u [N/mm ²]	Allongement de rupture ϵ_r (%)	Désignations ou utilisation
S235	235	360	26	Acier doux
S275	275	430	22	Acier pour profiles creux
S355	355	510	22	Acier a haute résistance
S460	460	550	17	Acier a grain fin

TAB. II.1 Nuance d'acier selon la norme européenne EN 10027 [19]

II.3.3 Fonction de leur épaisseur :

Ils sont encore dénommés "aciers d'usage général" et sont définis par la norme NF EN 10025 [24].

Nous nous limitons en construction métallique à 3 nuances principales d'acier :

- **S 235** dans la majorité des ouvrages courants, En effet, pour les constructions courantes, les conditions de flèche sont déterminantes, il est alors inutile de prévoir une nuance supérieure.
- **S 275** et **S 355** plus rarement, par exemple pour des ouvrages d'art ou des éléments fortement sollicités.

Chapitre II : Généralités et comportement mécanique des aciers

Ces 3 nuances d'acier (comme toutes celles des normes NF EN 10025 et 10113) correspondent aux exigences du calcul en plasticité qui ne peut être utilisé qu'à la condition que l'acier satisfasse aux conditions suivantes :

- Le rapport de la résistance à la traction minimale f_u à la limite d'élasticité minimale f_y respecte la condition : $f_u / f_y \geq 1,2$
- L'allongement à la rupture ϵ_u n'est pas inférieur à 15% : $\epsilon_u \geq 15$
- La déformation ultime ϵ_u correspondant à la résistance à la traction f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ϵ_y correspondant à la limite d'élasticité f_y :

$$\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$$

Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur				
	Épaisseur t	Nuances d'aciers		
		S 235	S 275	S 355
Limite élastique f_y (MPa)	$t \leq 16$ mm	235	275	355
	$16 < t \leq 40$ mm	225	265	345
	$40 < t \leq 63$ mm	215	255	335
Résistance à la traction f_u (MPa)	$t \leq 3$ mm	360/510		510/680
	$3 < t \leq 100$ mm	340/470	430/580	510/680
			410/560	490/630
Allongement minimal moyen ϵ	$t \leq 3$ mm	18 %	15 %	15 %
	$3 < t \leq 150$ mm	23 %	19 %	19 %

TAB. II.2 Caractéristiques mécaniques des aciers en fonction de leur épaisseur [24].

II.3.4 Évolution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur :

Il est important de noter que les valeurs requises dépendent de l'épaisseur du matériau. En fait, la limite élastique f_y et la résistance à la traction f_u décroissent quand l'épaisseur augmente, ce qui peut être expliqué par le fait que, pour un matériau plus épais.

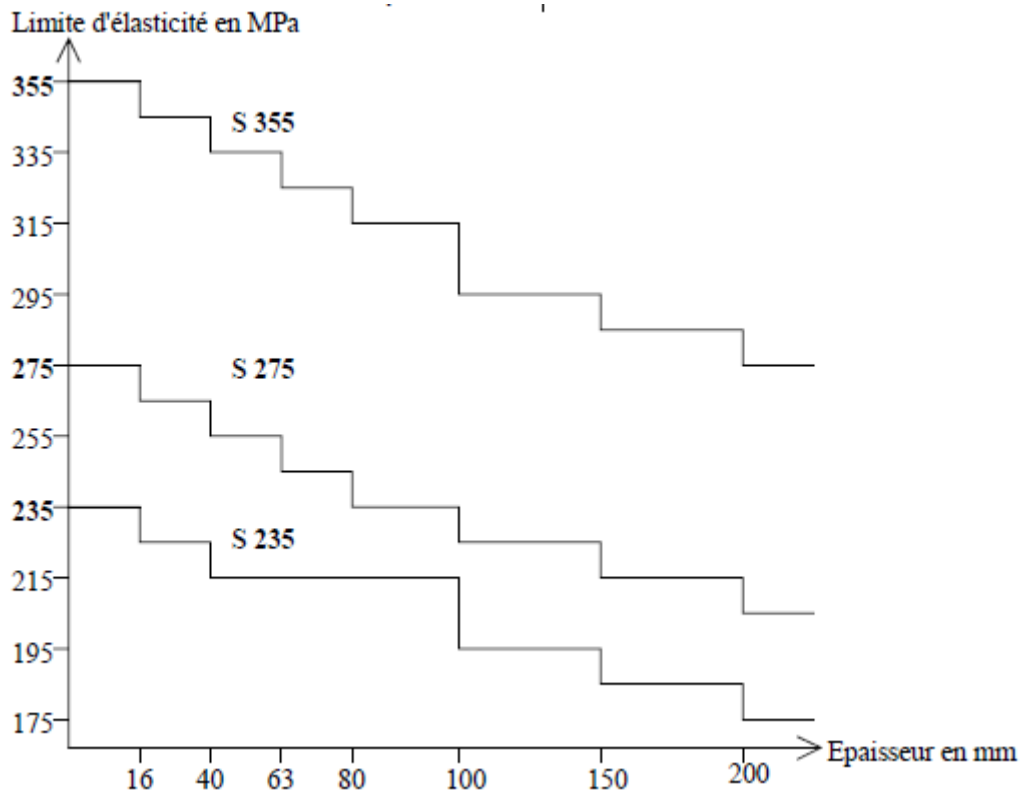


Fig. II.6 Évolution de la limite d'élasticité en fonction de l'épaisseur.

II.4 Description des Modèles numériques à étudier : II.4.1 Définition des propriétés mécaniques de l'acier :

Afin d'examiner la fiabilité du modèle, trois types de portiques métalliques assemblés de deux types assemblage rigide et assemblage articulé ont été évalués.

Valeur introduite dans ABAQUS sous forme d'un tableau

Module de Young E	210000 MPa
Coefficient de Poisson ν	0,3
La densité ρ	7,85E-006
Limite d'élasticité	235 MPa

TAB. II.3: Propriétés des aciers utilisés pour la simulation dans le domaine élastique

La nuance d'acier utilisée :

#Acier doux **S235** # Acier dur **S400**

Contrainte	Déformation
235	0
235	0.001
235	0.0012
240	0.0019
245	0.022
280	0.0623
330	0.0892
350	0.0106
360	0.026

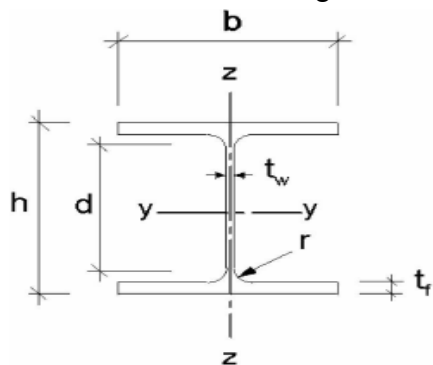
Contrainte	Déformation
400	0
409,95	0.000286
412,23	0.000557
414,51	0.000829
437,43	0.00354
460,47	0.00623
483,64	0.00892
506,92	0.0116
530	0.0157

TAB. II.4: Propriétés des aciers utilisés pour la simulation dans le domaine plastique.

II.4.2 Définitions des Propriétés géométriques des portiques :

Sont résumées dans les tableaux suivants

➤ **Poteau HEA 280** : Longueur **L = 3,10 M**



Désignation	Dimensions						Dimensions de construction			
	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	hi mm	d mm	Ø
HEA 280	76.4	270	280	8	13	24	97.26	244	196	M27

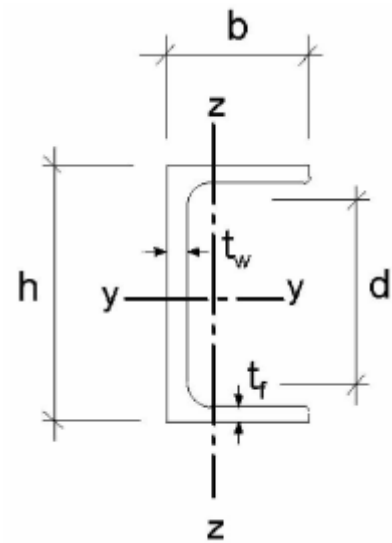
Chapitre II : Généralités et comportement mécanique des aciers

➤ **POUTRE IPE 300** : Longueur $L = 4,00 \text{ M}$

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction			
	G kg/m	H mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²	hi mm	d mm	Ø
YPE 300	42.2	300	150	7.1	10.7	15	53.81	278.6	248.6	M16

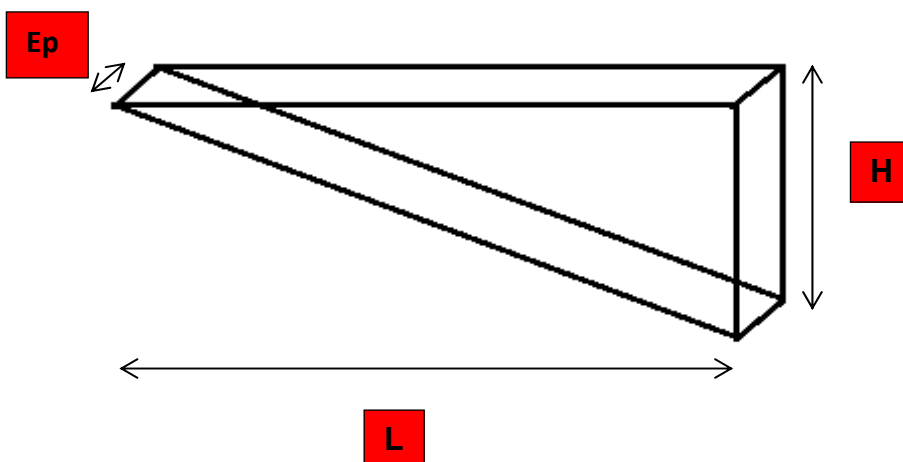
➤ **La diagonale UAP 80** : Longueur $L = 4,40 \text{ m}$

Désignation	Dimensions						
	G kg/m	h mm	b mm	tw mm	tf mm	r mm	A cm ²
UAP80	8.4	80	45	5	8	8	10.67



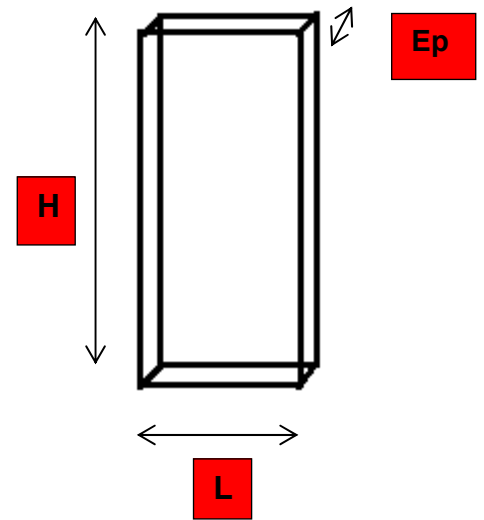
➤ **Jarret** :

Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
300	350	50



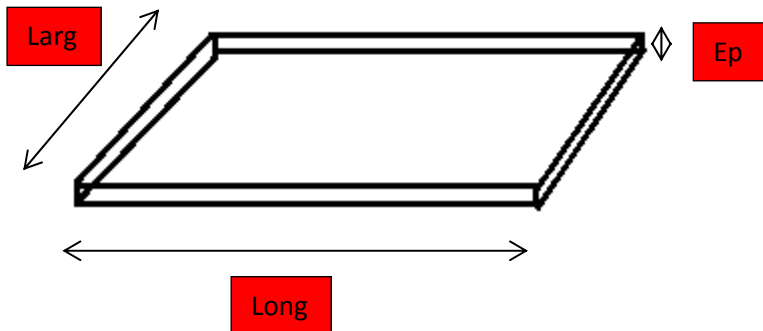
➤ **Plaque d'about :**

Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
650	150	20



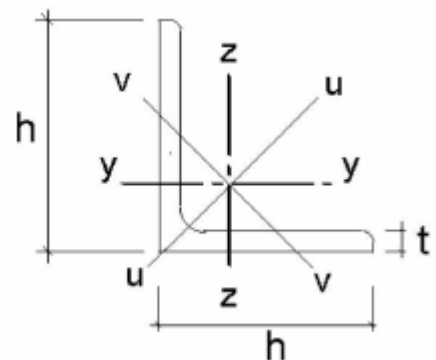
➤ **Plaque de base :**

Longueur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
400	400	25



➤ **CORINERES L100X100X15**

Désignation		Dimensions			
	G kg/m	h=h mm	t mm	r1 mm	r2 mm
UAP80	8.4	80	15	5	8



Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions sur les aciers ainsi que leur comportement mécanique et On a défini les modèles a utilisé par le code de calcul ABAQUS.

Chapitre III :

Simulation numérique

III.Introduction :

Ce chapitre présent l'étude numérique utilisant le logiciel "ABAQUS" qui a pour but d'étudier le comportement mécanique des trois portiques lorsqu' ils sont est soumise à une charge horizontale ponctuelle équivalente à la force sismique appliquée à l'extrémité de ci portique.

III.1 Définition de logiciel ABAQUS :

Ce logiciel est une suite puissante des programmes de simulation crée en 1978, basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. Le code de calcul ABAQUS est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il s'est imposé comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. ABAQUS a une bibliothèque étendue d'éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans des secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutants, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

Deux tâches sont à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc...., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- **ABAQUS/Standard**: résolution par un algorithme statique implicite.
- **ABAQUS/Explicit**: résolution par un algorithme dynamique explicite.
- **ABAQUS/CAE** : constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour les dits solveurs.

III.1.1 ABAQUS/Standard : est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite (résolution par un algorithme statique implicite) (**Figure III.1**).

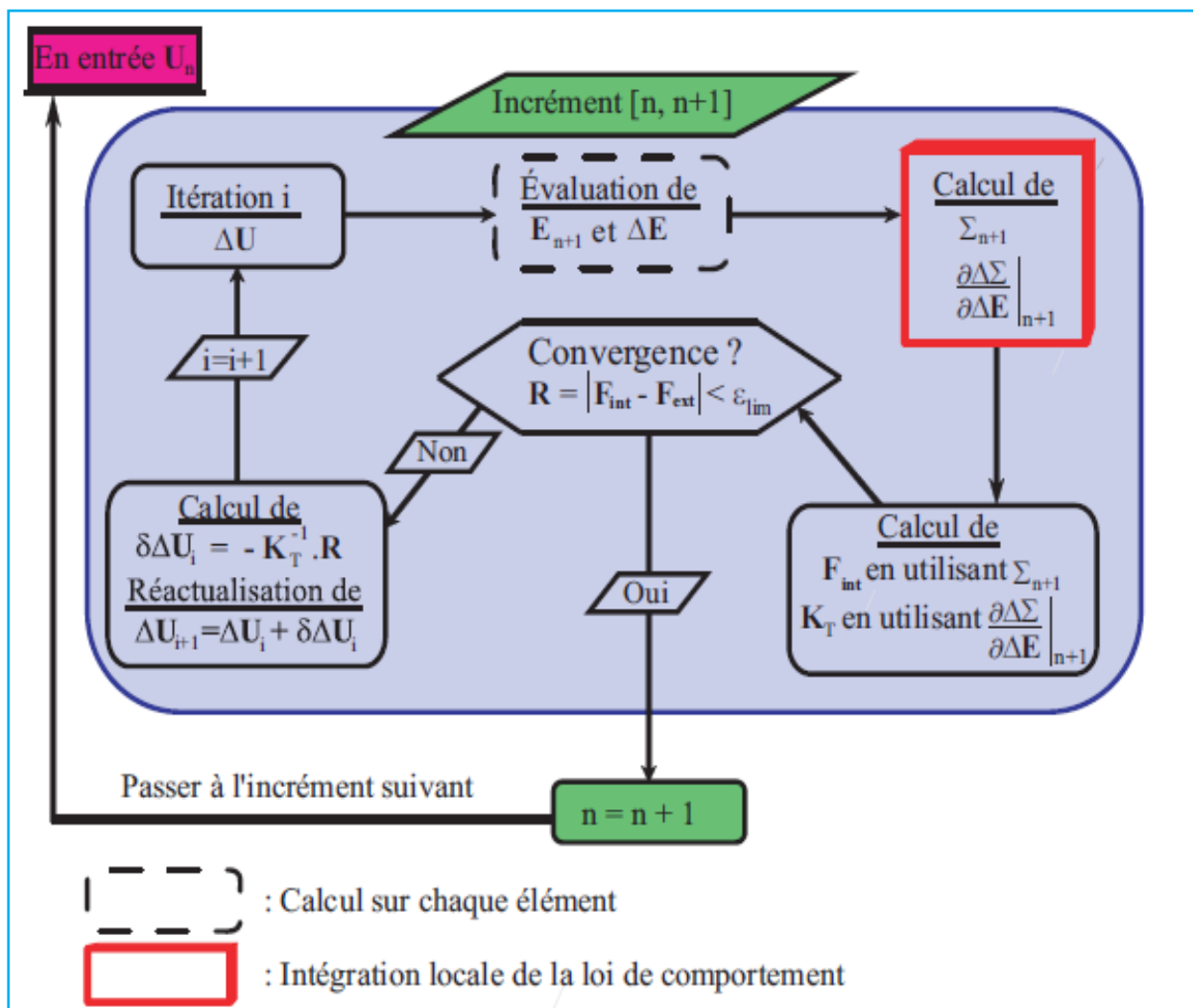


Fig. III.1: Organigramme de résolution du schéma statique implicite [29].

III.1.2 ABAQUS/Explicit : emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamique ou quasi-statique non-linéaires (résolution par un algorithme explicite) (**Figure III.2**).

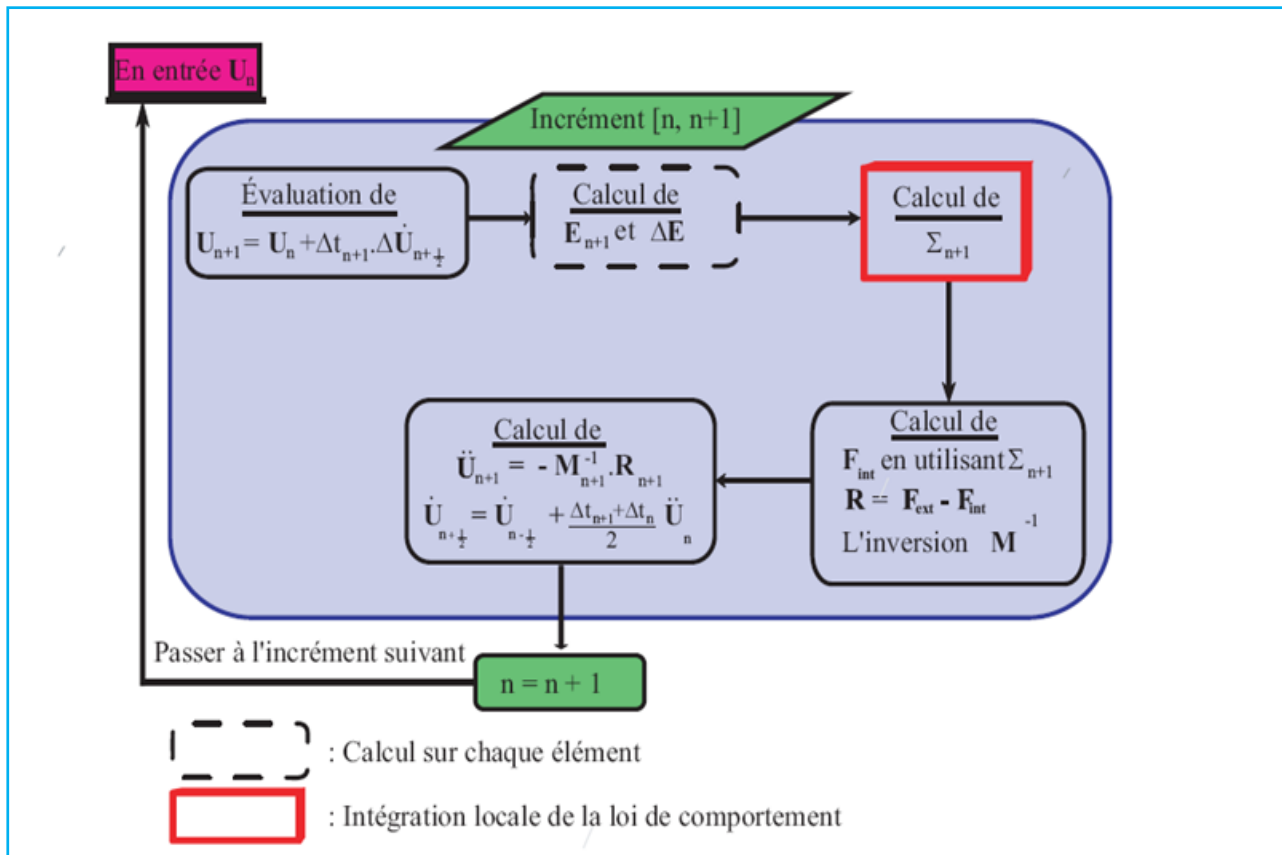


Fig.III.2: Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite [29].

III.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnent) :

Le CAE représente l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus. Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats, comme montré sur **la figure III-3**

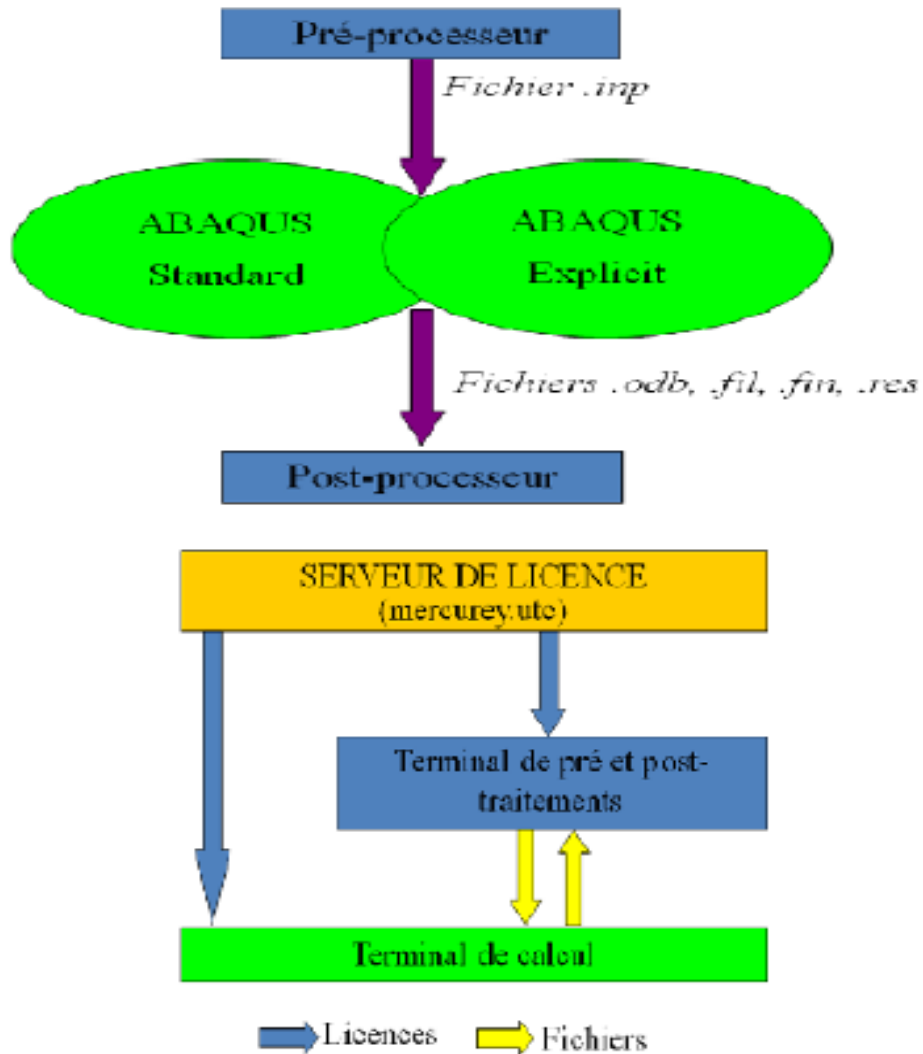


Fig. III.3: Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [30].

III.2.1 Description du logiciel :

Le logiciel est divisé en dix modules indépendants les uns des autres :

Part, property, Assembly, Step, Interaction, Load, Mesh, Job, Visualization, sketch.

III.2.2 Catégories d'éléments :

On différencie dans ABAQUS diverses familles :

- Eléments continus
- Eléments structuraux
- Eléments dits spéciaux dans une même famille, il existe différentes formes d'éléments

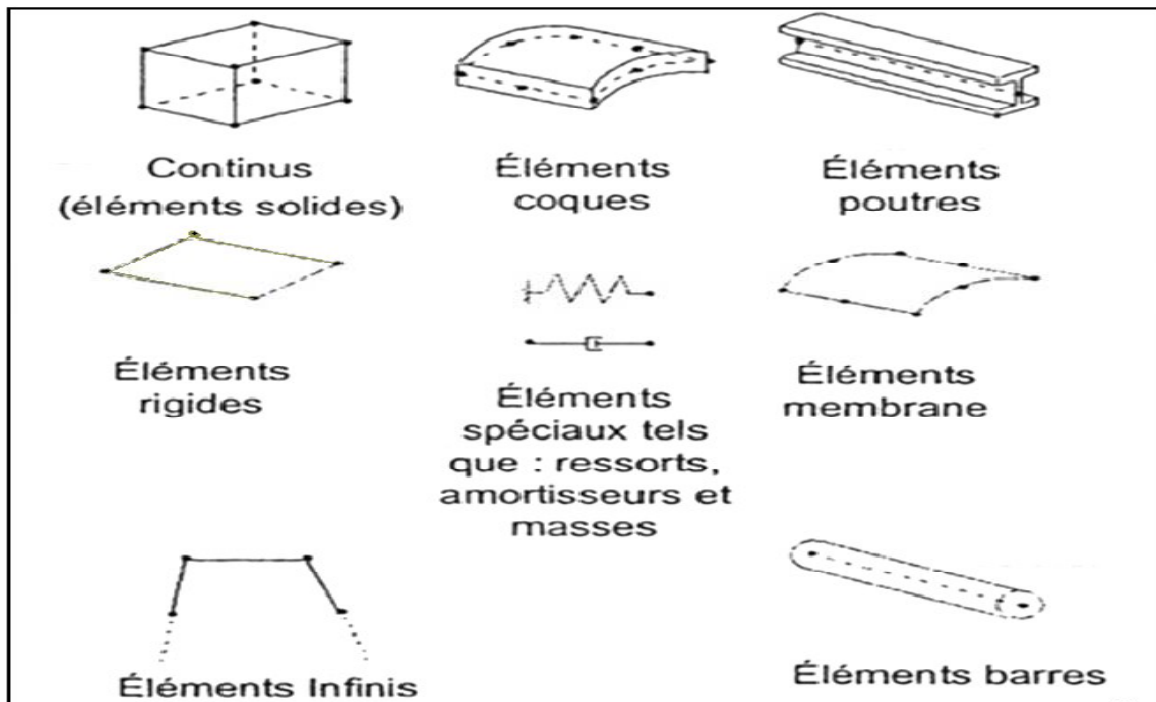


Fig III.4 : Les catégories d'éléments dans le logiciel ABAQUS [30].

Le principal avantage du code de calcul ABAQUS réside dans le fait qu'il soit «Généraliste». Il permet notamment de résoudre, de façon efficace et robuste, une large gamme de problèmes en statique ou en dynamique, allant de simples problèmes linéaires jusqu'à des problèmes beaucoup plus complexes et fortement non-linéaires. Les phénomènes physiques pouvant être simulés sont nombreux et il est possible de prendre en compte certaines de leurs interactions, telles que les interactions thermomécaniques, thermoélectriques ou encore fluide structures [29].

Pour cela, ABAQUS met à disposition de l'utilisateur une importante gamme de modèles de matériaux et d'éléments pouvant être combinés de façon adéquate, ainsi que diverses méthodes pour modéliser les conditions initiales et aux limites du problème.

III.2.3 Définition des unités : [30]

Ce logiciel ne travaillant pas avec des unités, nous devons les choisir en données d'entrées afin qu'elles soient homogènes.

Quantity	SI	SI(mm)	SI	US Unit(ft)	US Unit(inch)
Length	<i>m</i>	<i>mm</i>	<i>m</i>	<i>ft</i>	<i>in</i>
Force	<i>N</i>	<i>N</i>	<i>kN</i>	<i>lbf</i>	<i>lbf</i>
Mass	<i>kg</i>	<i>tonne (10³kg)</i>	<i>tonne</i>	<i>slug</i>	<i>lbf s²/in</i>
Time	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>
Stress	<i>Pa (N/m²)</i>	<i>MPa (N/mm²)</i>	<i>kPa</i>	<i>lbf/ft²</i>	<i>psi (lbf/in²)</i>
Energy	<i>J</i>	<i>mJ (10⁻³J)</i>	<i>KJ</i>	<i>ftlbf</i>	<i>inlbf</i>
Density	<i>kg/m³</i>	<i>tonne/mm³</i>	<i>tonne/m³</i>	<i>slug/ft³</i>	<i>lbf s²/in⁴</i>

Tab III.1 : tableau des unités correspond à ABAQUS

Choix des unités pour notre simulation:

- distance : mm
- temps : s
- masse : g
- masse volumique : g / mm³
- force : N
- contrainte/pression : MPA

Les résultats de notre simulation seront donc donnés avec ces unités.

III.3 Définition de modèle à simuler

Cette partie consiste à une étude comparative entre trois portiques avec deux types d'assemblages articulée, rigide et deux types de Nuance d'acier S400, S235 :

- ✓ Le premier portique est réalisé avec deux poteaux HEA 280 et une poutre IPE 300 sans palie de stabilité.
- ✓ le deuxième portique est réalisé uniquement avec une seule diagonale portique en (N).
- ✓ le troisième réalisé avec deux diagonales portique en (X).

Sous chargement horizontal, afin d'évaluer la performance, et d'étudier le comportement à savoir la naissance successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques des trois modèles.

Les résultats des trois modèles étudiés seront comparés.

III.3.1 Le modèle mécanique

On a à simuler trois portiques en acier

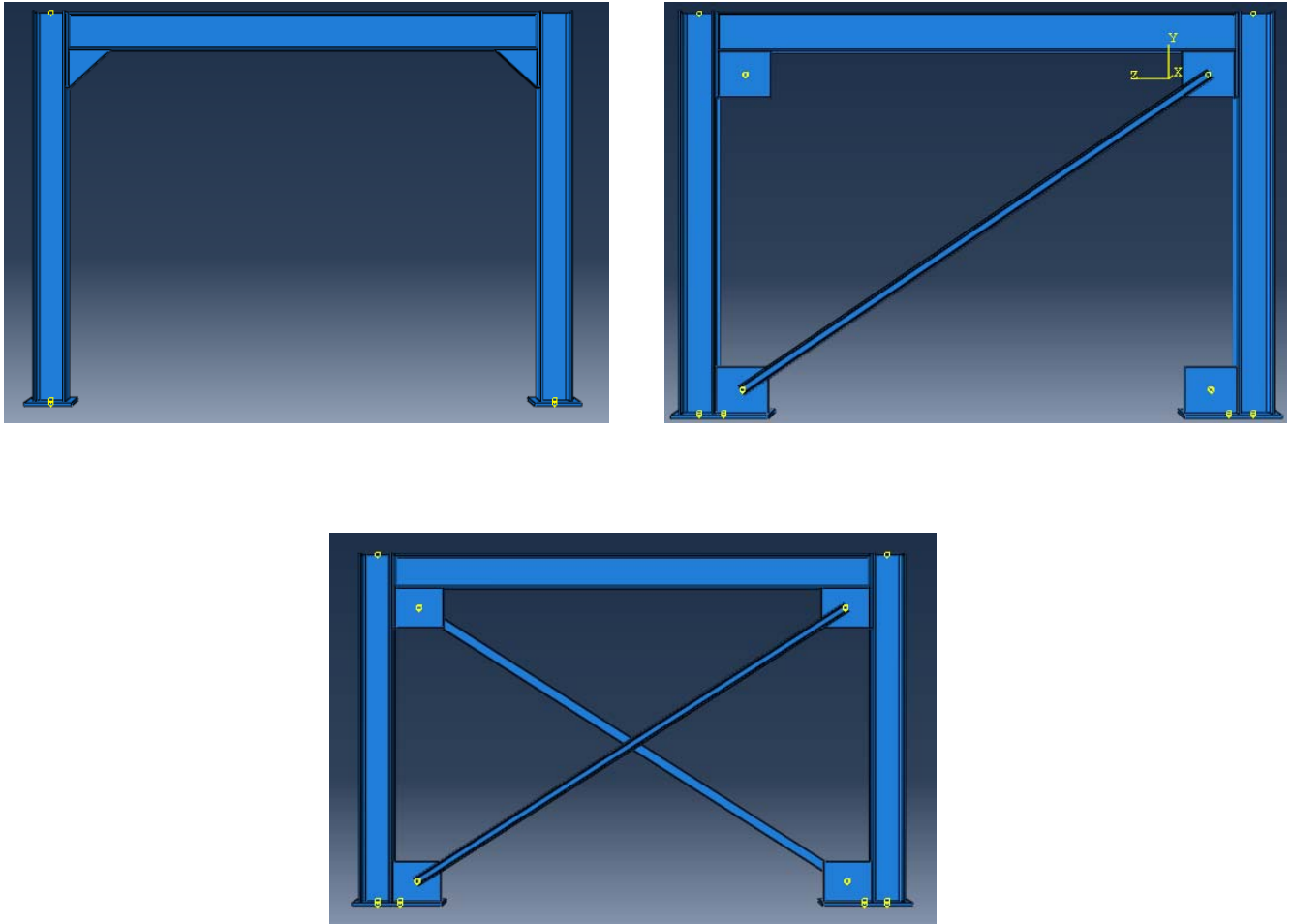


Fig. III.5 : les différents portiques étudiés.


III.3.2 Les étapes suivies dans cette simulation pour le modèle :

ABAQUS comporte en tout neuf modules pour la modélisation et introduction des Données et un neuvième module qui sert à visualiser les résultats ; qui sont :

1) MODULE « PART » :

Création des parties structurelles de la simulation à réaliser avec le dessin directement dans Abaqus.

CREATION DES ELEMENTS

On commence par créer les éléments « parts » (poteau, poutre, diagonal, plaque de base, jarret, plaque d about, cornière) en 2D. On crée une pièce en 2D avec la caractéristique « *crêât part* » à partir de l'icône .

Chapitre III : Simulation numérique

On dessine ensuite l'élément que l'on souhaite « solide et *déformable* »

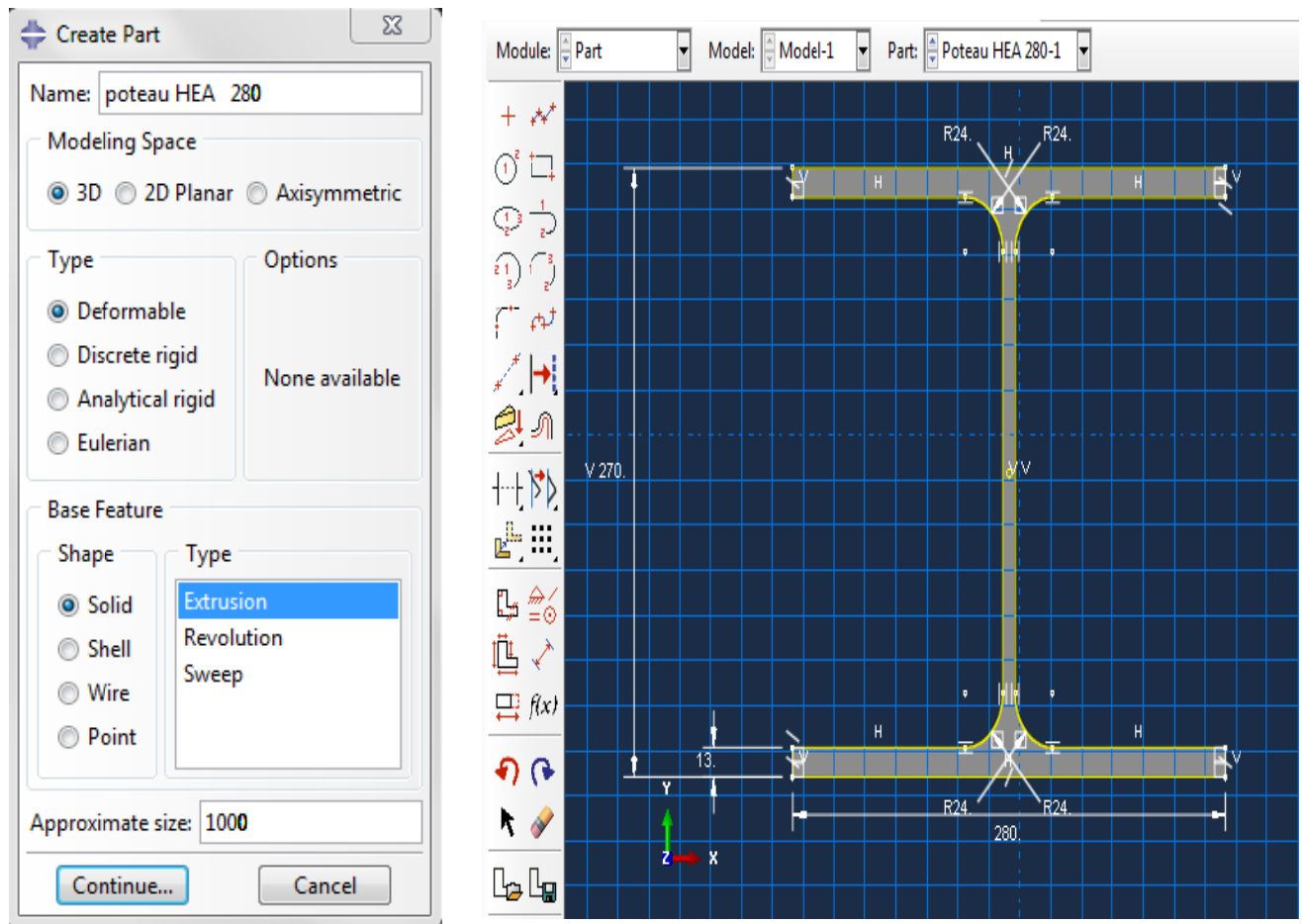



Fig. III.6 : création du poteau HEA280

2) Module « Propret »

On définit les caractéristiques du matériau dans le module « property » . C'est dans ce module que l'on insère les coefficients des lois de comportement du matériau calcul élastique.

La masse volumique, module de Young et le coefficient de poisson.

Pour faire une analyse non linéaire, on doit introduire les lois de comportement non linéaire des deux aciers pour chaque modale.

On considère notre matériau comme étant un acier à haut résistance et acier doux. Lors du comportement est défini par une courbe élasto-plastique avec écrouissage et isotrope introduite dans ABAQUS sous forme d'un tableau.

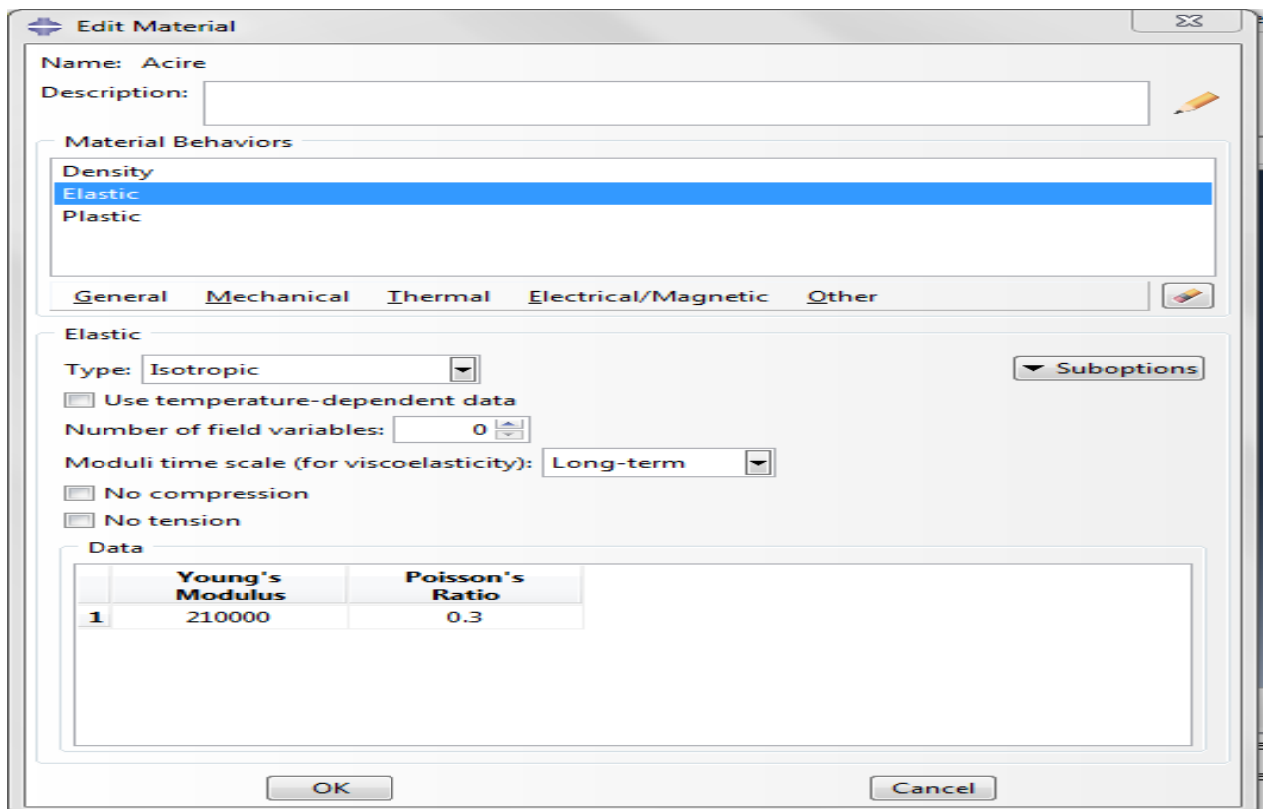
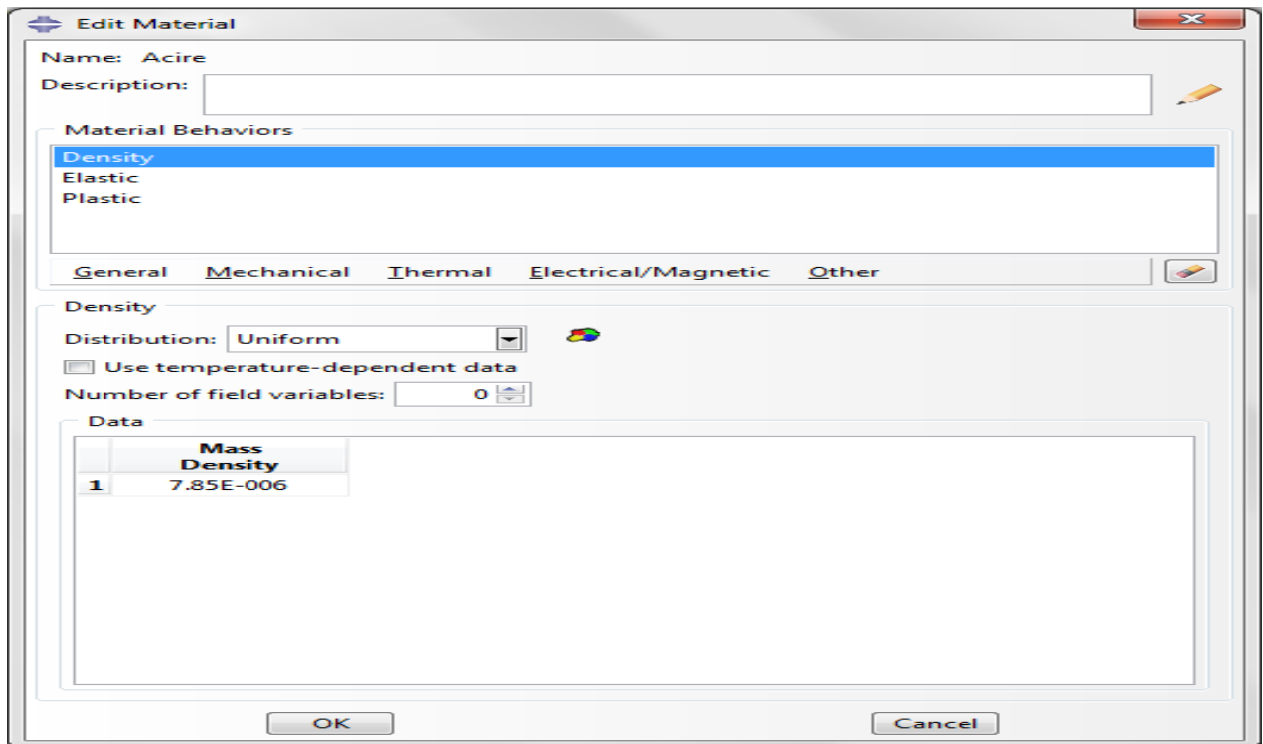


Fig. III.7 : Définition du comportement de l'acier.

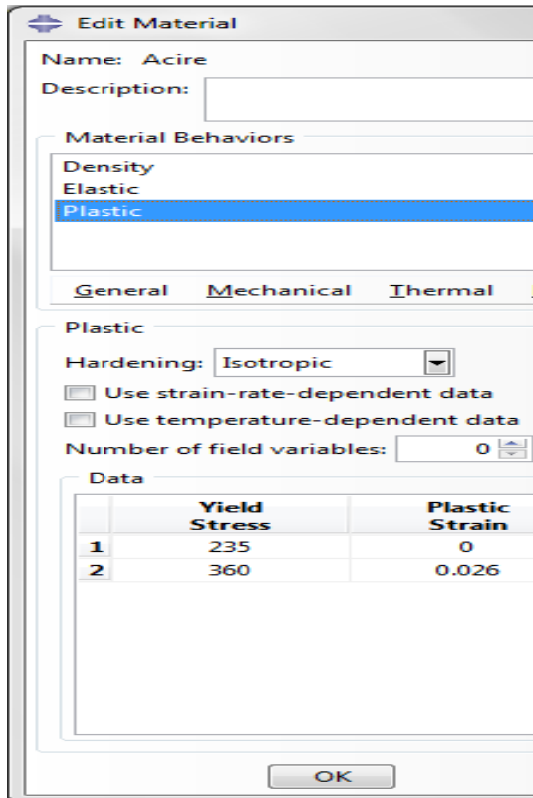


Fig. III.7 (suite) : Défin

3) Module « assembly » :

Dans ce module, on importe nos pièce faire des rotations et le translaté jusqu

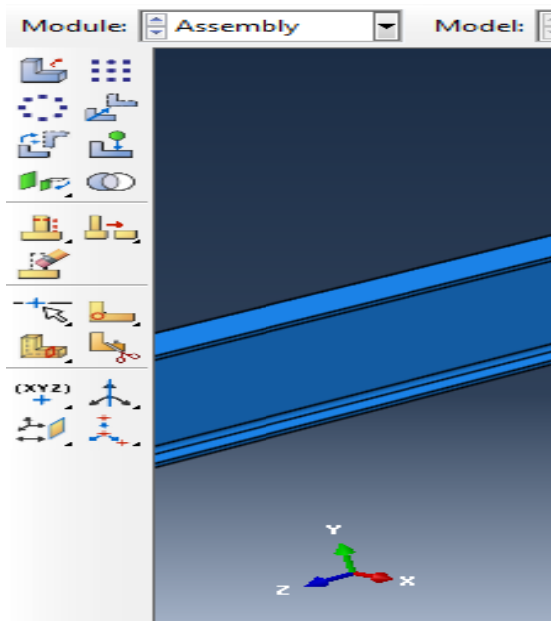


Fig. III.8 :Assemblage entre la pout

Chapitre IV :

Présentation et Interprétation des résultats

PARTIE A : Résultat avec acier dur S400 :

IV.A.1 Présentation des résultats des modèles :

IV.A.1.1 Comparaison des énergies des modèles en (Mili joule) :

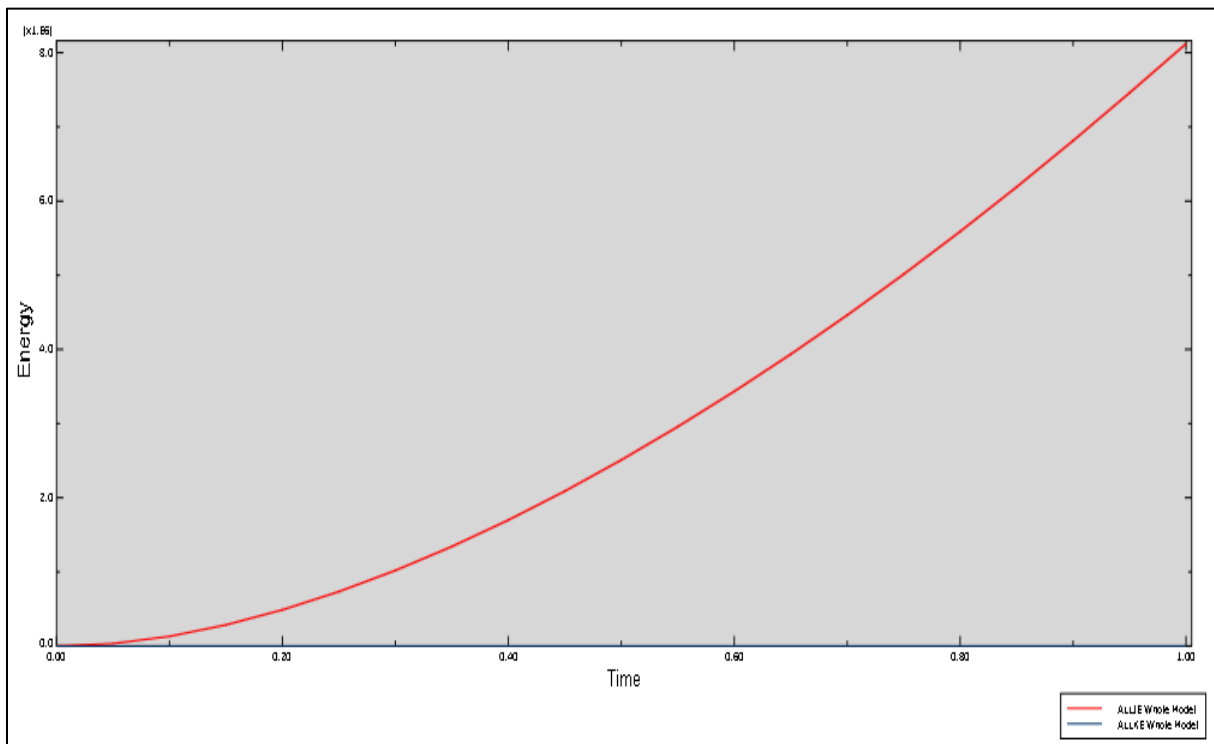


Figure IV.A.1 : Vérification des énergies.

La figure IV.1 montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante comparant à l'énergie potentielle, cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

VI.A.1.2 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :

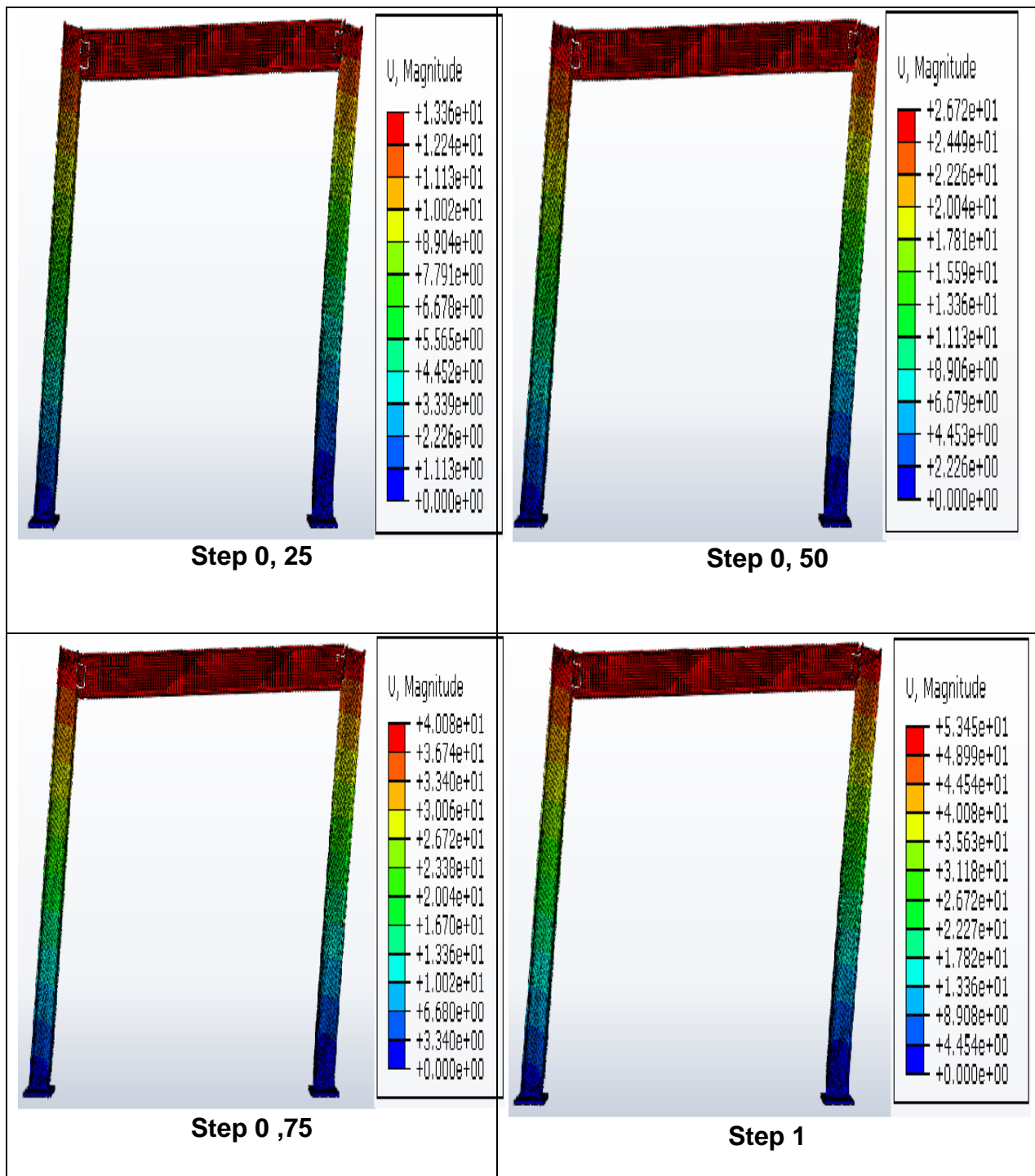


Figure IV.A.2: Propagation des déplacements dans le portique.

Le portique atteint le déplacement qu'on lui a imposé (50Millimètre) au dernier incrément de chargement.

IV.A.1.3 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :

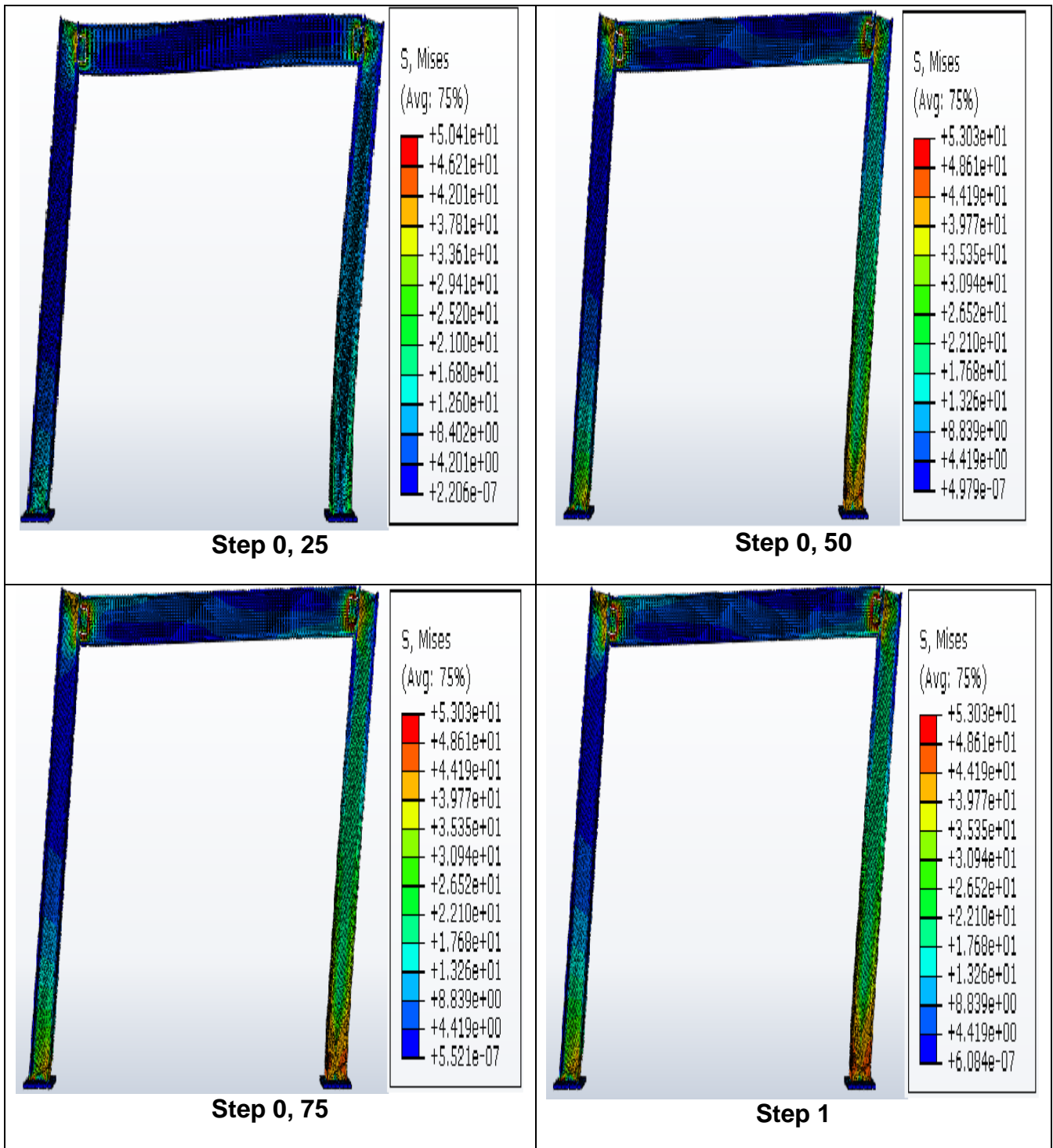


Figure IV.A.3 : Propagation des contraintes dans le portique.

Les contraintes sont très importantes dans les zones critiques de la poutre.

IV.A.1.4 Propagation des déformations dans le portique :

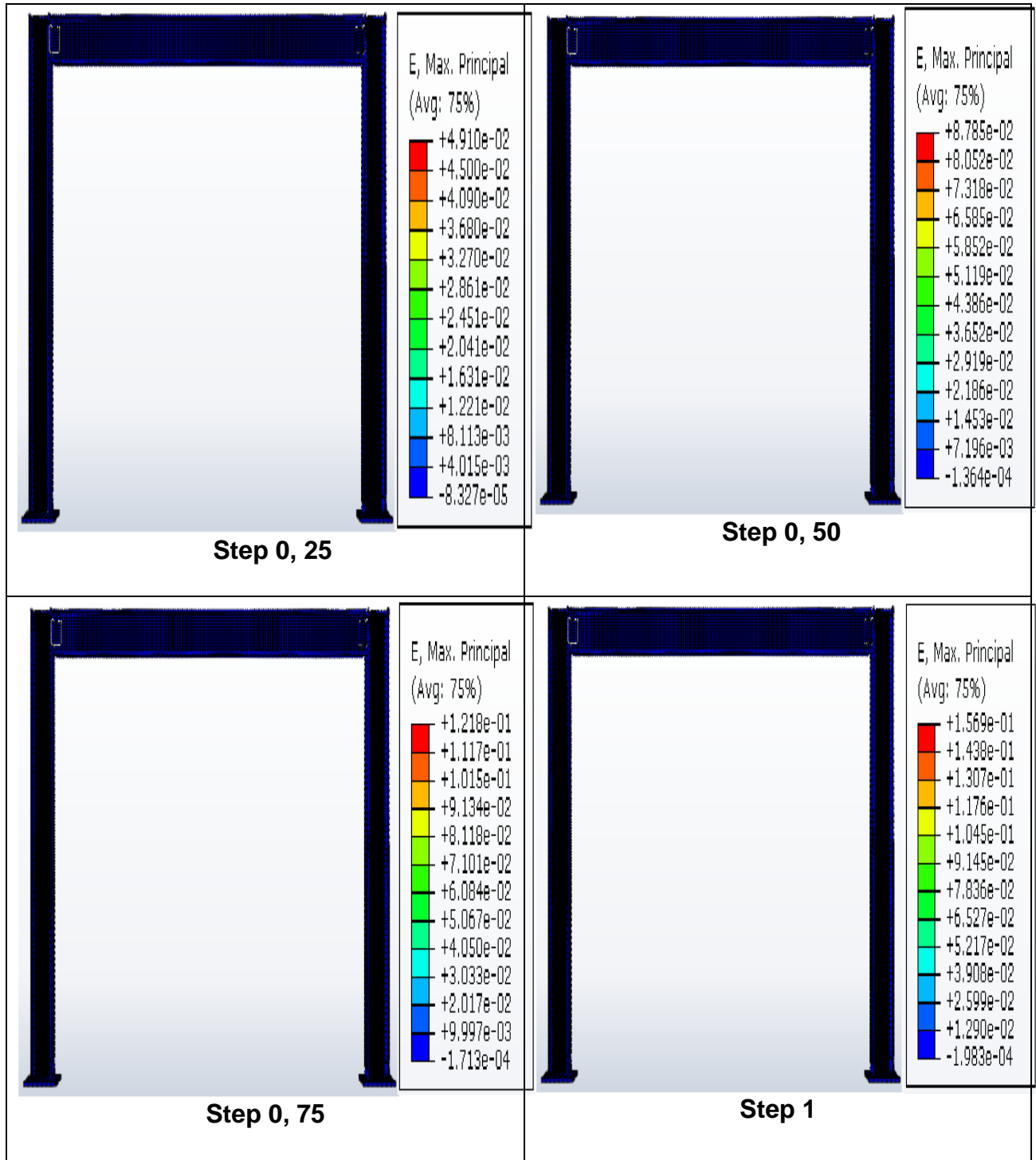


Figure IV.A.4 : Propagation des déformations dans le portique.

Les déformations sont proportionnelles aux contraintes.

IV.A.1.5.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :

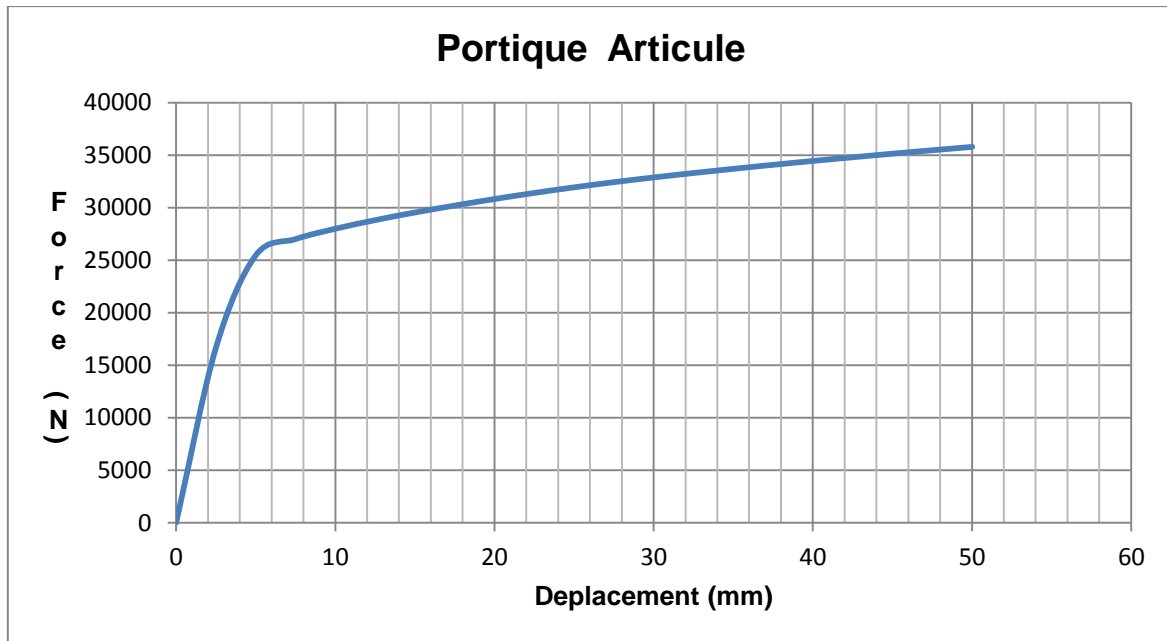


Figure IV.A.5 : courbe force-déplacement.

IV.A.1.5.2 Courbe Contrainte-déformation du portique

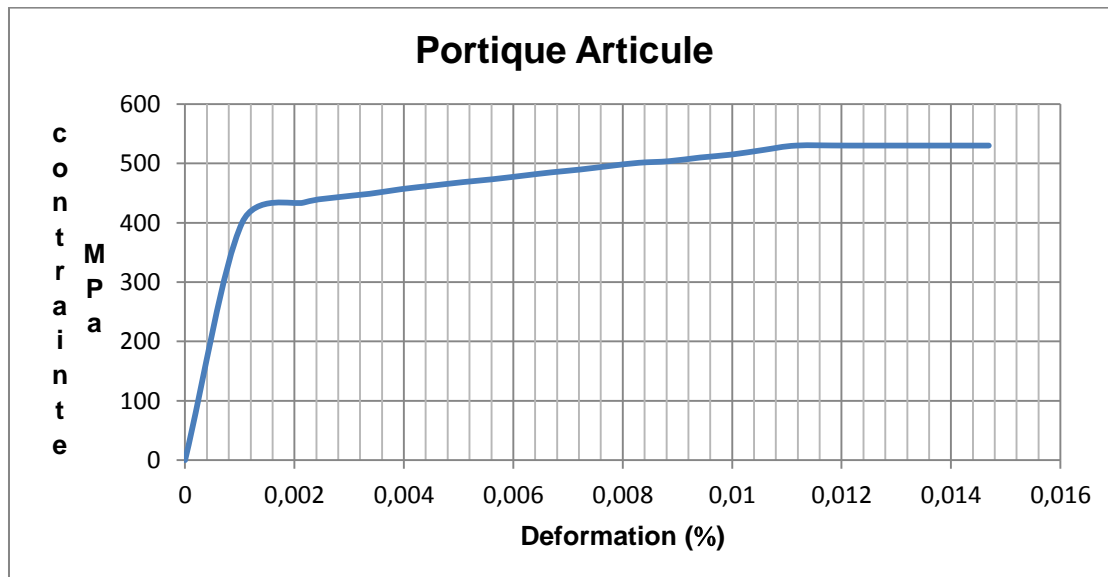


Figure IV.A.6 : Contrainte-déformation.

VI.A.2.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm):

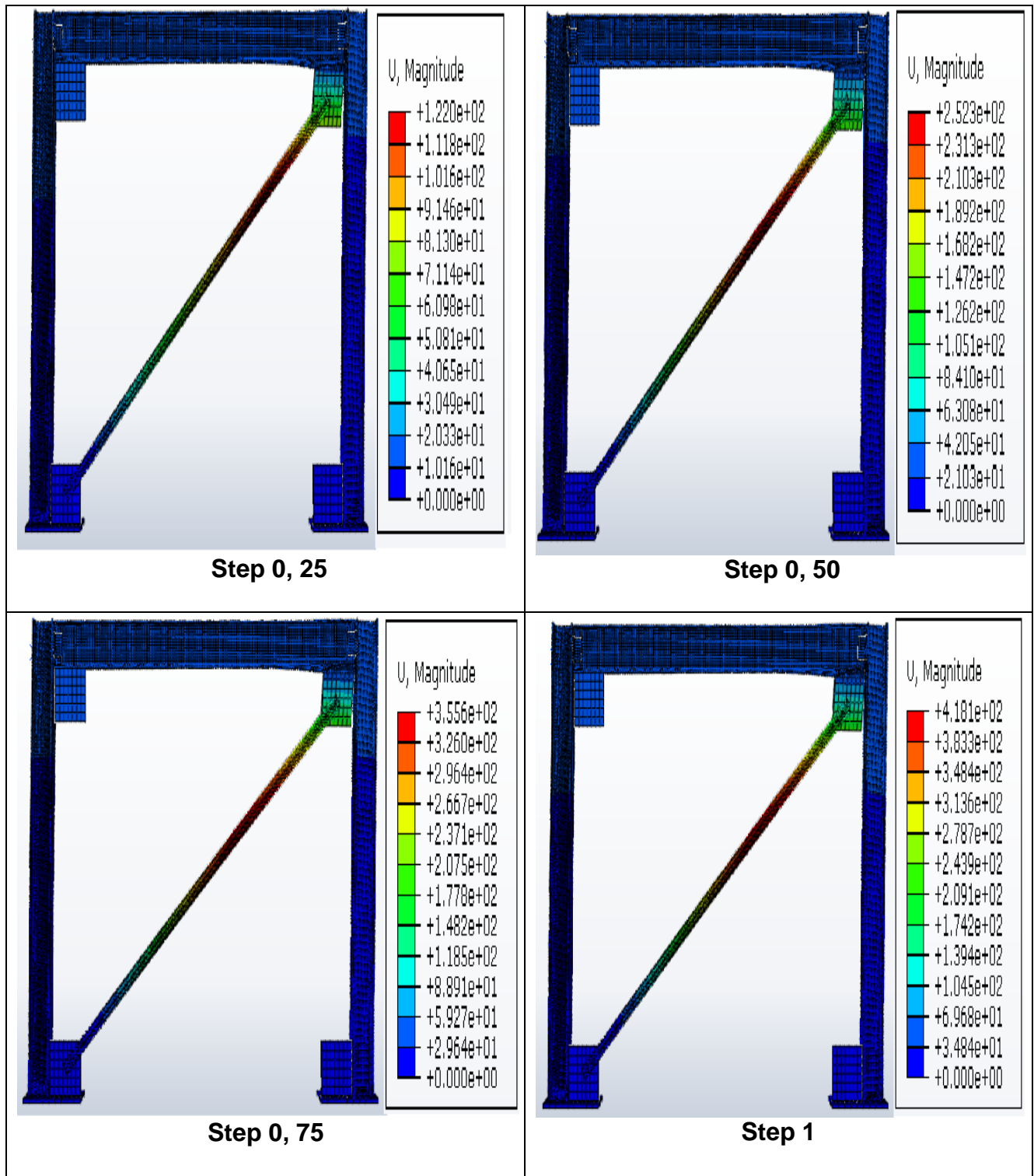


Figure IV.A.7 : Propagation des déplacements dans le portique en N.

IV.A.2.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :

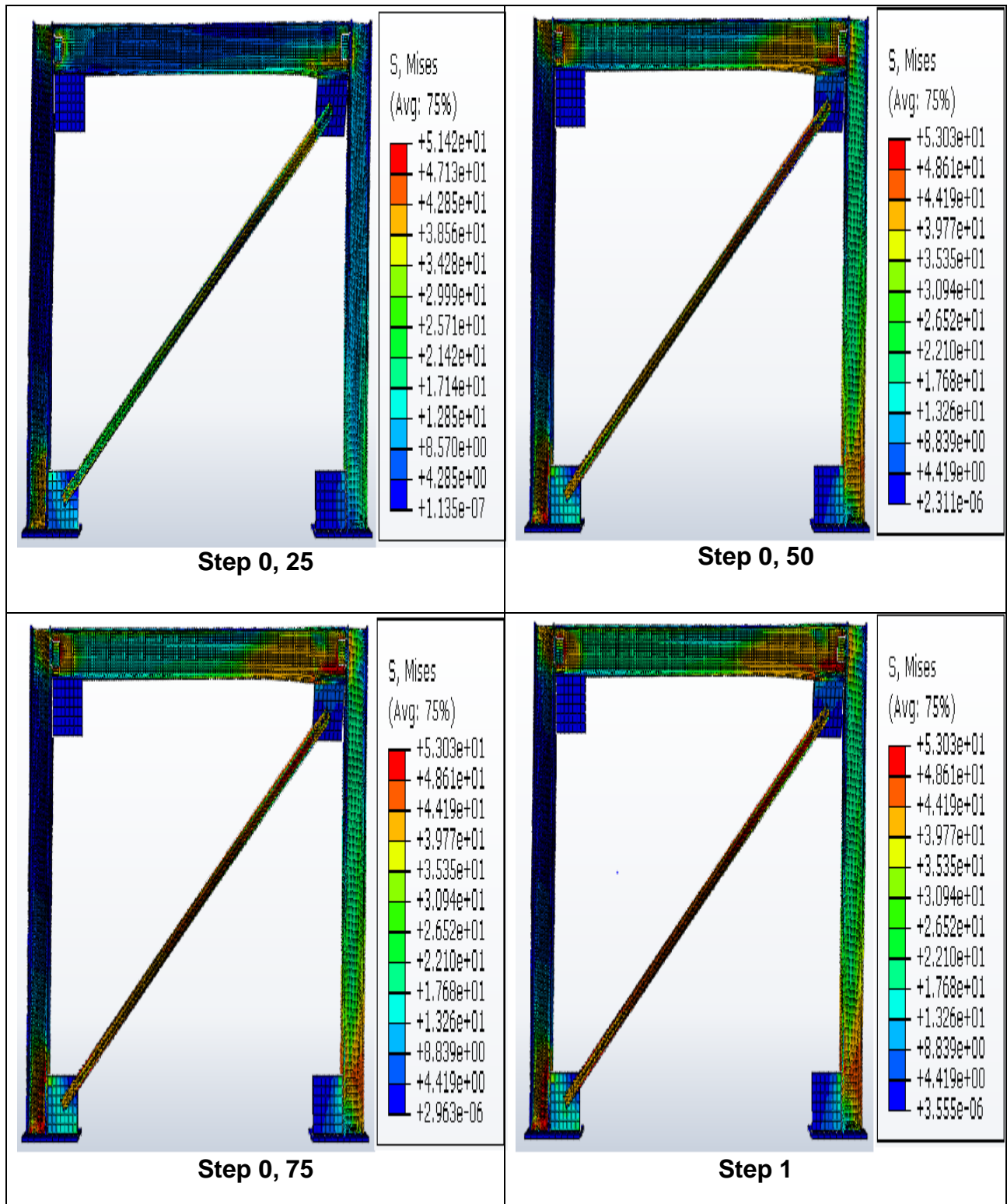


Figure IV.A.8 : Propagation des contraintes dans le portique en N.

IV.A.2.3 Propagation des déformations dans le portique en N :

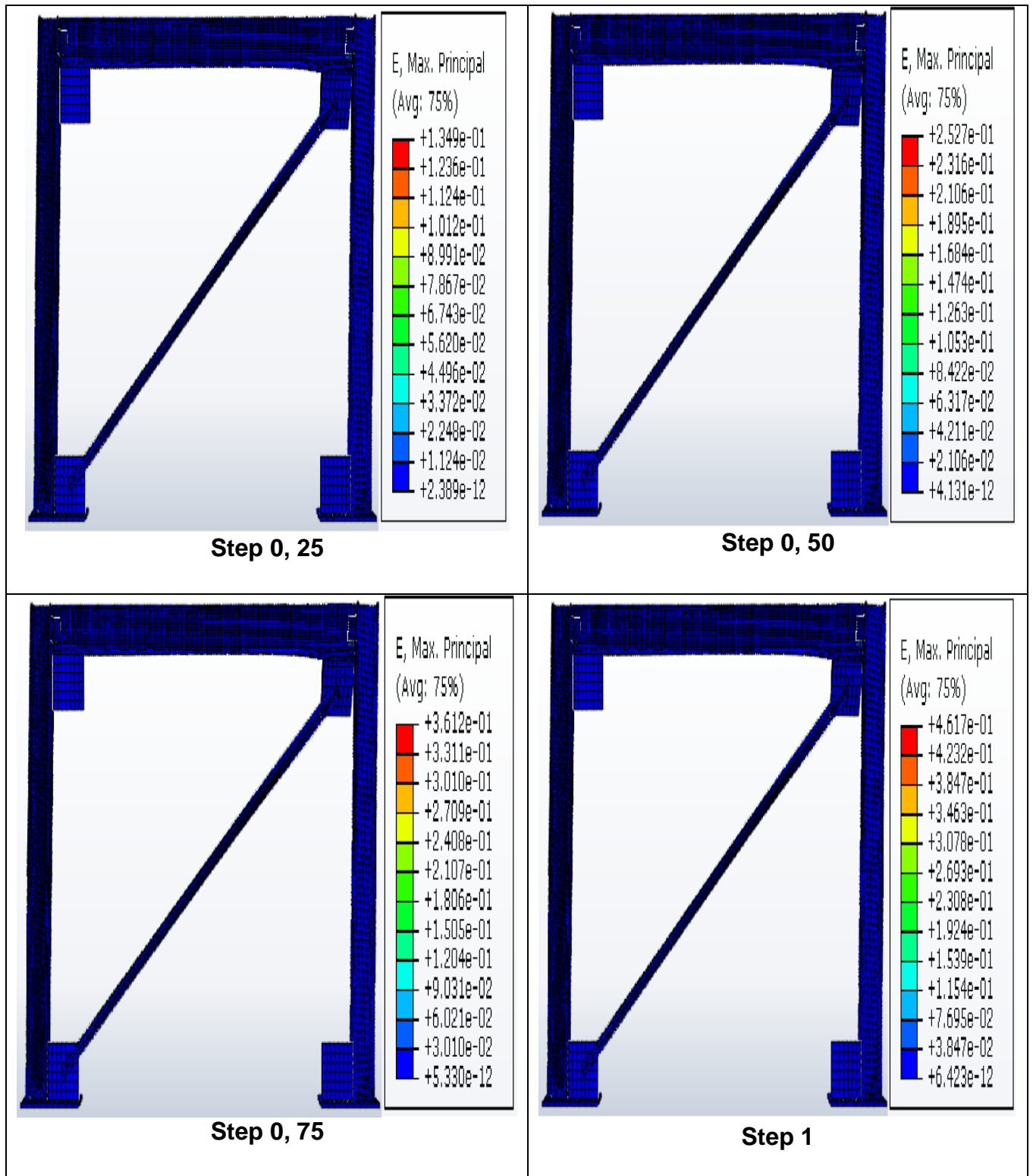


Figure IV.A.9 : Propagation des déformations dans le portique en N.

IV.A.2.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N :

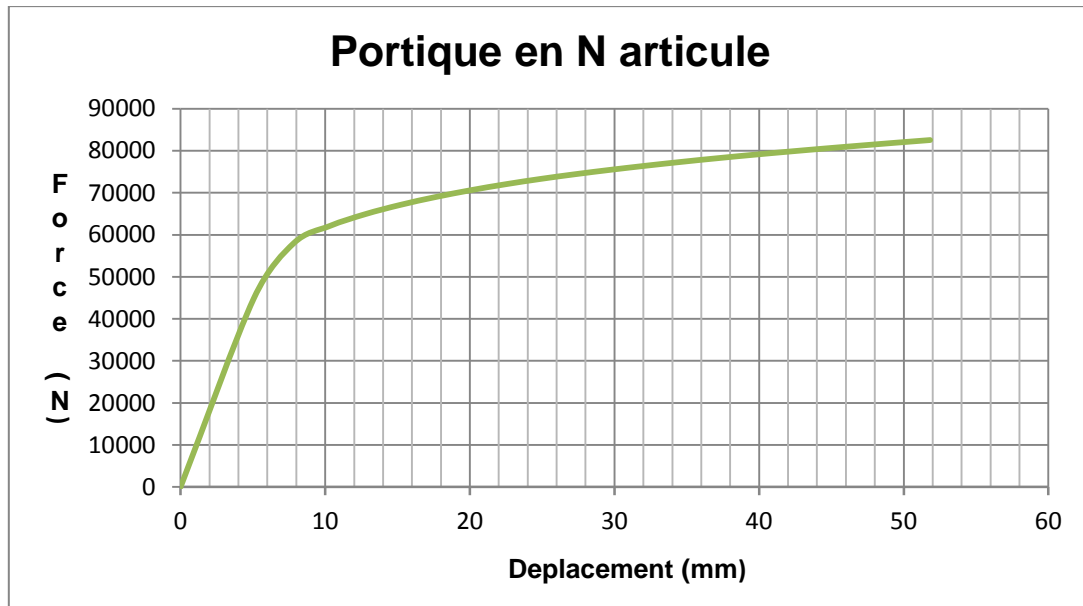


Figure IV.A.10 : courbe force-déplacement.

IV.A.2.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique

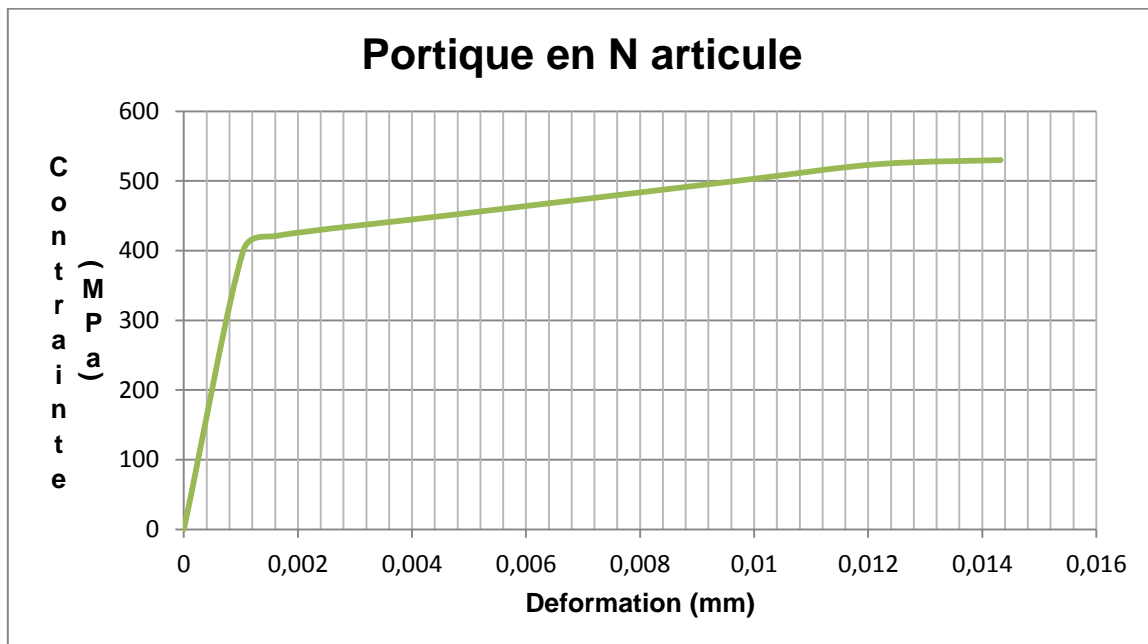


Figure IV.A.11 : Contrainte-déformation.

VI.A.3.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm):

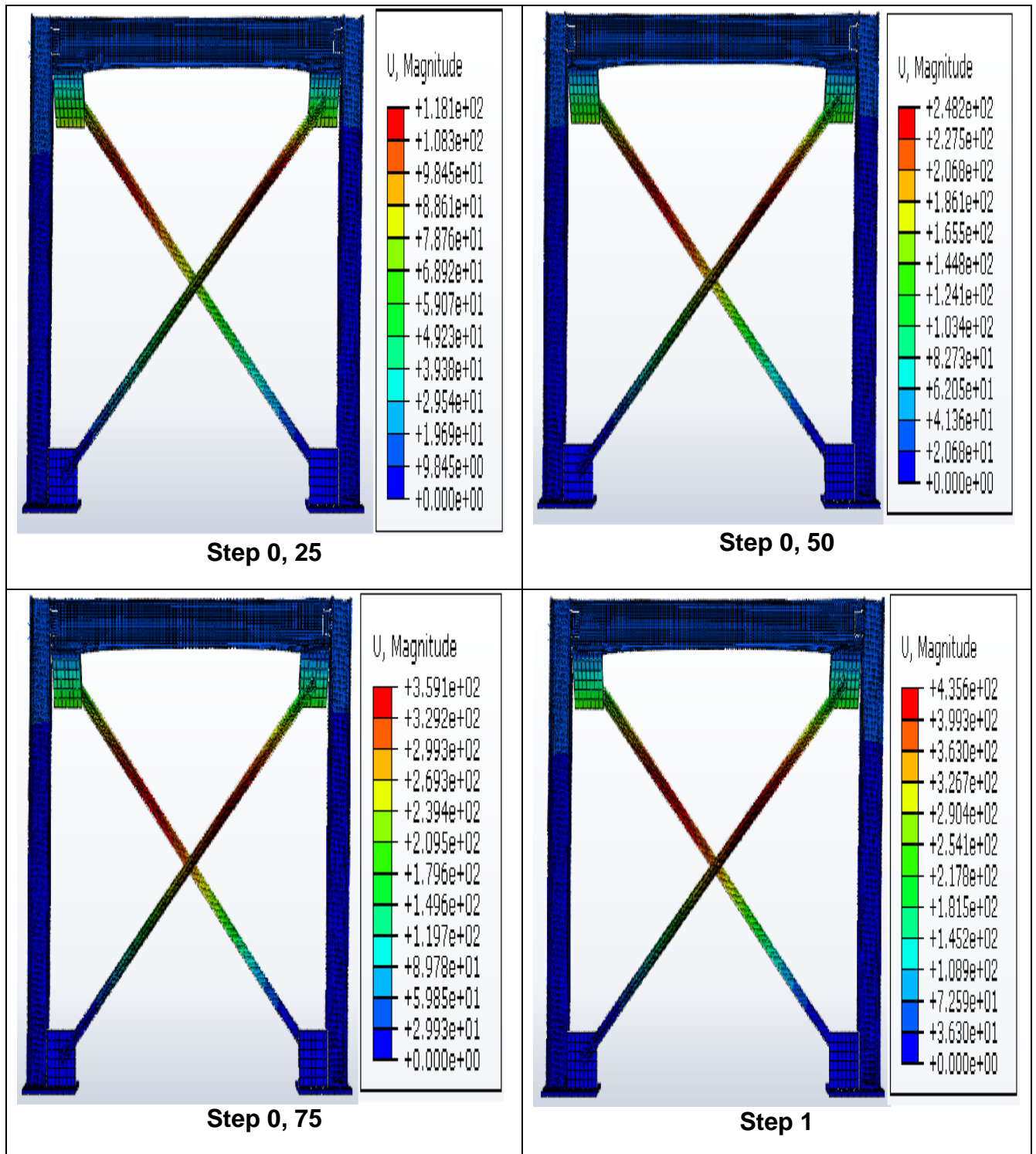


Figure IV.A.12 : Propagation des déplacements dans le portique en X.

IV.A.3.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :

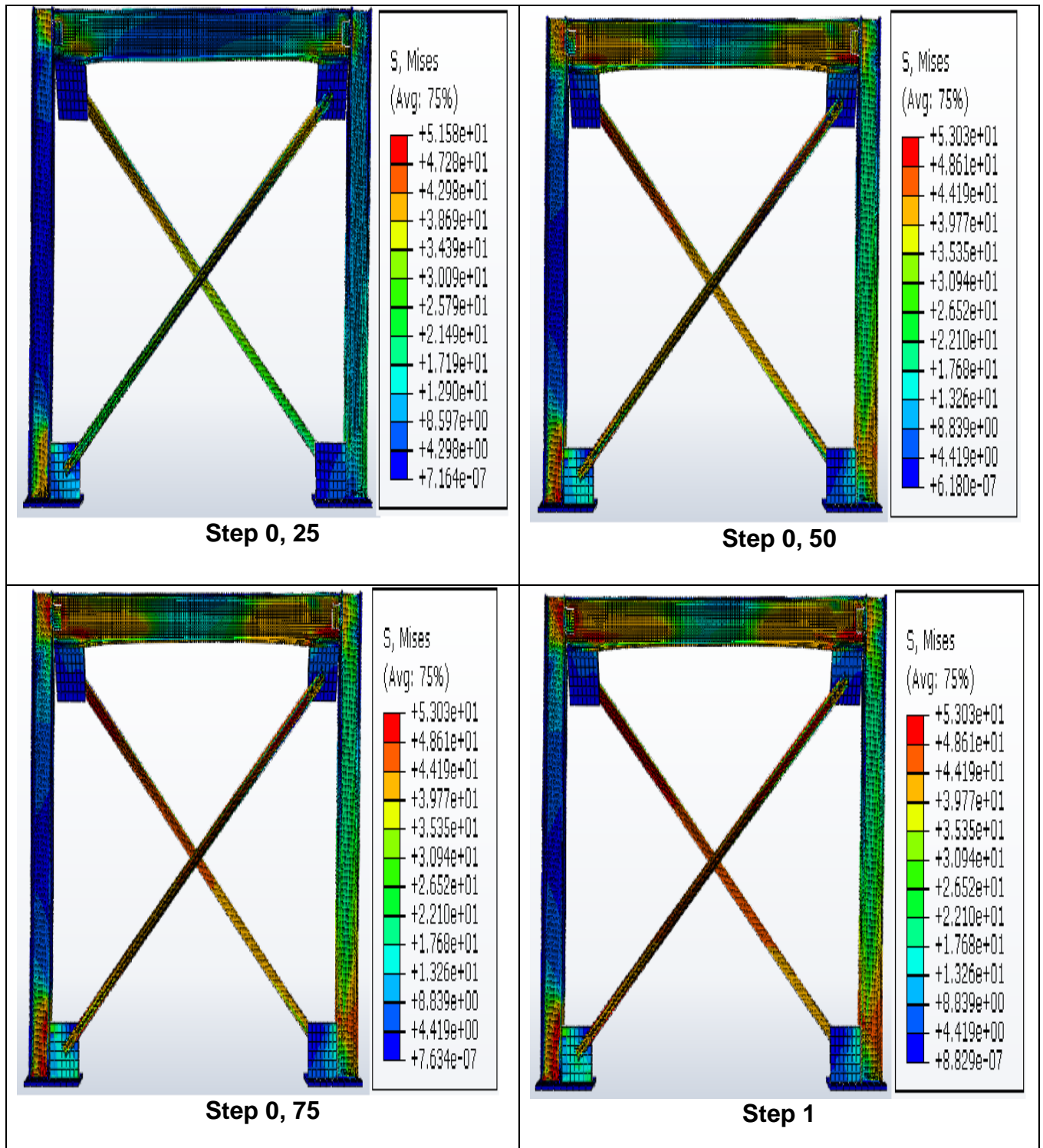


Figure IV.A.13 : Propagation des contraintes dans le portique en X.

IV.A.3.3 Propagation des déformations dans le portique en x :

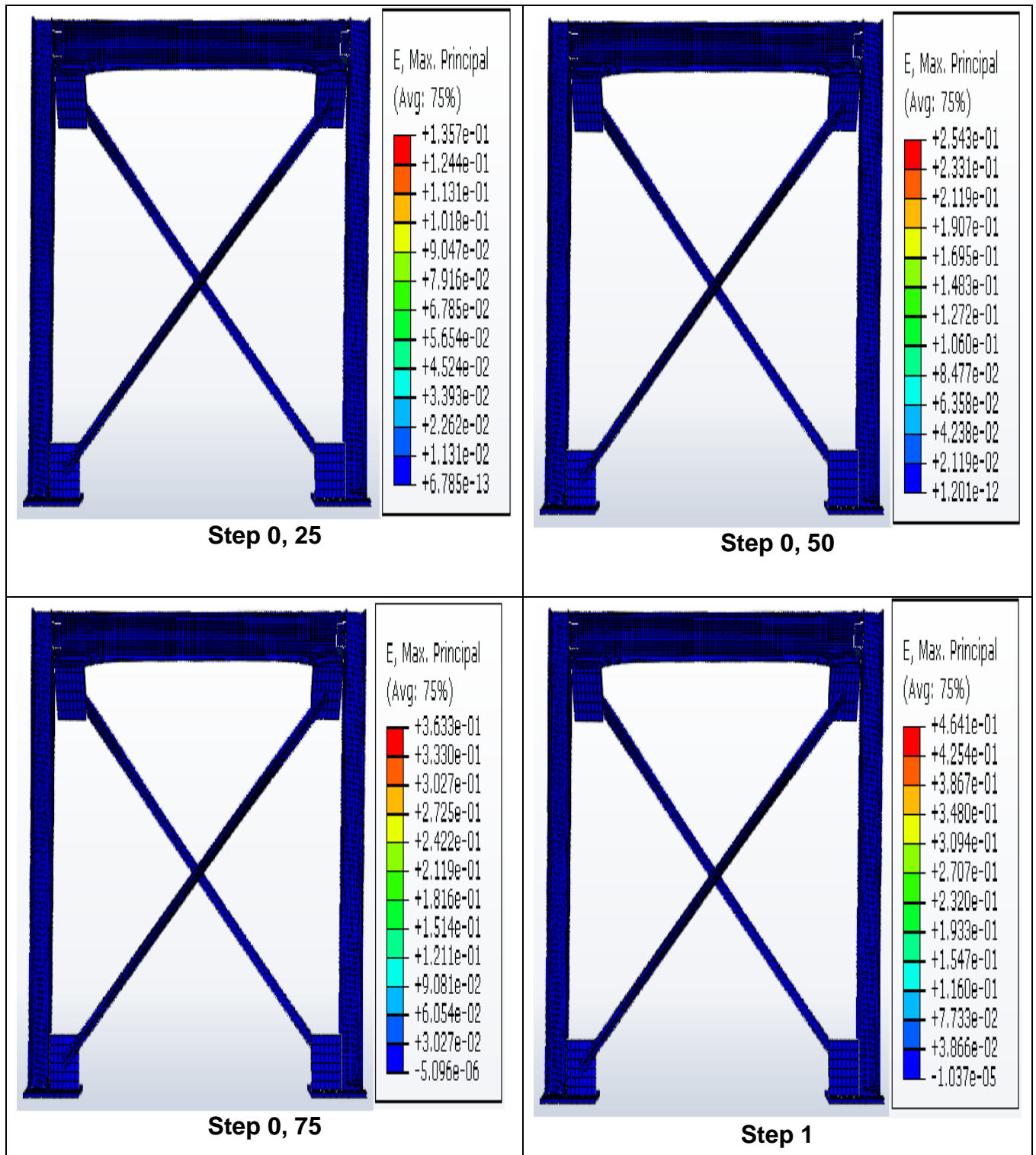


Figure IV.A.14 : Propagation des déformations dans le portique.

IV.A.3.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X :

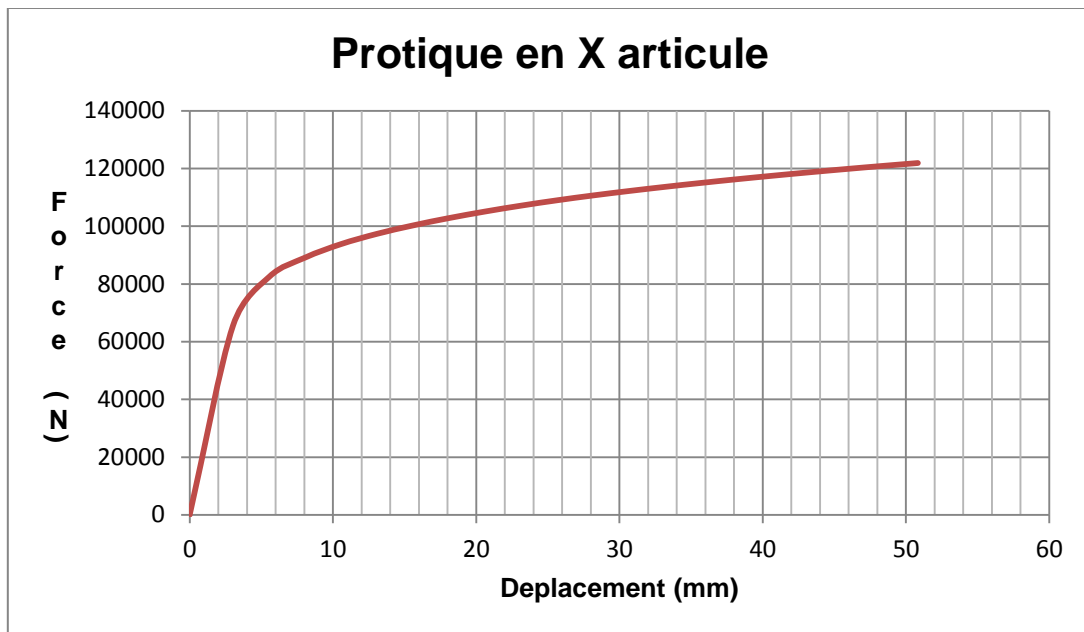


Figure IV.A.15 : courbe force-déplacement.

IV.A.3.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en x :

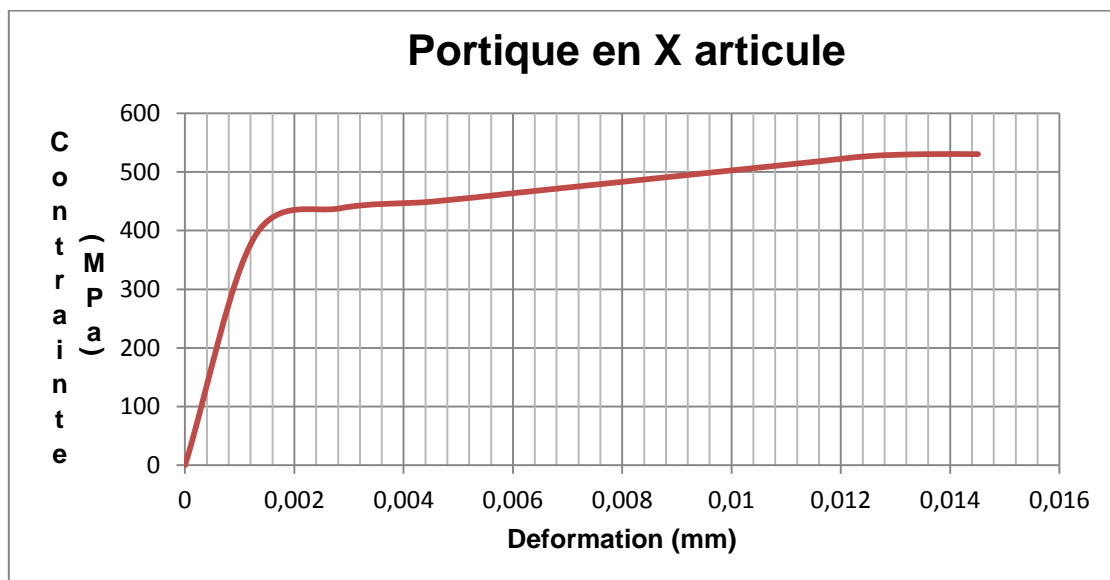


Figure IV.A.16 : Contrainte-déformation.

IV.A.5 Interprétations des résultats : (assemblage articulé)

1) Les déplacements :

D'après les figures IV.A.2, IV.A.7 et IV.A.12 dans les trois cas, les portiques atteignent leurs déplacement de 50 Millimètre, voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans le portique sans contreventement.

2) Les contraintes :

D'après les figures IV.A.3, IV.A.8 et IV.A.13, on remarque que les trois portiques atteignent leurs limites de 530 MPa en termes de contrainte. Dans le portique sans contreventement, les contraintes sont plus importantes aux niveaux de la poutre et à la base des poteaux du portique. Par contre dans les deux autres portiques, les contraintes sont importantes aux niveaux des nœuds, des diagonales et dans les zones critiques des poteaux.

3) Les déformations :

On remarque également que les déformations sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Cela nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

IV.A.6 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage articulé :

Remarque : Les figures commentées ci-dessous sont présent au même pas de Chargement (même déplacement appliqué) pour tous les modèles.

IV.A.6.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :

La courbe force déplacement pour les trois modèles est donnée sur la figure IV.A.17

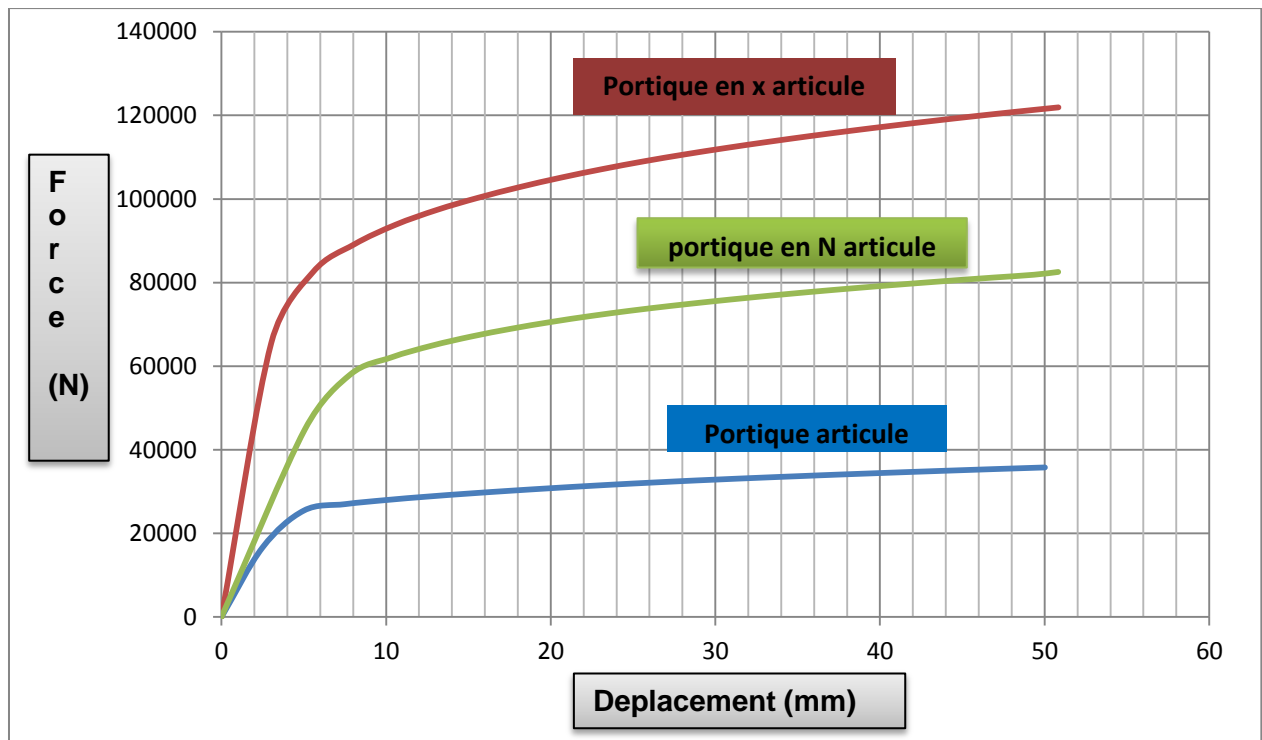


Figure IV.A.17 : courbe force-déplacement.

La figure IV.A.17 montre que le portique sans contreventement a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 4 mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 35.786kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour les portiques avec contreventements, le domaine élastique est prolongé d'un déplacement de 7 mm pour le portique en N, par contre il atteint un déplacement de 5 mm pour le portique en X. En matière de force, Il atteint sa capacité maximale de 82,553KN pour le portique en N et 121,920KN pour le portique en X. On note un gain de capacité de 56,65% pour le portique en N et 70,64% pour le portique en X. La transmission des efforts aux diagonales a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport de ces dernières dans le comportement des portiques. Car les efforts sont repris par les diagonales, cela explique que ce renforcement est efficace, Le domaine élastique pour ces portiques est prolongé par ce renfort.

IV.A.6.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation :

La courbe contrainte-déformation pour les trois modèles en acier S400 est donnée sur la figure IV.A.18

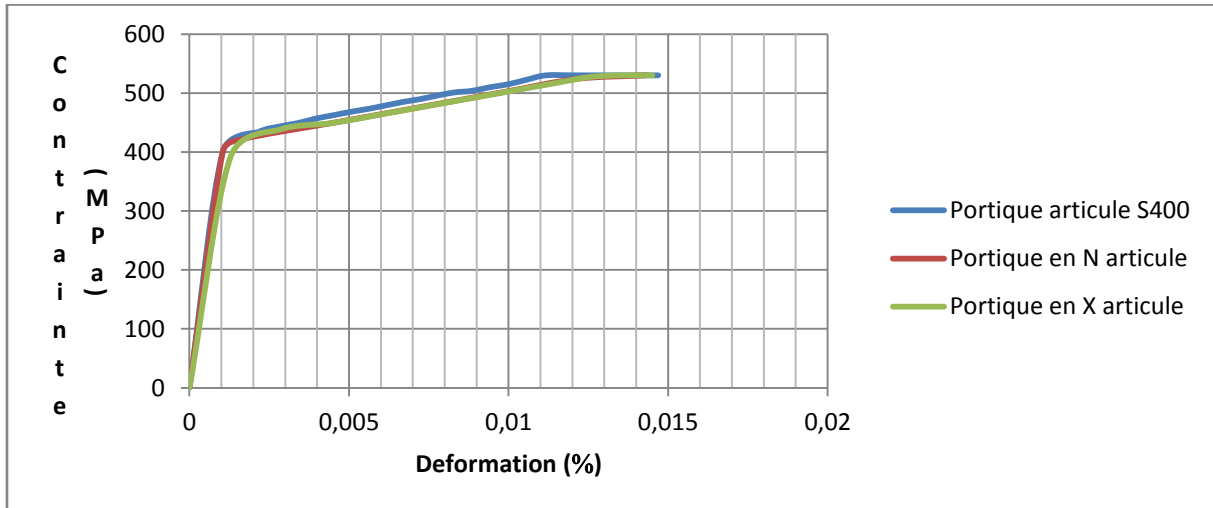


Figure IV.A.18 : Contrainte-déformation.

D'après la Figure IV.A.18, initialement, les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusque à une valeur proche de 400 MPa pour les trois portiques, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Pour un taux de déformation qui est proche de 0.001%.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 420MPa, les trois modèles rentre dans le domine plastique jusqu' à taux de déformation qui est proche de 0.012%. Pour une contrainte de 530MPa que reste constants.

VI.A.7.1 Propagation des déplacements dans le portique en (mm):

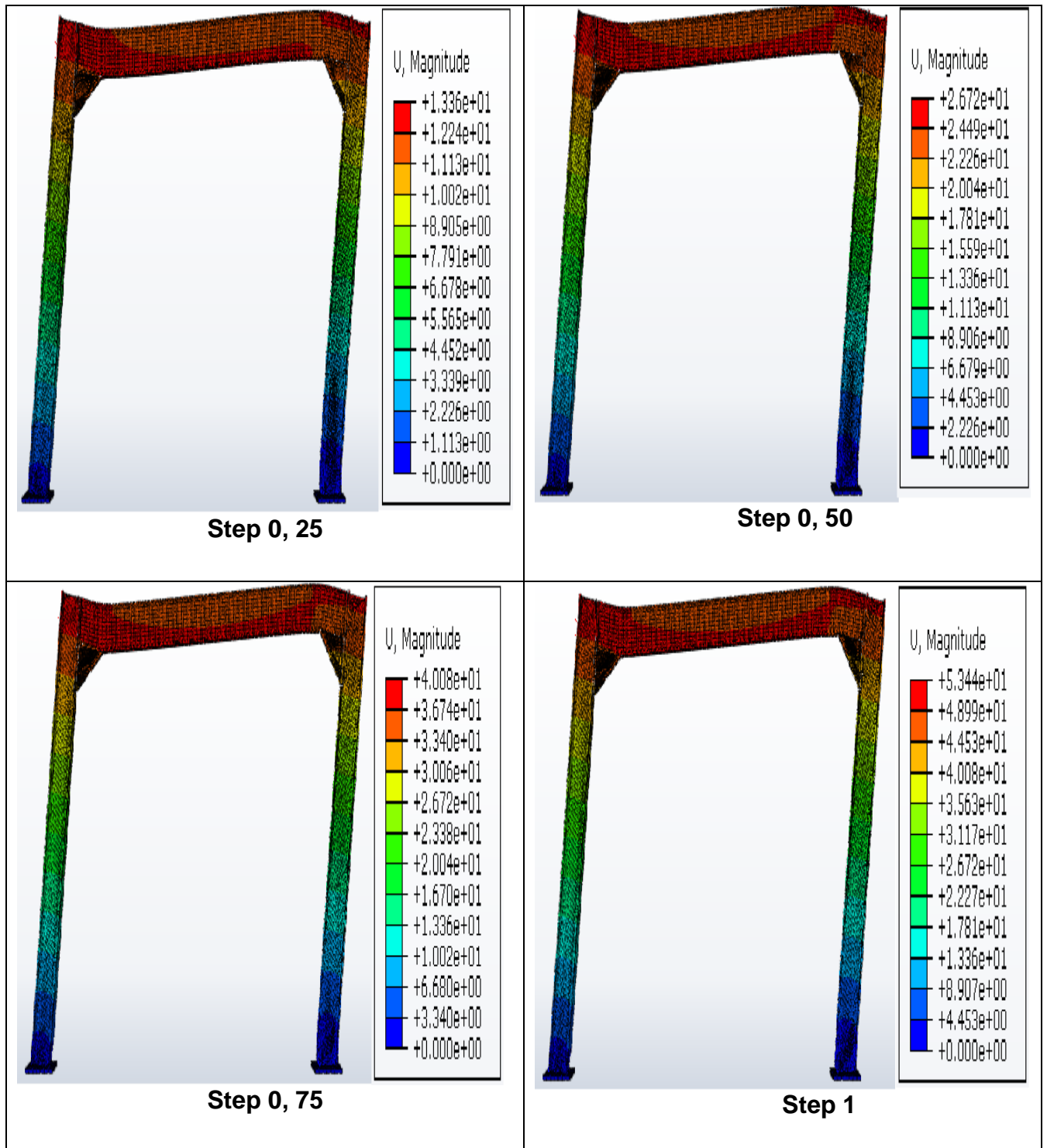


Figure IV.A.19 : Propagation des déplacements dans le portique.

IV.A.7.2 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :

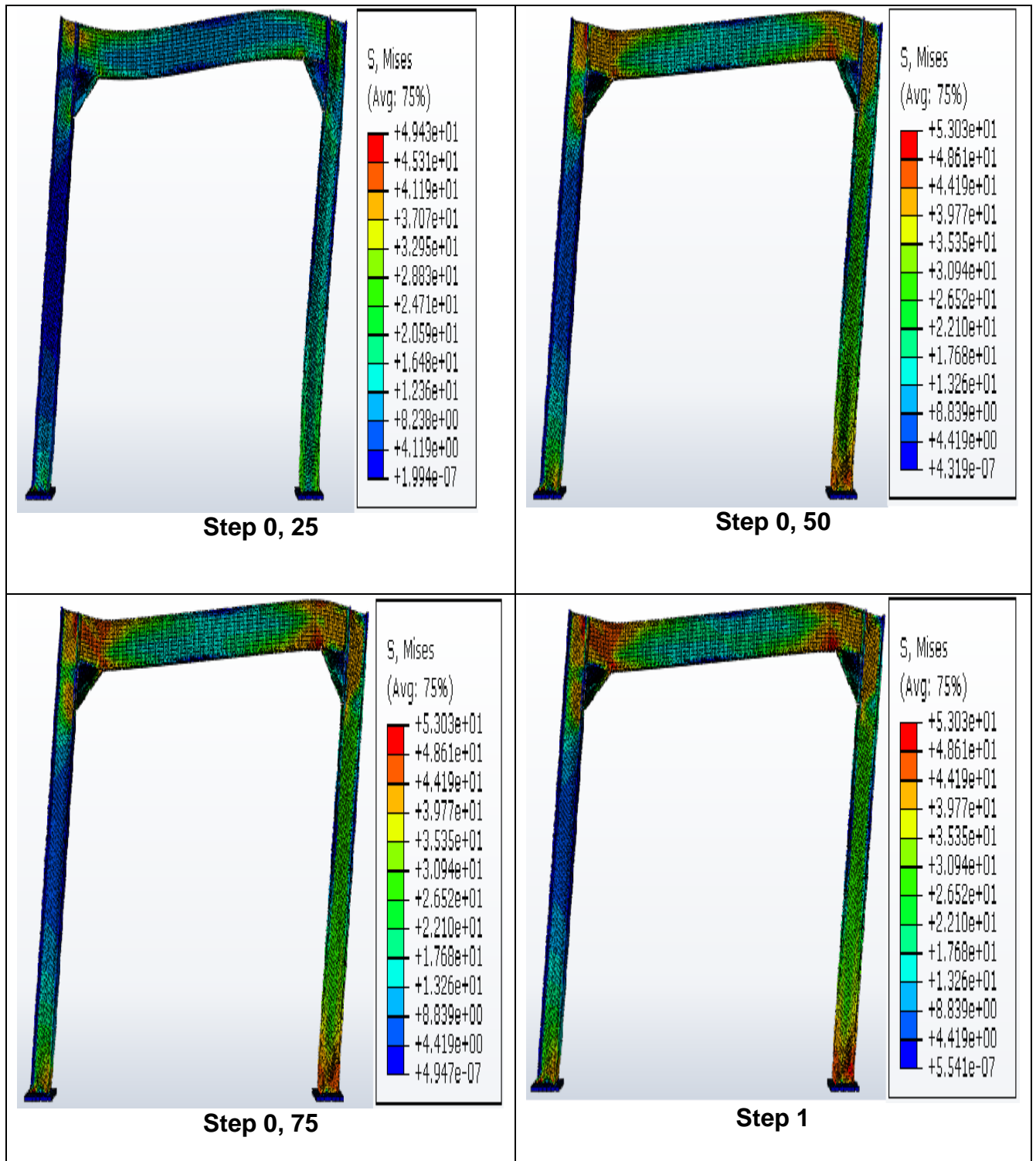


Figure IV.A.20 : Propagation des contraintes dans le portique.

IV.A.7.3 Propagation des déformations dans le portique :

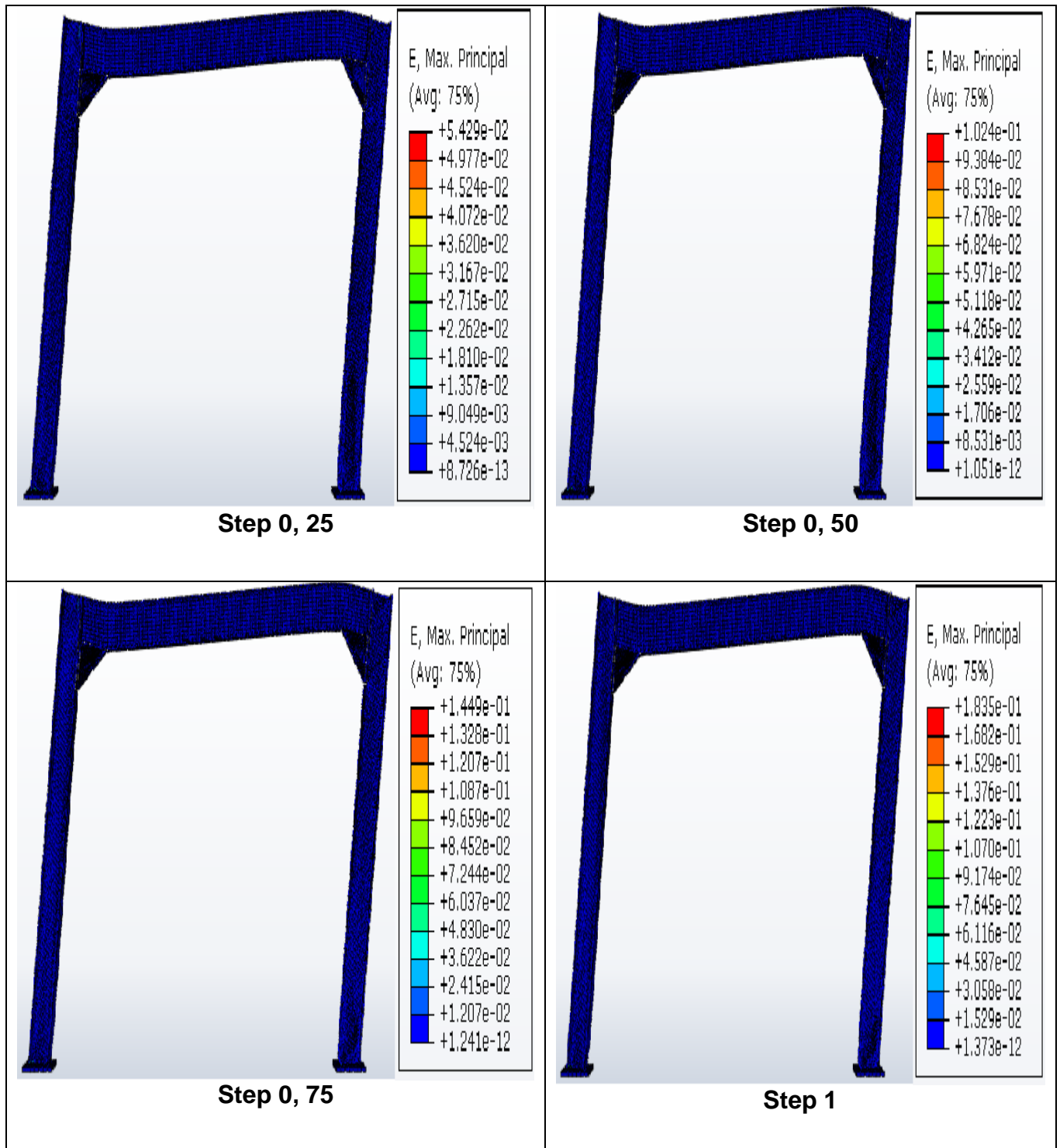


Figure IV.A.21 : Propagation des déformations dans le portique.

IV.A.7.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :

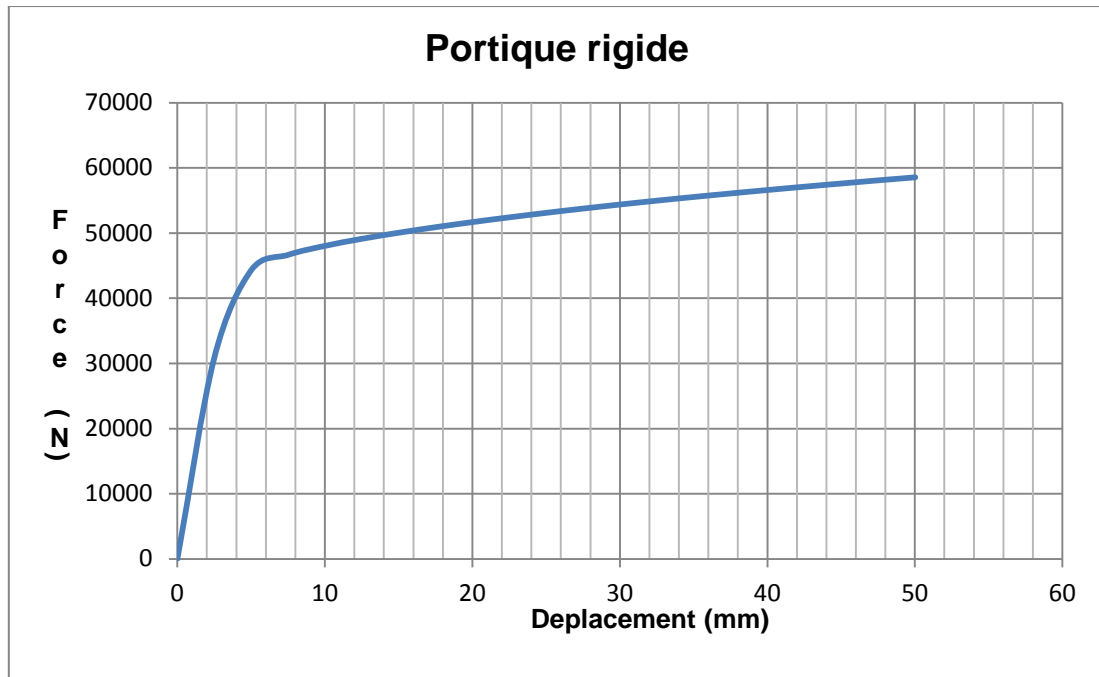


Figure IV.A.22 : courbe force-déplacement.

IV.A.7.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :

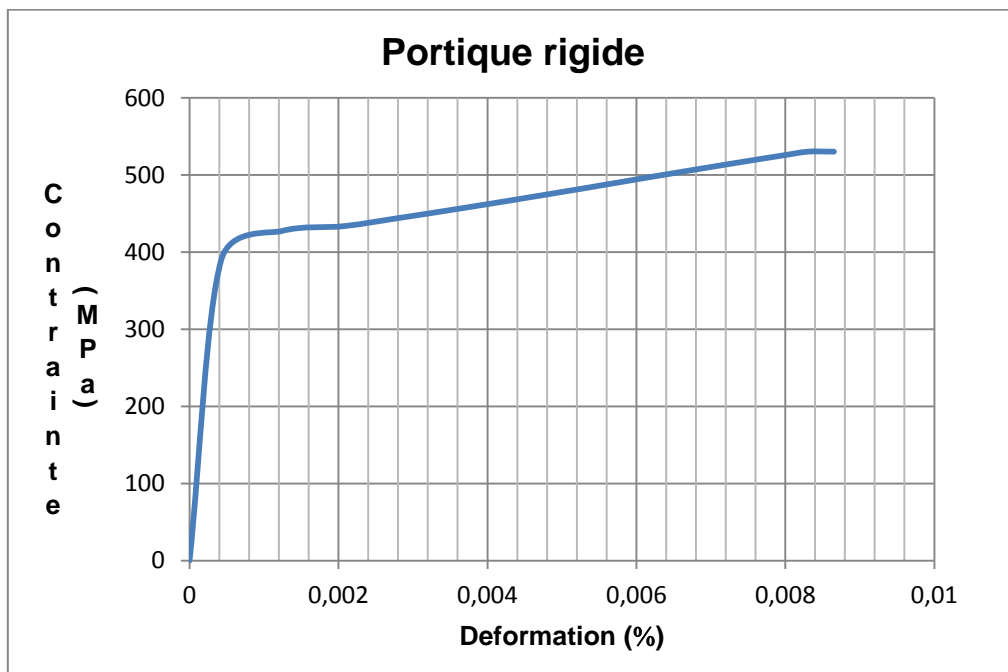


Figure IV.A.23 : Contrainte-déformation.

VI.A.8.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm):

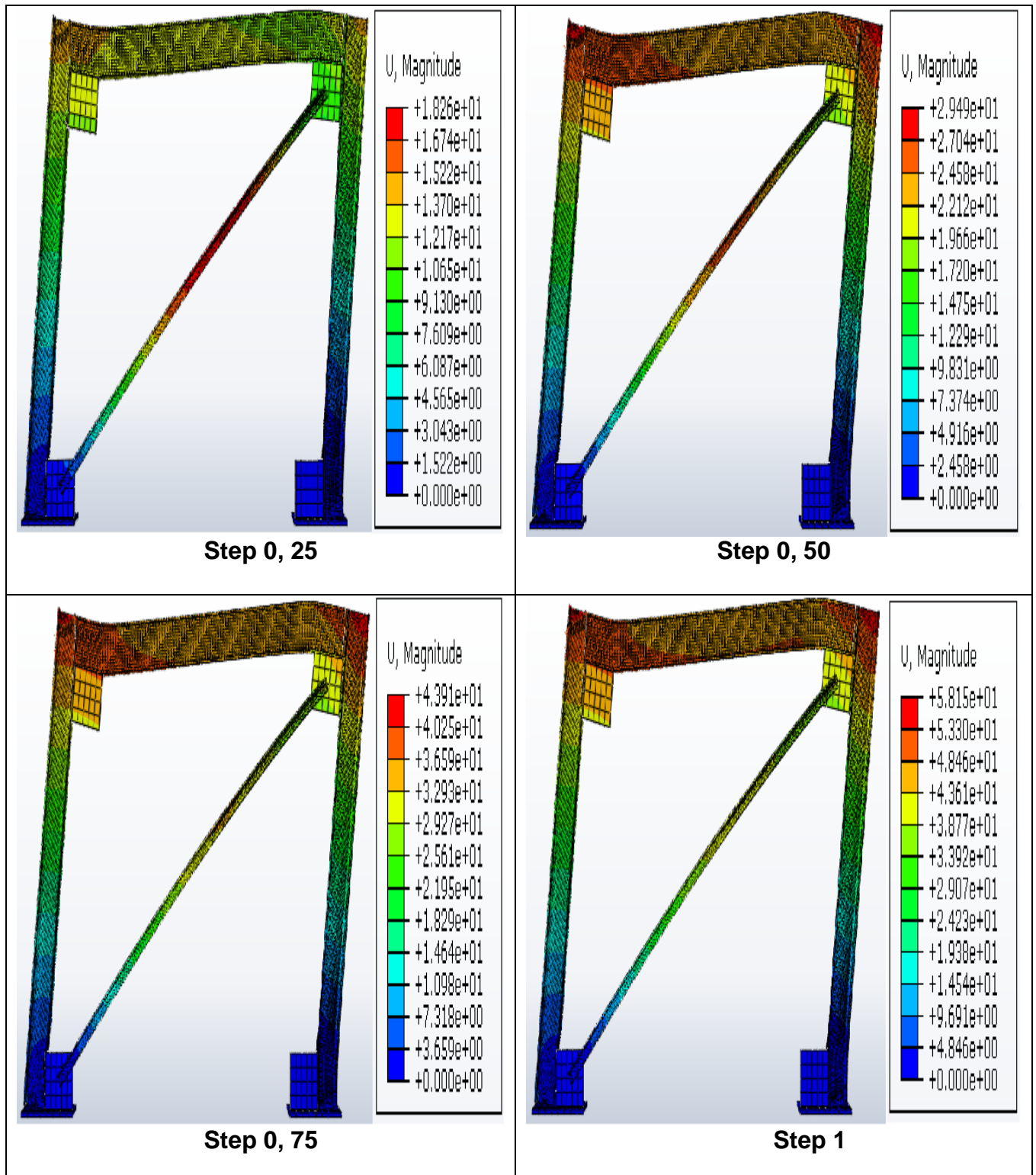


Figure IV.A.24 : Propagation des déplacements dans le portique en N.

IV.A.8.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :

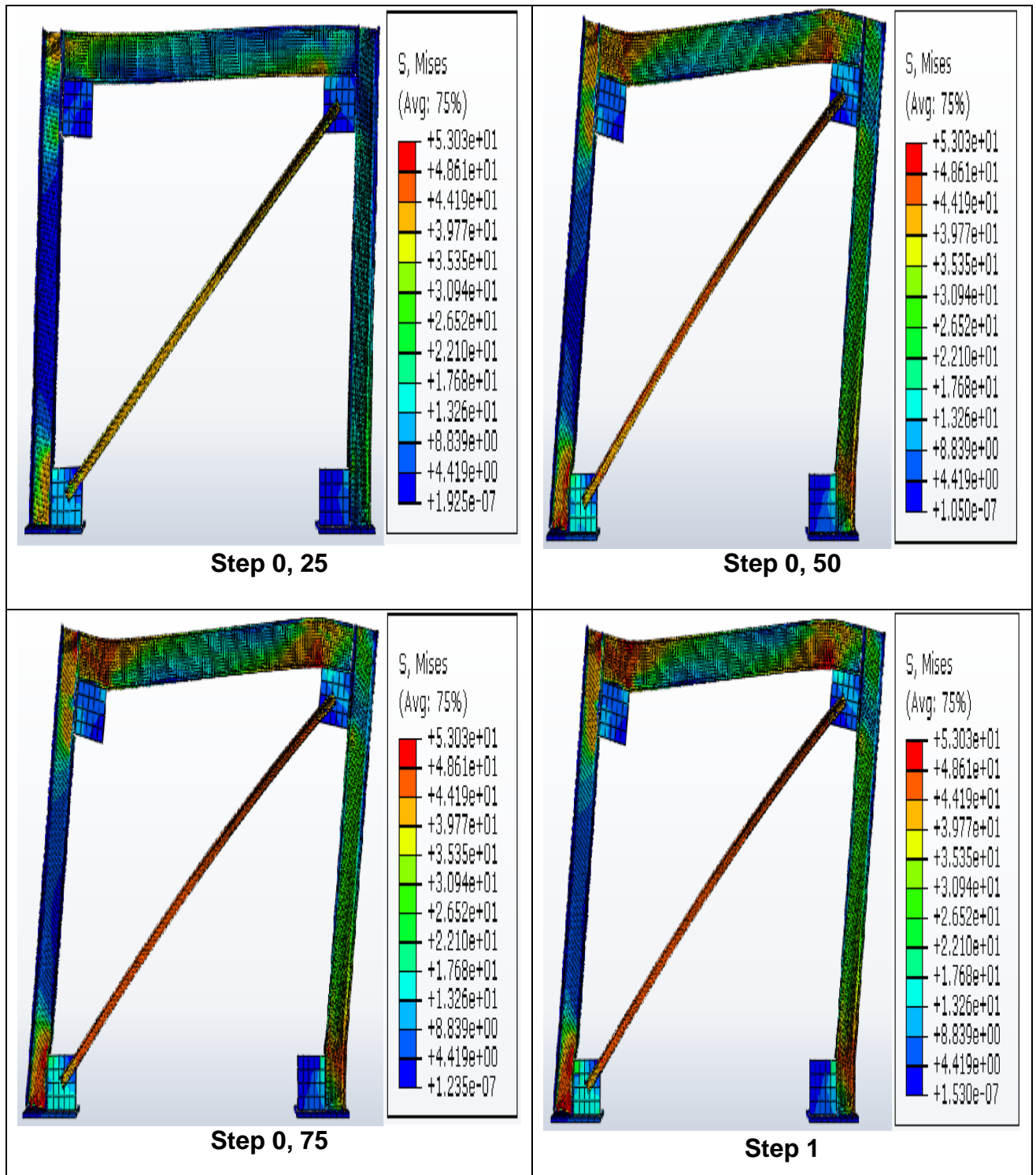


Figure IV.A.25 : Propagation des contraintes dans le portique enN.

IV.A.8.3 Propagation des déformations dans le portique en N :

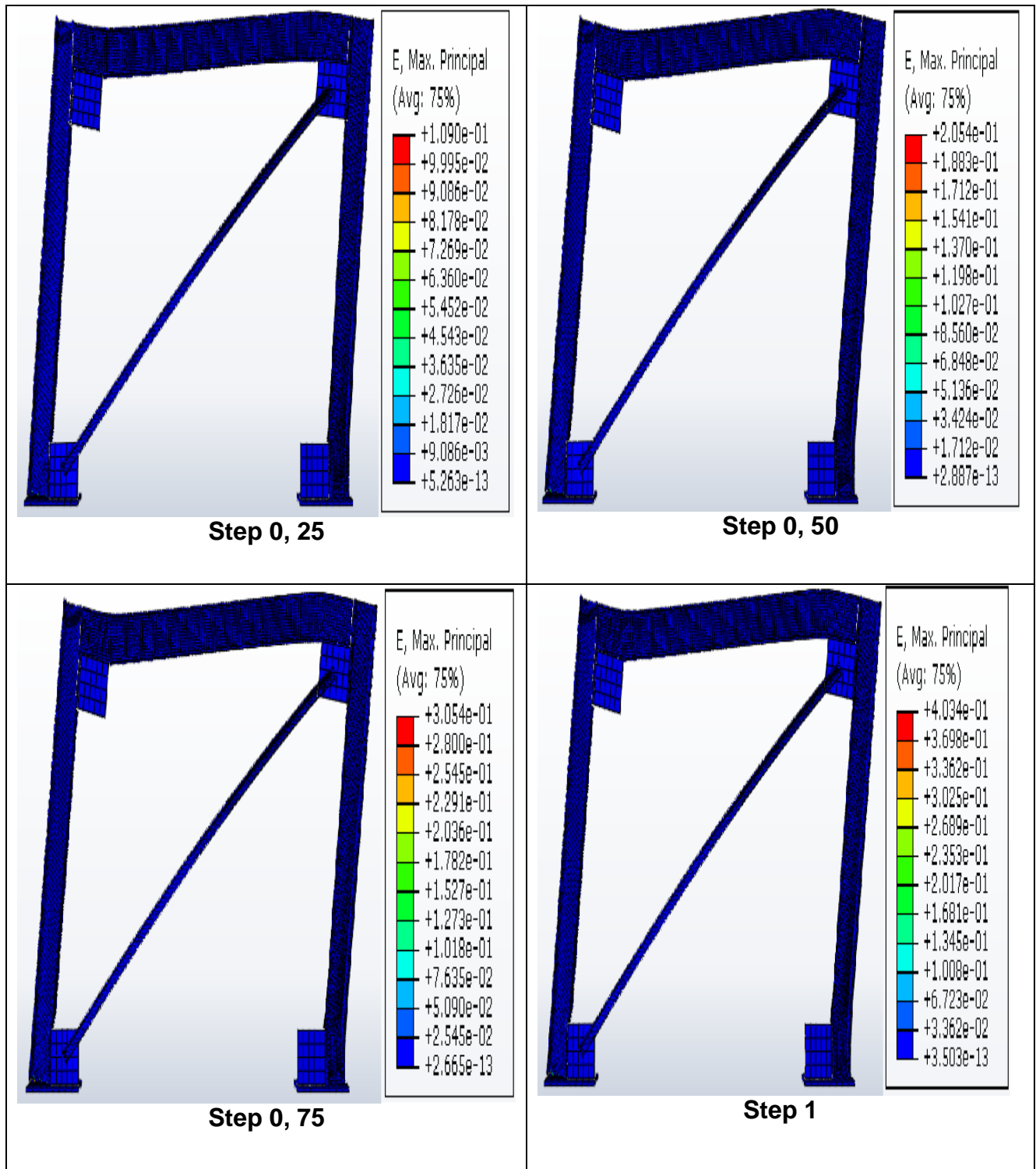


Figure IV.A.26 : Propagation des déformations dans le portique en N.

IV.A.8.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N :

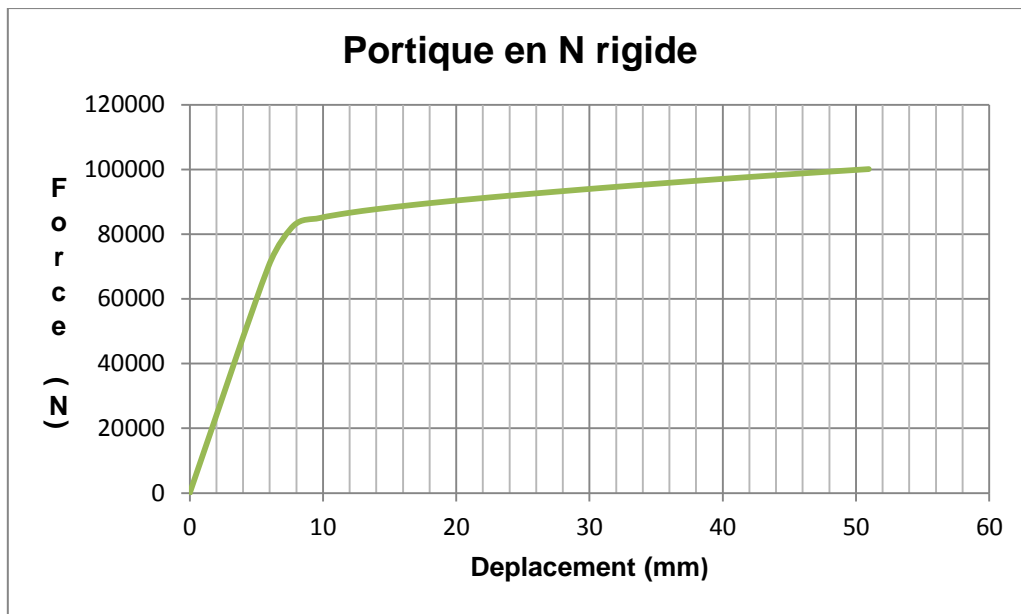


Figure IV.A.27 : courbe force-déplacement.

IV.A.8.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N :

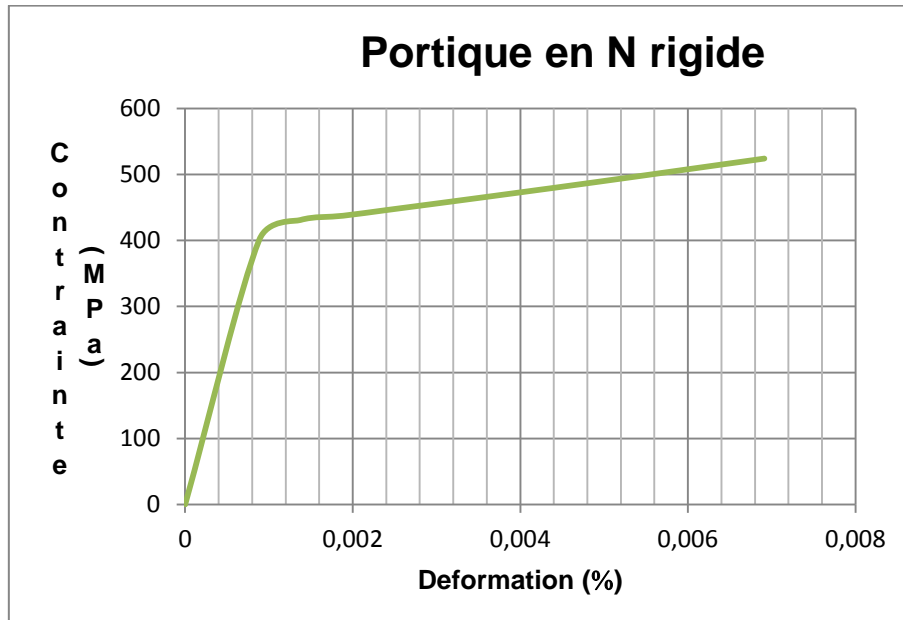


Figure IV.A.28 : Contrainte-déformation.

VI.A.9.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm):

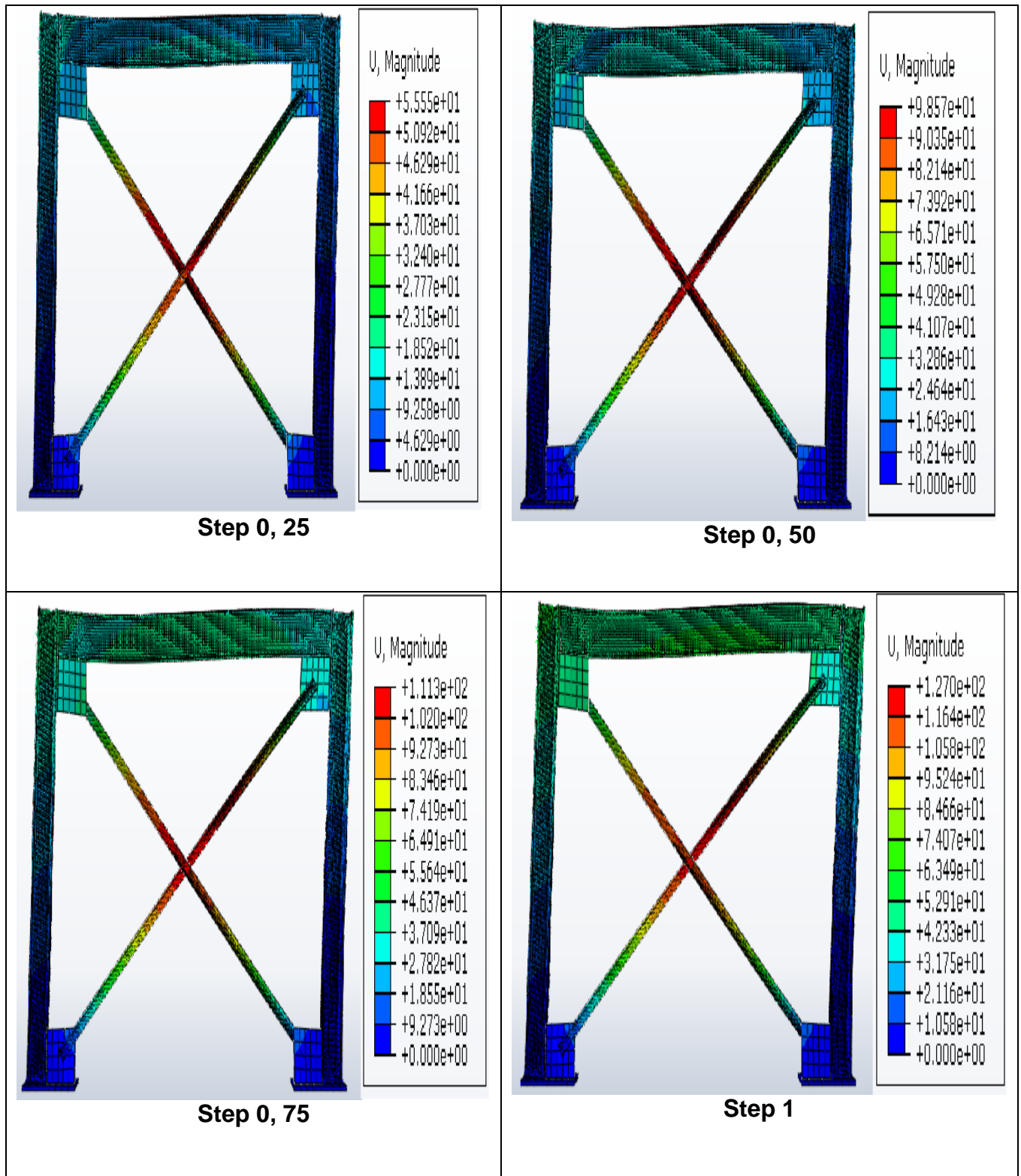


Figure IV.A.29 : Propagation des déplacements dans le portique en x.

IV.A.9.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :

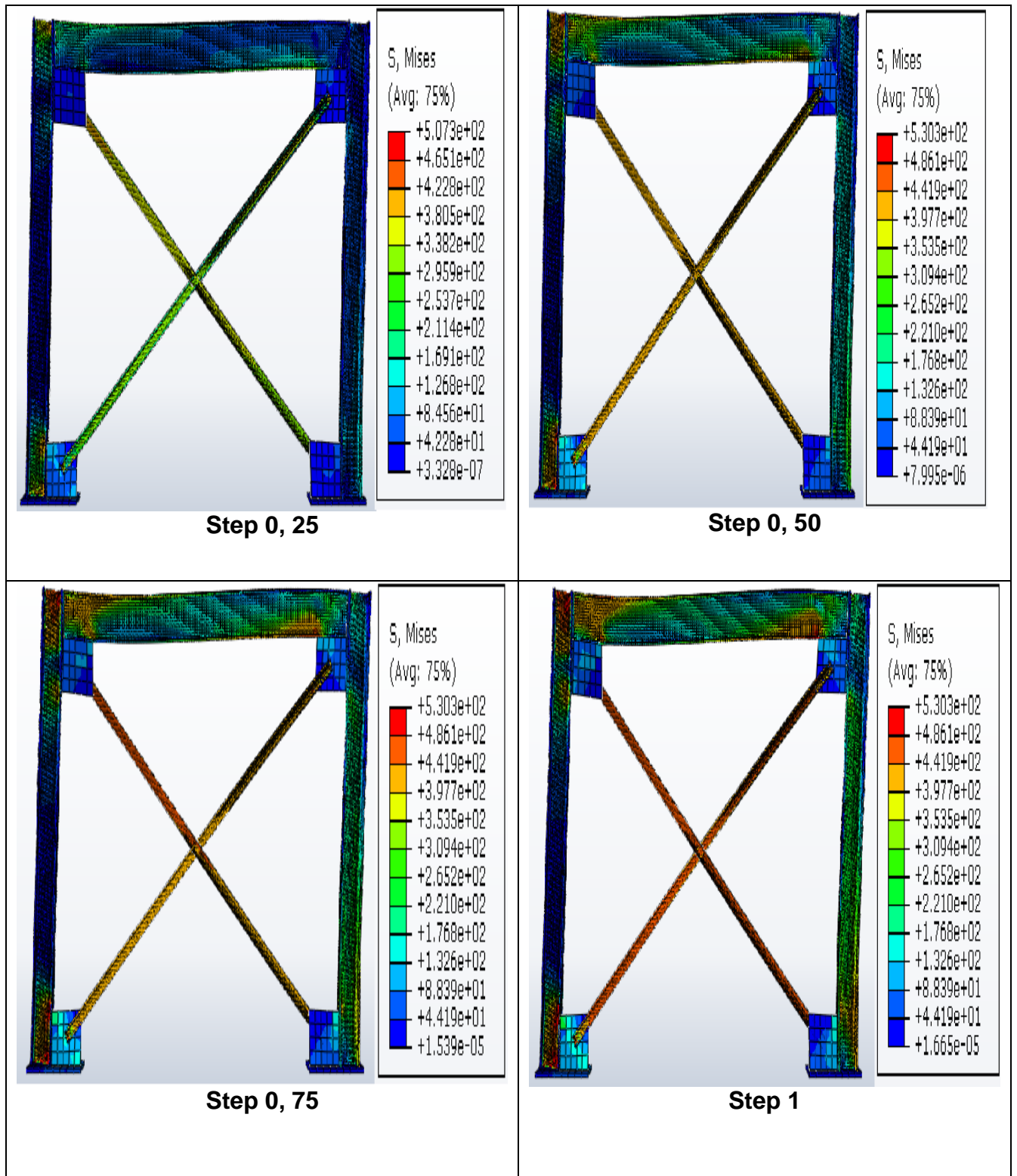


Figure IV.A.30 : Propagation des contraintes dans le portique en X.

IV.A.9.3 Propagation des déformations dans le portique en X :

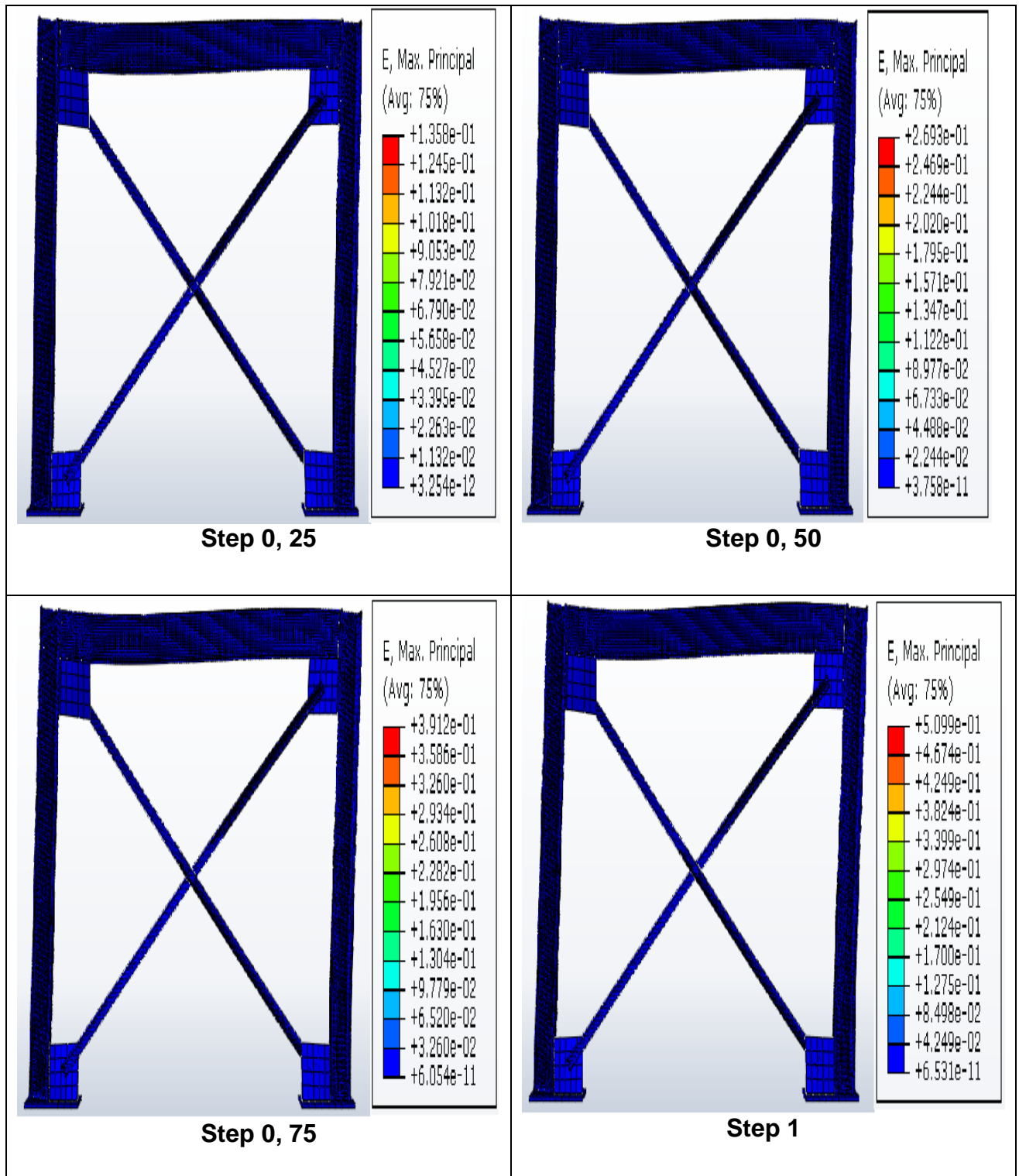


Figure IV.A.31 : Propagation des déformations dans le portique en X.

IV.A.9.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X :

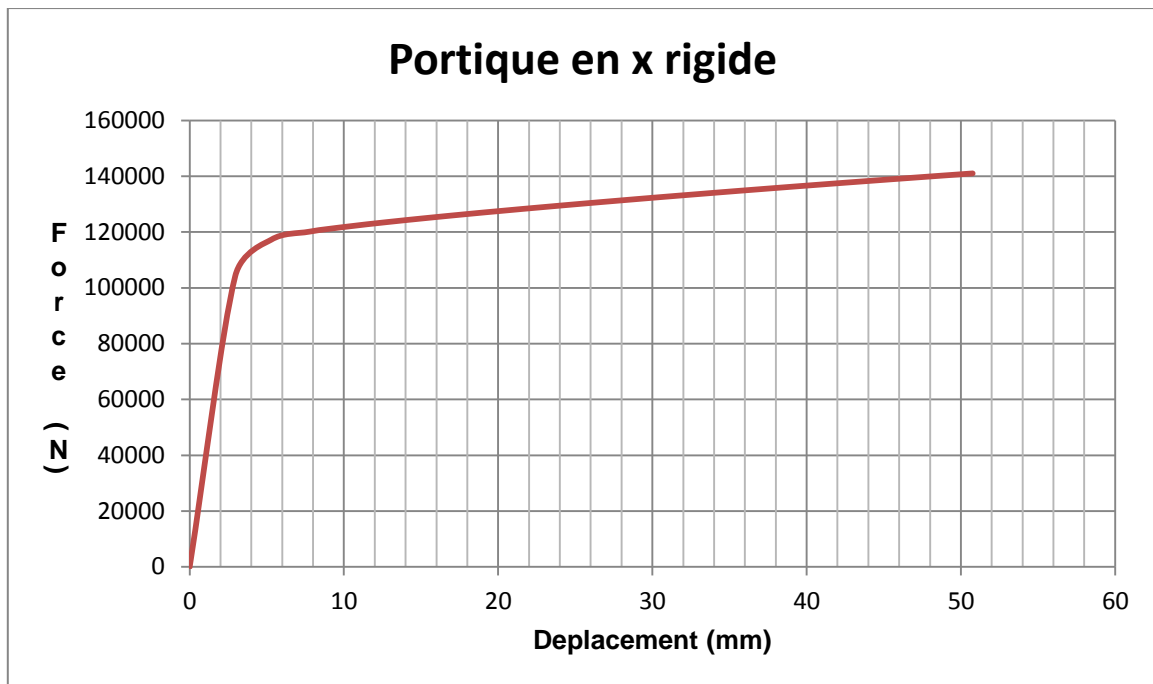


Figure IV.A.32 : courbe force-déplacement.

IV.A.9.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X :

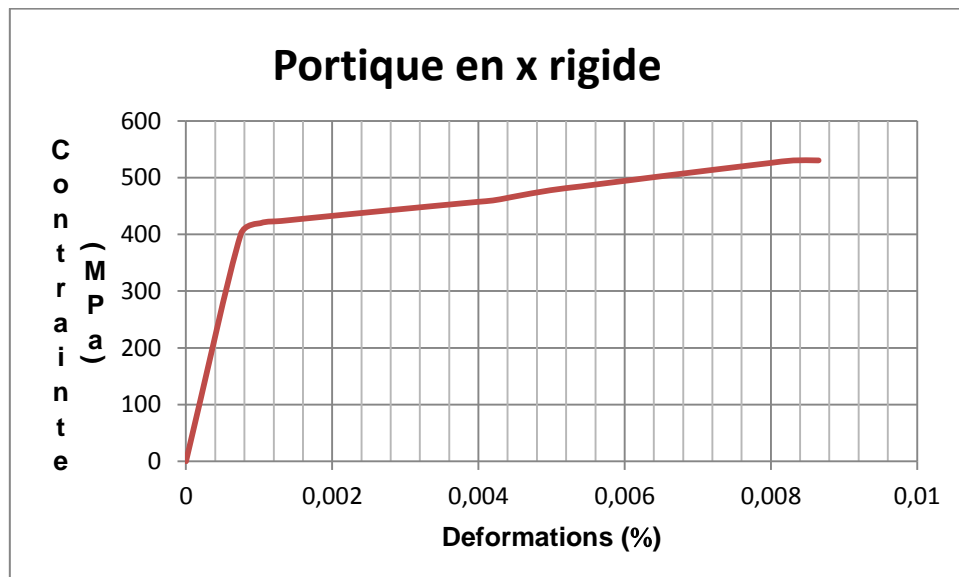


Figure IV.A.33 : Contrainte-déformation.

IV.A.10 Interprétations des résultats : (assemblage rigide)

1) Les déplacements :

Les figures IV.A.19, IV.A.24 et IV.A.29 montre dans les trois cas, les portiques atteignent leurs déplacement de 50Millimètre, voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans le portique sens contreventement.

2) les contraintes :

D'après les figures IV.A.20, IV.A.25 et IV.A.30, on remarque que les trois portiques atteignent leurs limites de 530 MPa en termes de contrainte. Dans le portique sens contreventement les contraintes sont plus importantes aux niveaux de la poutre et à la base du portique. Par contre dans les deux autres portiques les contraintes sont importantes aux niveaux des diagonales et dans les zones critiques des poteaux.

3) les déformations :

On remarque également que les déformations sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Cela nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

IV.A.11 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage rigide :

Remarque : Les figures commentées ci-dessous sont présent au même pas de Chargement (même déplacement appliqué) pour tous les modèles.

IV.A.11.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :

La courbe force déplacement pour les trois modèles est donnée sur la figure IV.A.34

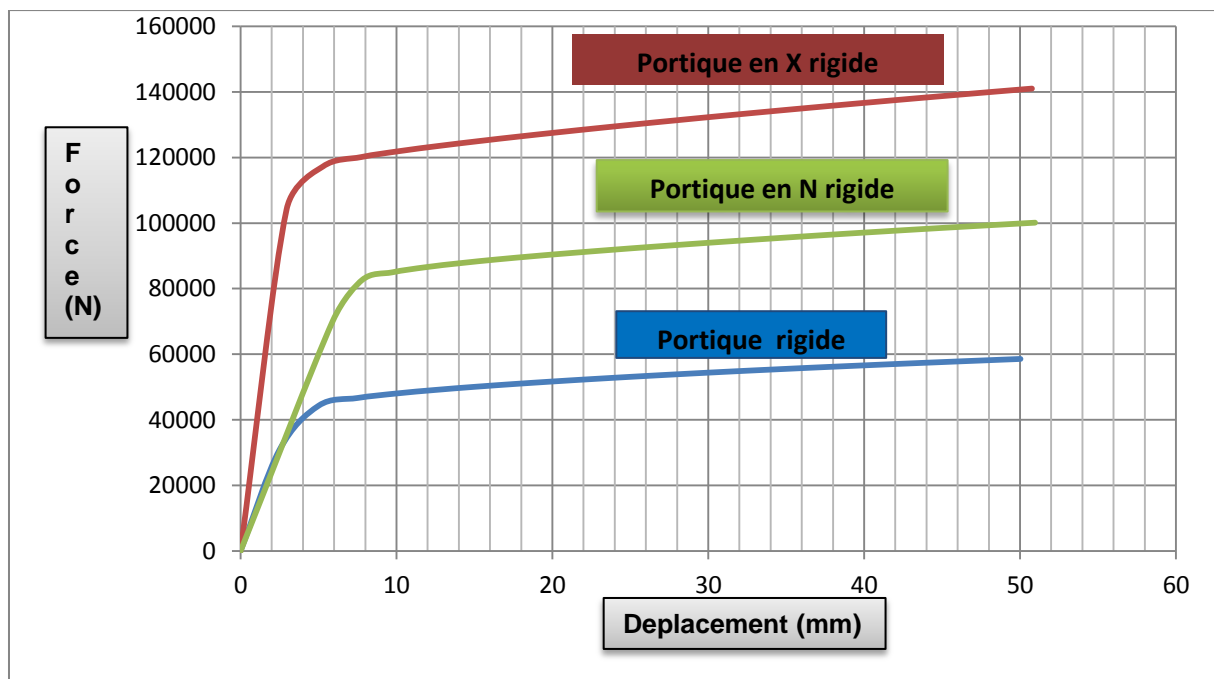


Figure IV.A.34 : courbe force-déplacement.

La figure IV.A.34 montre que le portique sans contreventement a une capacité portante maximale de 58.559 kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour les modèles avec contreventements, Le domaine élastique est prolongé d'un déplacement de 7 mm pour le portique en N et par contre il atteint un déplacement de 5 mm pour le portique en X. En matière de force, Il atteint sa capacité maximale de 100,112KN pour le portique en N et 141,007KN pour le portique en X. On note un gain de capacité de 41,5% pour le portique en N et 58,46% pour le portique en X. La transmission des efforts aux diagonales a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport de ces dernières dans le comportement des portiques. Car les efforts sont repris par les diagonales, Cela explique que ce renforcement est efficace, Le domaine élastique pour ces portiques est prolongé par ce renfort.

IV.A.11.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation:

La courbe contrainte-déformation pour les trois modèles en acier S400 est donnée sur la figure IV.A.35.

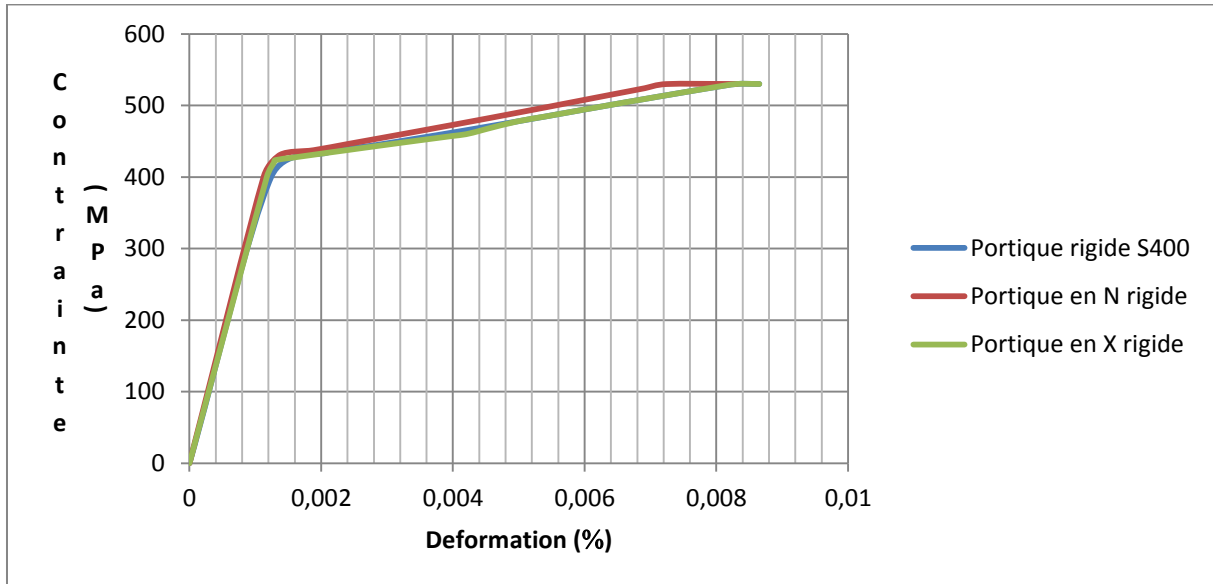


Figure IV.A.35 : Contrainte-déformation.

D'après la Figure IV.A.35, initialement, les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusqu'à une valeur proche de 400 MPa pour les trois modèles, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Pour un taux de déformation qui est proche de 0.001%.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 420 MPa, les trois modèles rentrent dans le domaine inélastique jusqu'à un taux de déformation qui est proche de 0.008%. Pour une contrainte de 530 MPa, elle reste constante.

PARTIE B : Résultat avec acier doux S235 :

IV.B.1 Présentation des résultats des modèles :

IV.B.1.2 Comparaison des énergies des modèles en (Mili joule) :

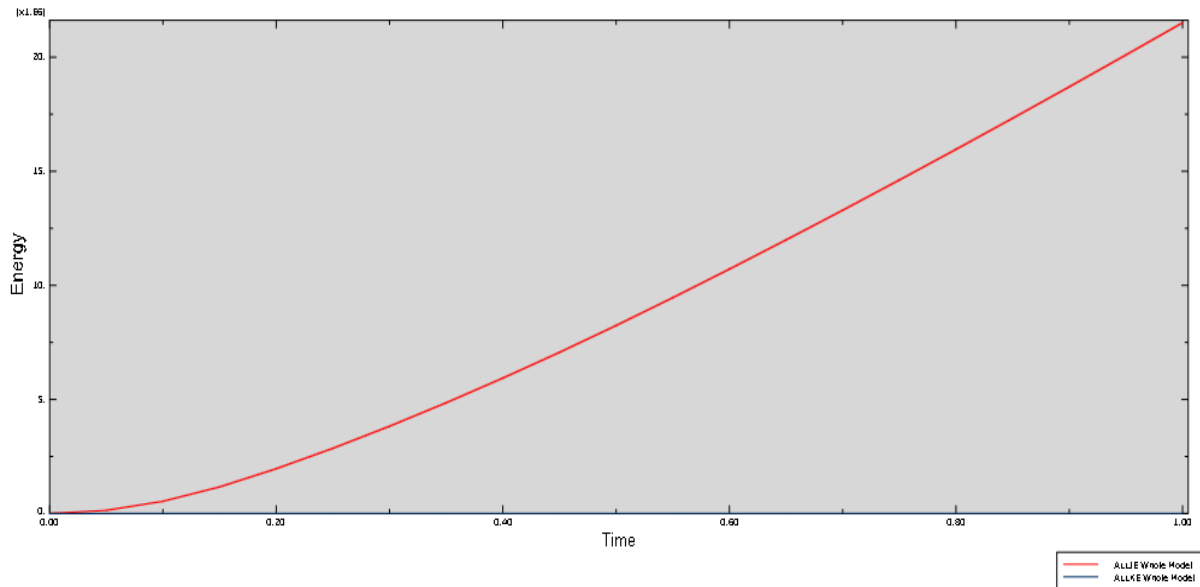


Figure IV.B.1 : Vérification des énergies.

La figure IV.2 montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante comparant à l'énergie potentielle, cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

VI.B.2.1 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :

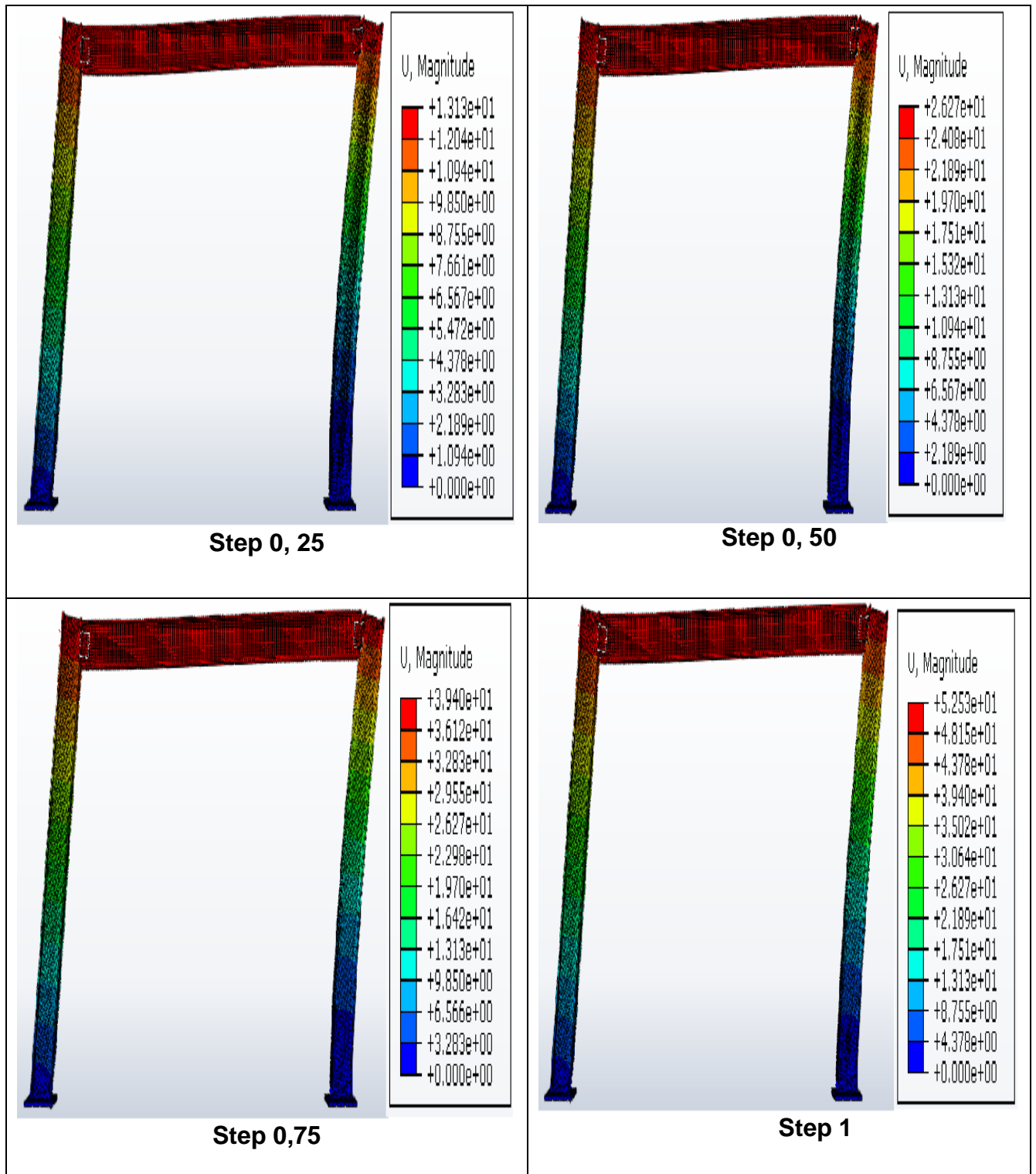


Figure IV.B.2: Propagation des déplacements dans le portique.

IV.B.2.3 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :

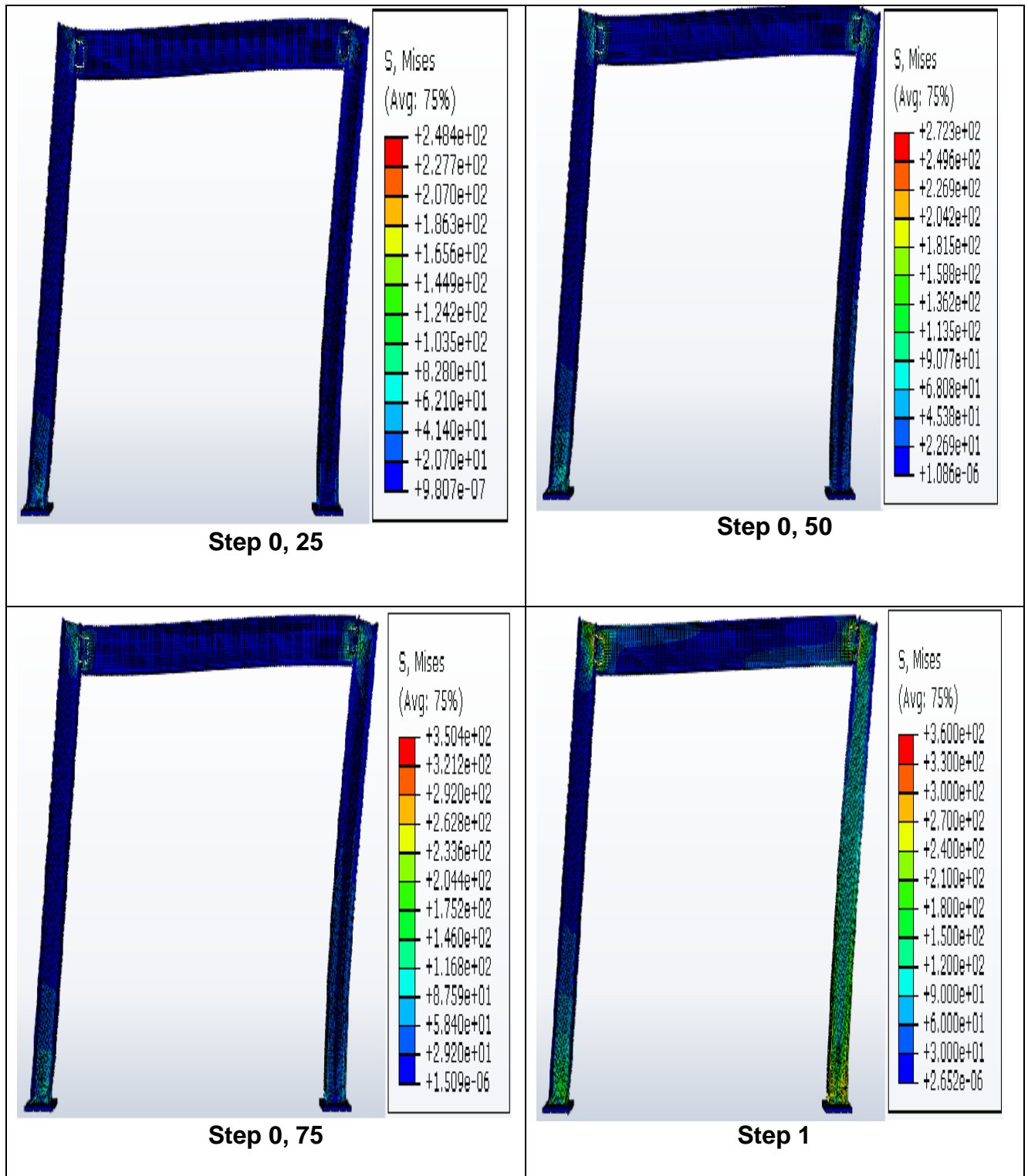


Figure IV.B.3 : Propagation des contraintes dans le portique.

IV.B.2.4 Propagation des déformations dans le portique :

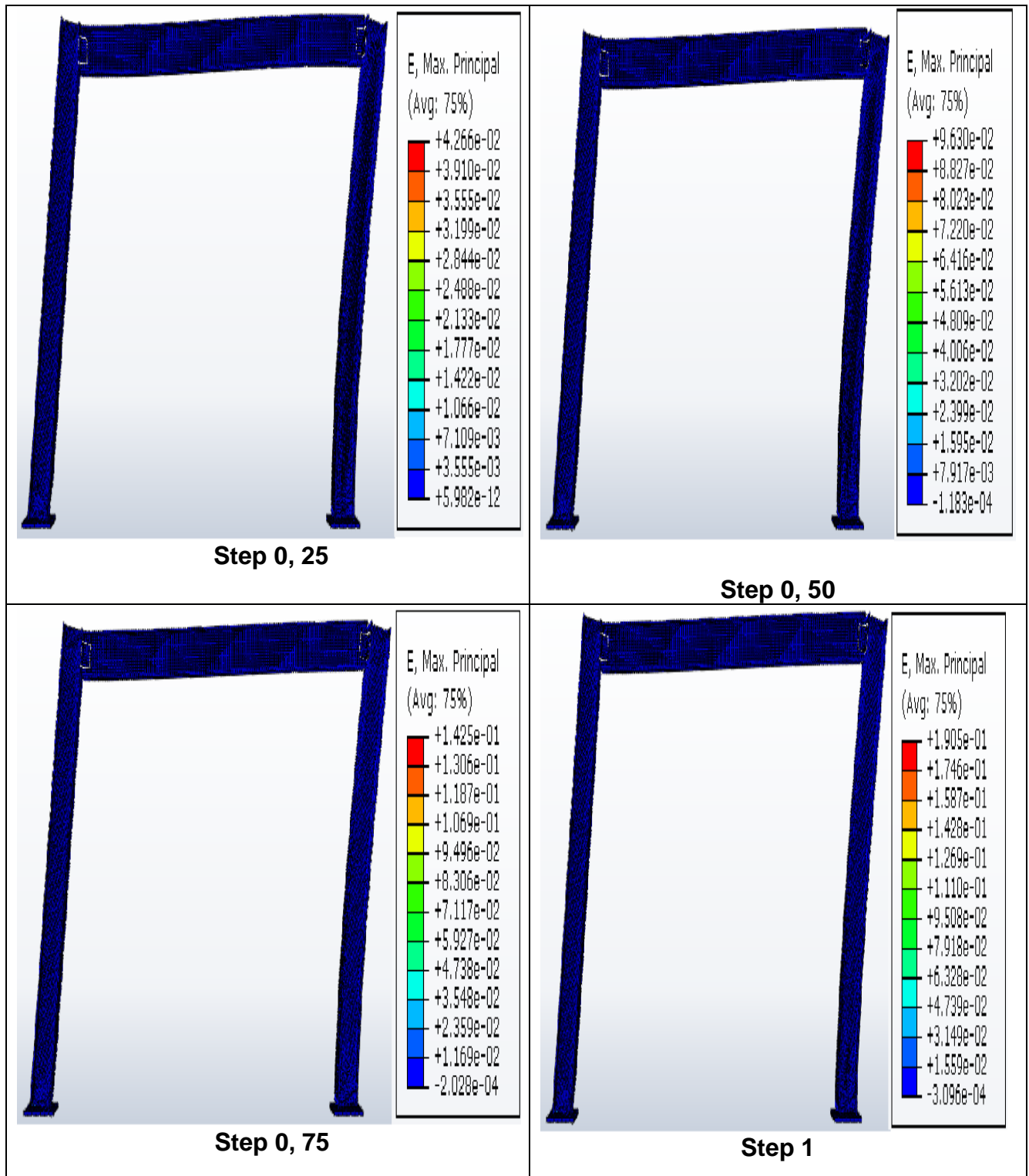


Figure IV.B.4 : Propagation des déformations dans le portique.

IV.B.2.5.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :

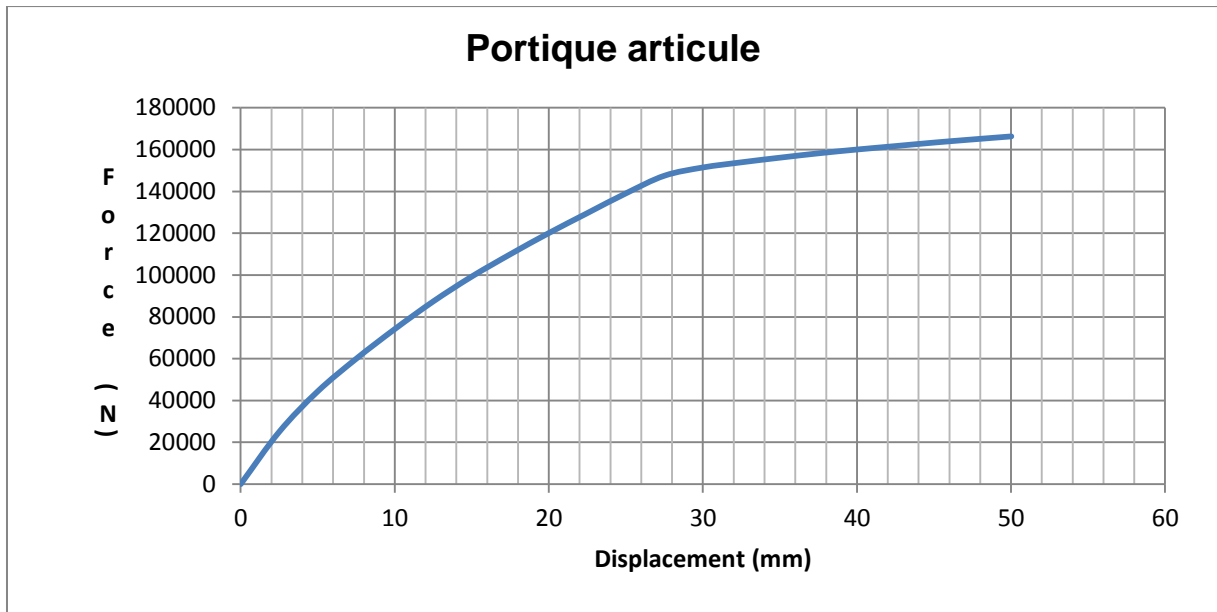


Figure IV.B.5 : courbe force-déplacement.

IV.B.2.5.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :

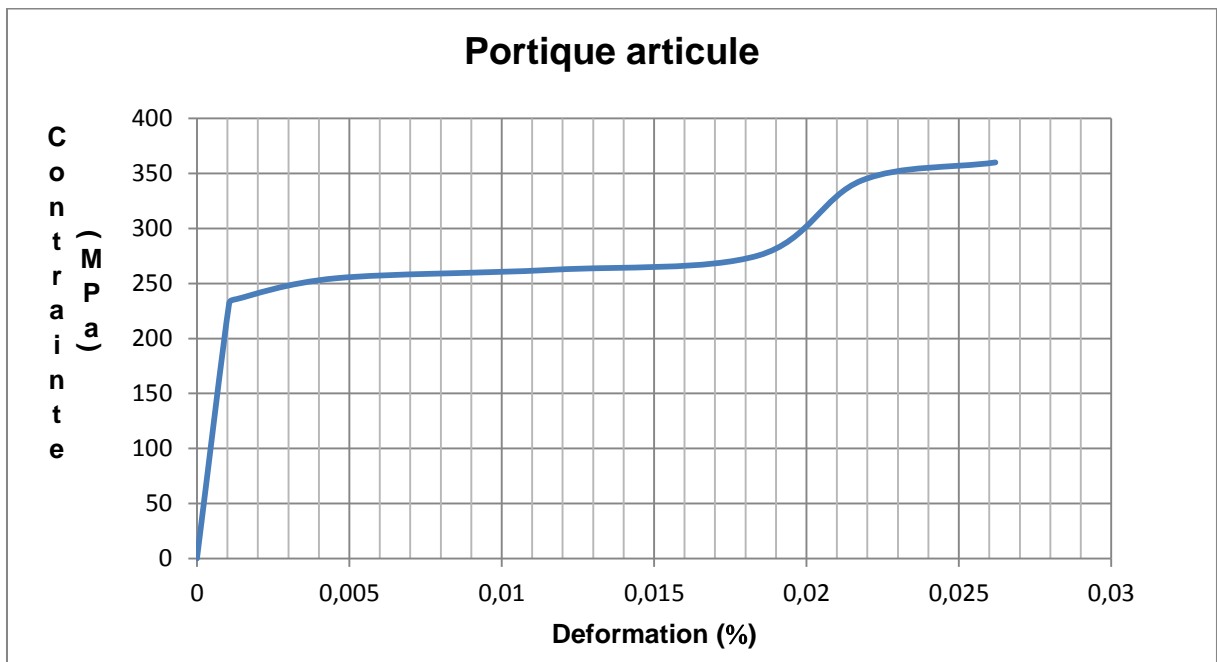


Figure IV.B.6 : Contrainte-déformation.

VI.B.3.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm):

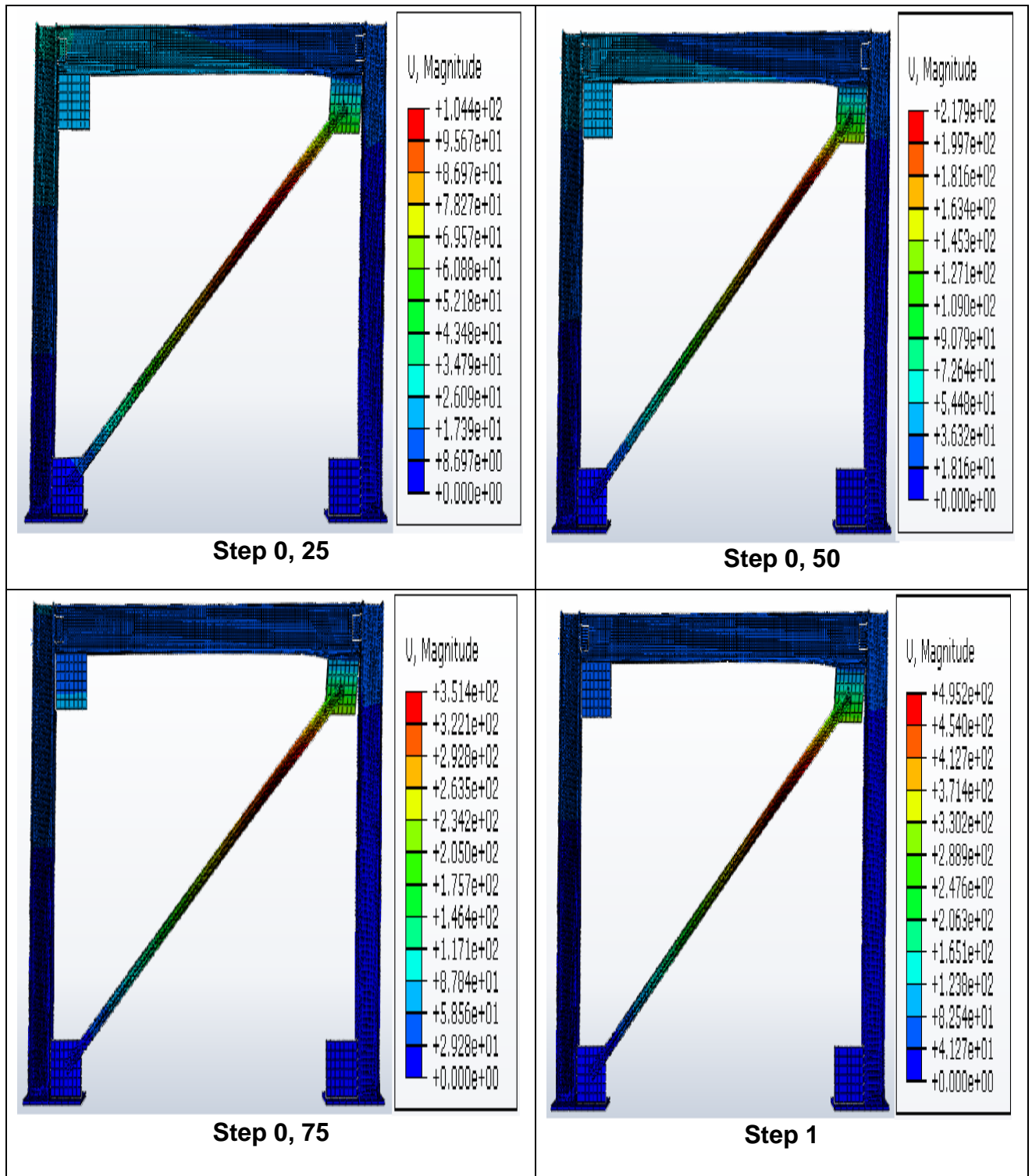


Figure IV.B.7: Propagation des déplacements dans le portique en N.

IV.B.3.2 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :

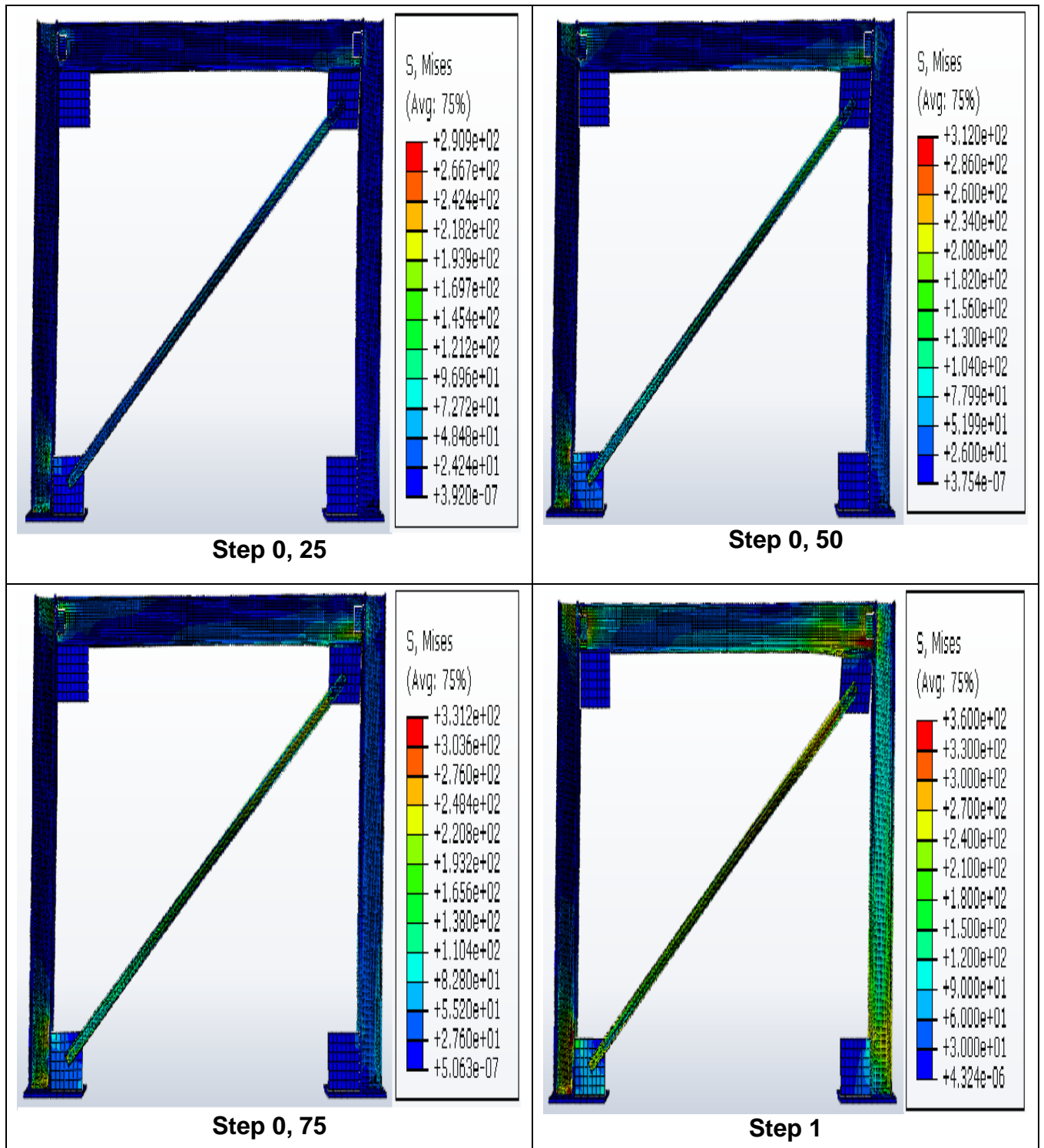


Figure IV.B.8 : Propagation des contraintes dans le portique en N.

IV.B.3.3 Propagation des déformations dans le portique en N (Mpa) :

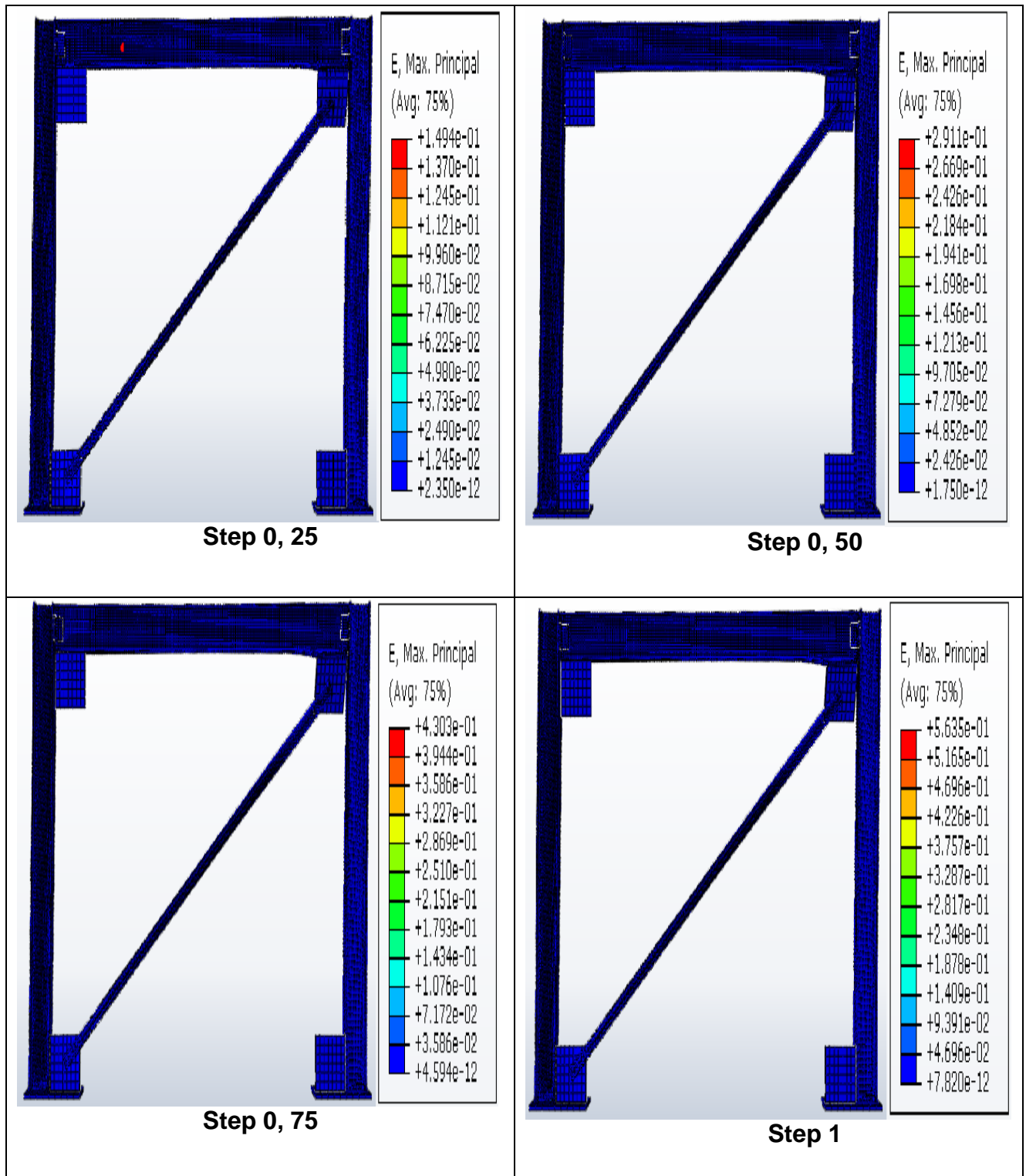


Figure IV.B.9 : Propagation des déformations dans le portique en N.

IV.B.3.4.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N :

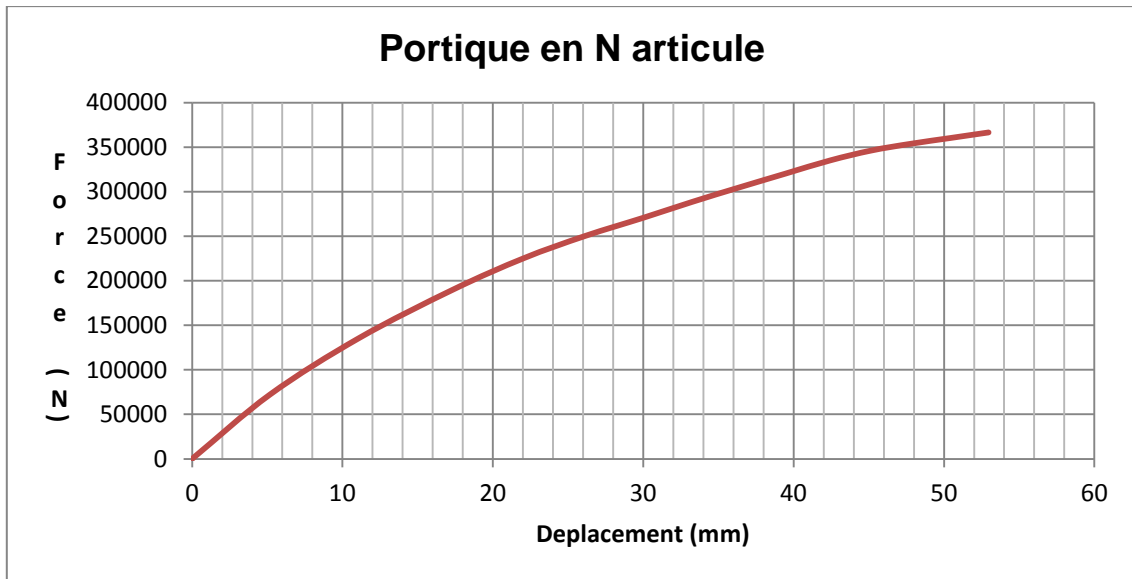


Figure IV.B.10 : courbe force-déplacement.

IV.B.3.4.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N :

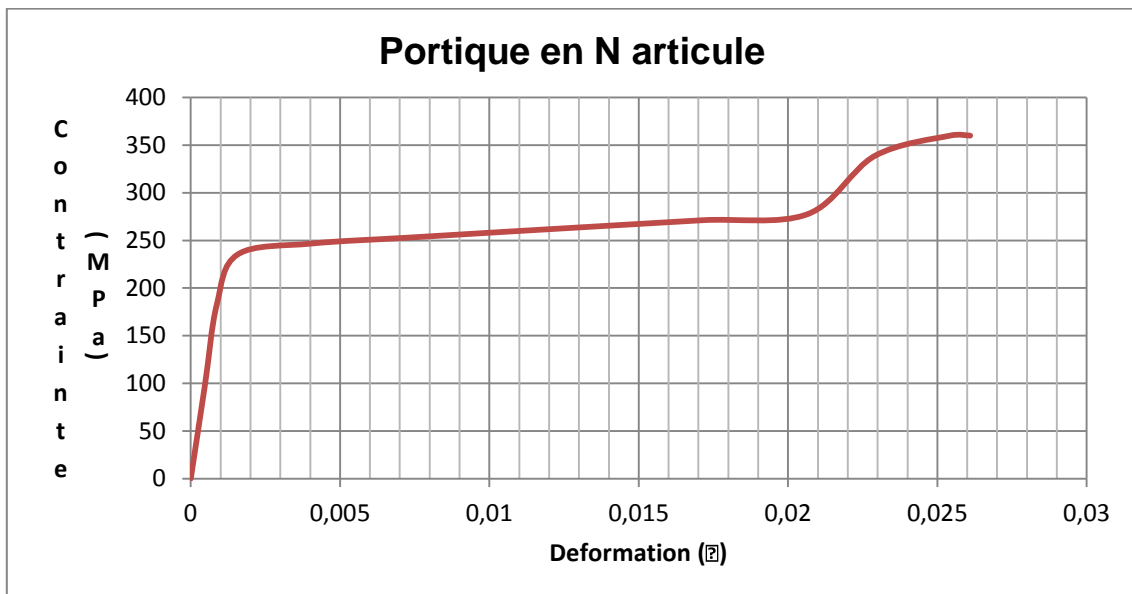


Figure IV.B.11 : Contrainte-déformation.

VI.B.4.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm):

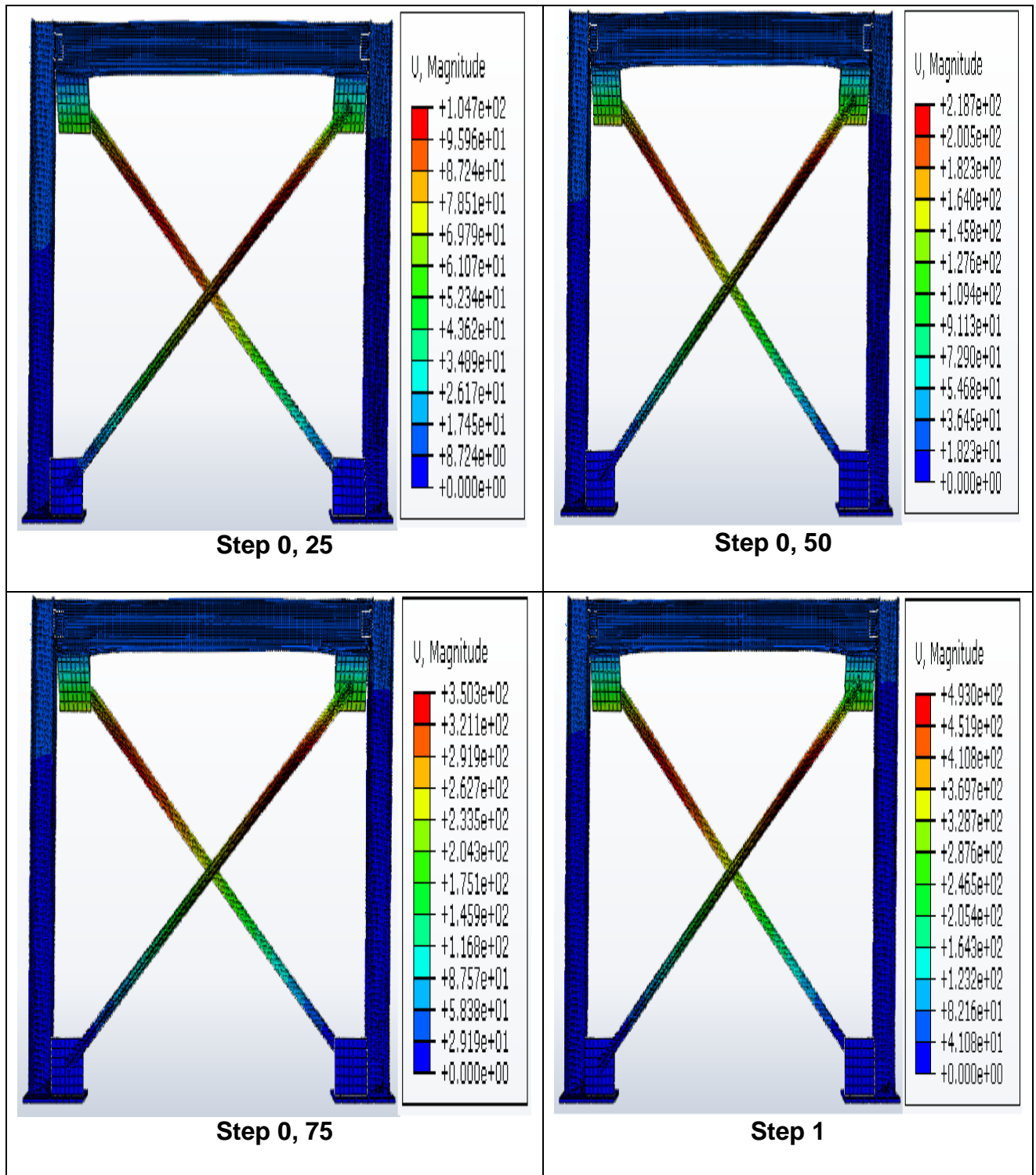


Figure IV.B.12: Propagation des déplacements dans le portique en X.

IV.B.4.2 Propagation des contraintes dans le portique en X (Mpa) :

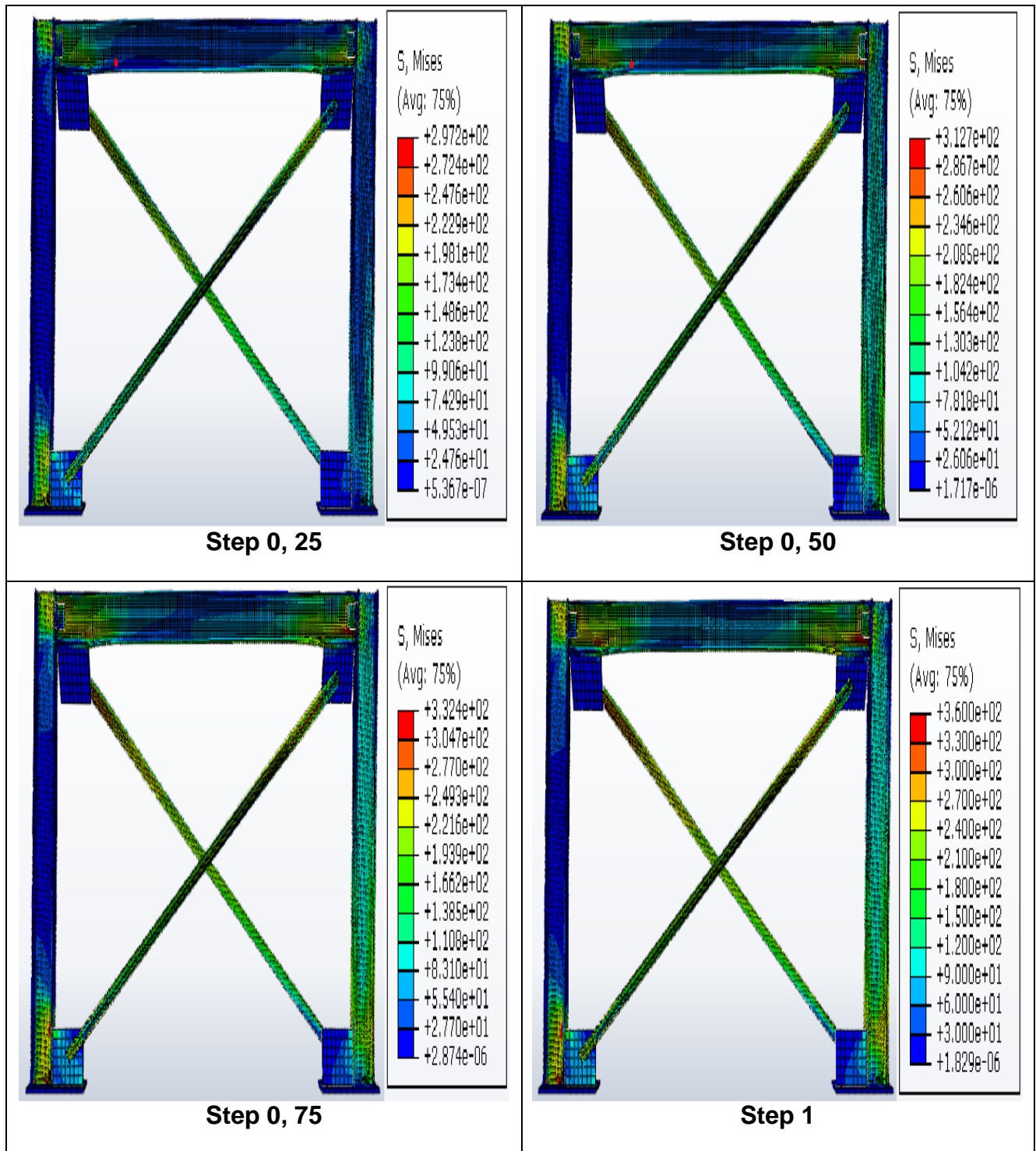


Figure IV.B.13 : Propagation des contraintes dans le portique en X.

IV.B.4.3 Propagation des déformations dans le portique en X (Mpa) :

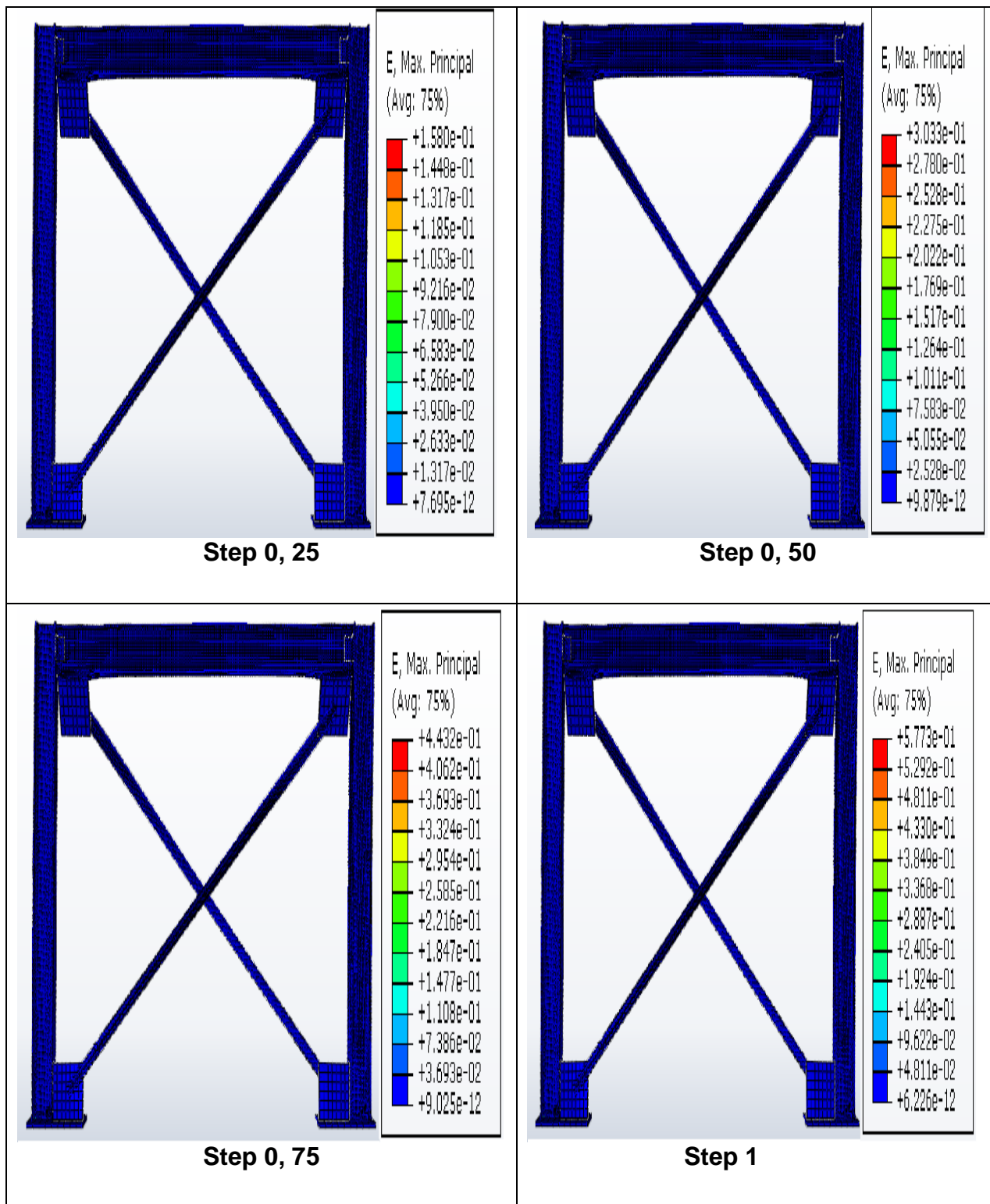


Figure IV.B.14 : Propagation des déformations dans le portique en X.

IV.B.4.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X:

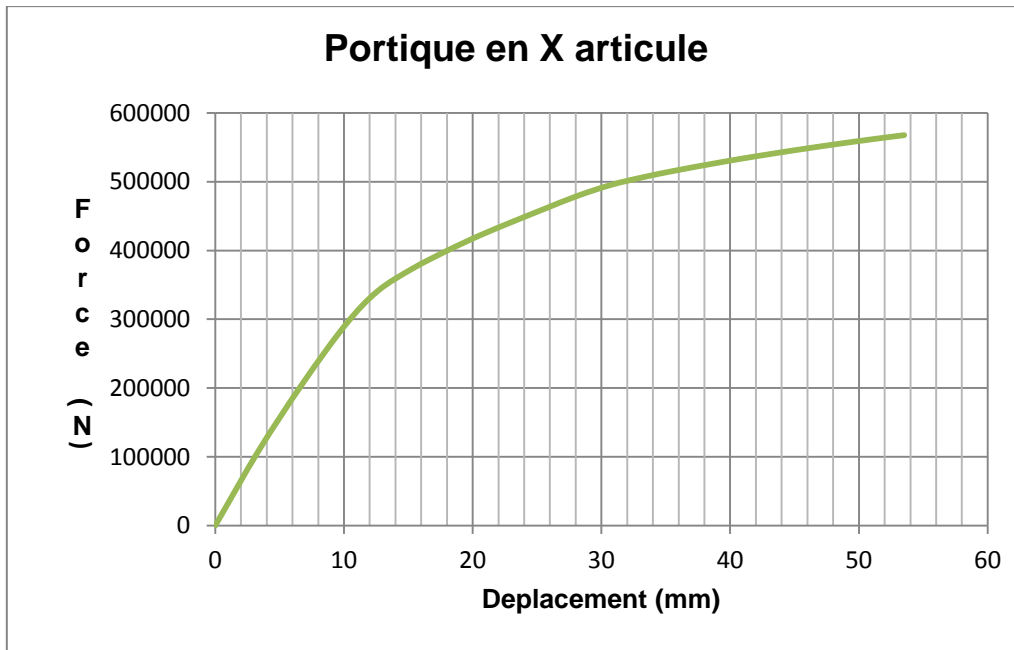


Figure IV.B.15 : courbe force-déplacement.

IV.B.4.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X:

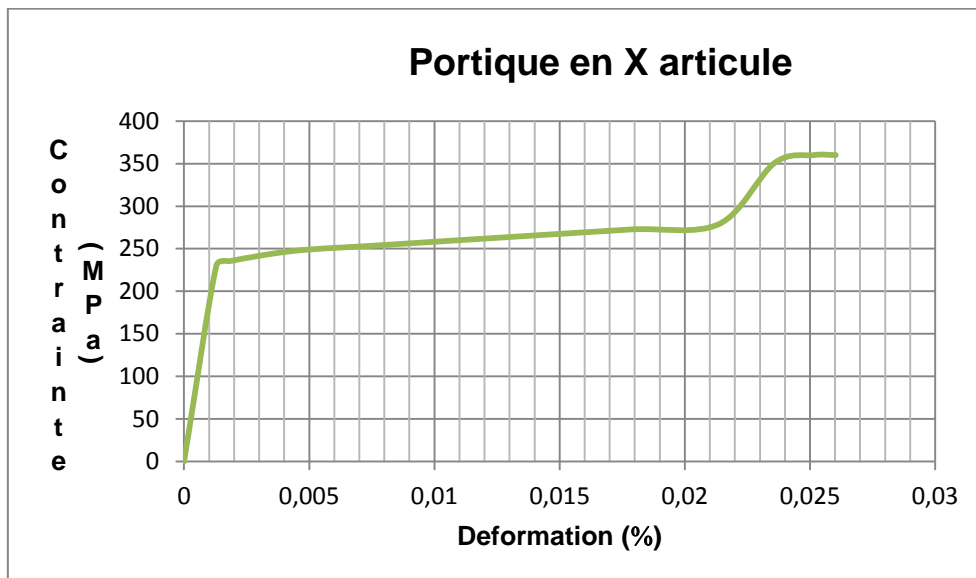


Figure IV.B.16 : Contrainte-déformation.

IV.B.5 Interprétations des résultats : (assemblage articulé)

1) Les déplacements :

D'après les figures IV.B.2, IV.B.7 et IV.B.12 dans les trois cas, les portiques atteignent leurs déplacements de 50 millimètres, voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque que la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans le portique sans contreventement.

2) Les contraintes :

D'après les figures IV.B.3, IV.B.8 et IV.B.13, on remarque que les trois portiques atteignent leurs limites de 360 MPa en termes de contrainte. Dans le portique sans contreventement, les contraintes sont plus importantes aux niveaux de la poutre et à la base des poteaux du portique. Par contre dans les deux autres portiques, les contraintes sont importantes aux niveaux des nœuds, des diagonales et dans les zones critiques des poteaux.

3) Les déformations :

On remarque également que les déformations sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Cela nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

IV.B.6 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage articulé :

Remarque : Les figures commentées ci-dessous sont présentées au même pas de chargement (même déplacement appliqué) pour tous les modèles.

IV.B.6.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :

La courbe force déplacement pour les trois modèles en acier S235 est donnée sur la figure IV.B.17

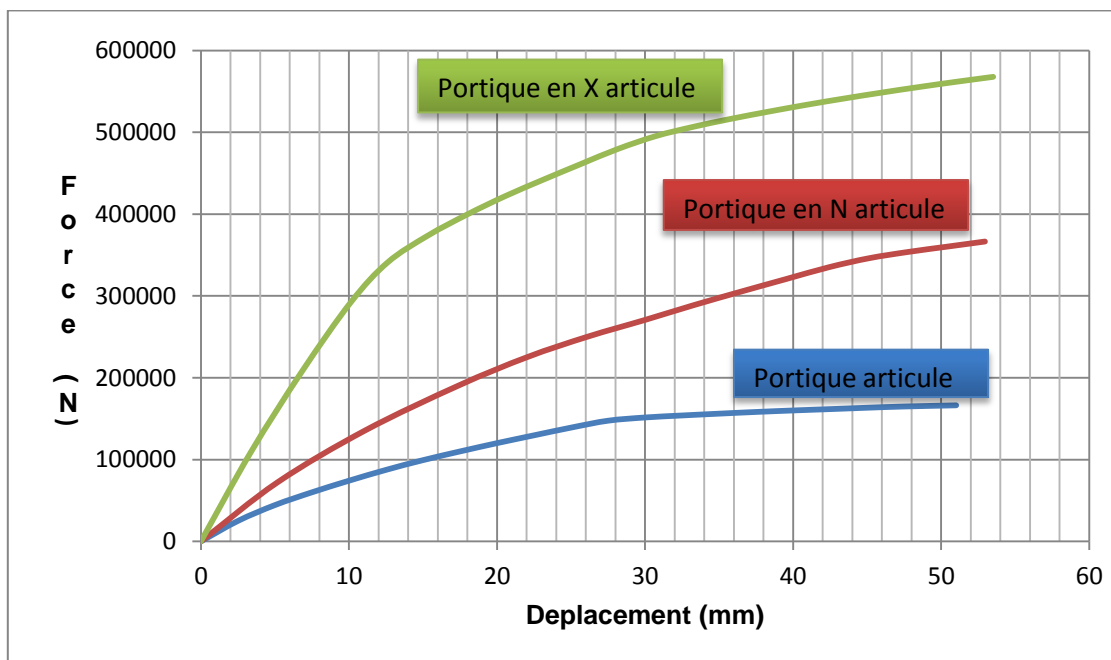


Figure IV.B.17 : courbe force-déplacement.

La figure IV.B.17 montre que le portique sans contreventement a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 26 mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 166,310kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour les portiques avec contreventements, le domaine élastique est prolongé pour atteindre un déplacement de 33 mm pour le portique en N, par contre il atteint un déplacement de 11 mm pour le portique en X. En matière de force, Il atteint sa capacité maximale de 366,520kN pour le portique en N et 567,769kN pour le portique en X. On note un gain de capacité de 54,62 % pour le portique en N et 70,71 % pour le portique en X. La transmission des efforts aux diagonales a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport de ces dernières dans le comportement des portiques car les efforts sont repris par les diagonales. Cela explique que ce renforcement est efficace. Le domaine élastique pour ces portiques est prolongé par ce renfort.

IV.B.6.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation :

La courbe contrainte-déformation pour les trois modèles en acier S235 est donnée sur la figure IV.B.16 S235

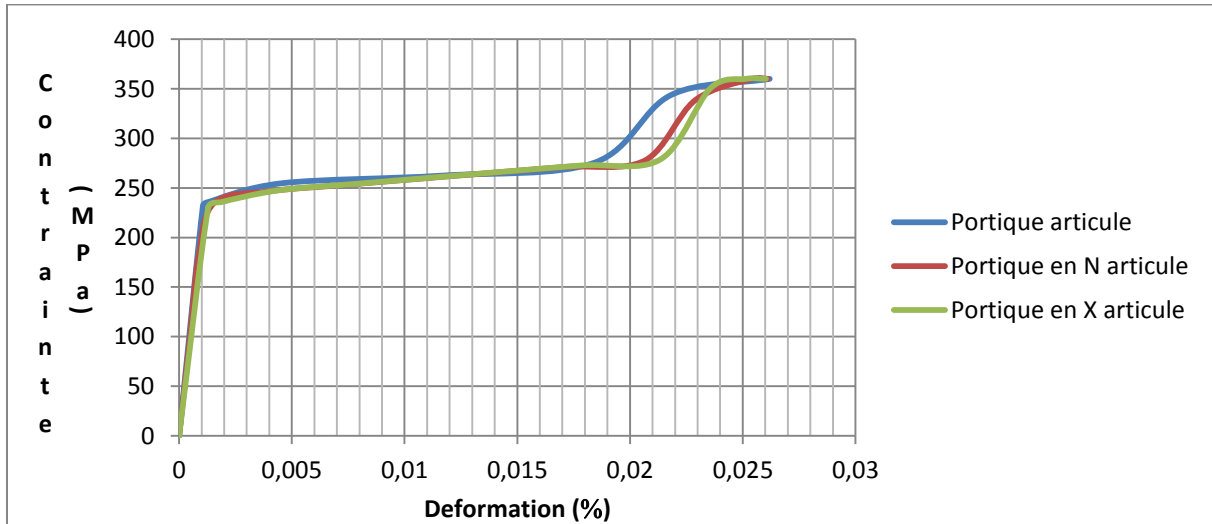


Figure IV.B.18 : Contrainte-déformation.

D'après la Figure IV.A.18, initialement les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusqu'à une valeur proche de 235 MPa pour les trois modèles, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Pour un taux de déformation qui est proche de 0.001%.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 250 MPa, les trois modèles rentrent dans le domaine inélastique jusqu'à un taux de déformation qui est proche de 0.017%, le palier plastique est allongé grâce à la ductilité de l'acier (sens de non fragilité). Après les trois modèles rentrent dans la phase d'écrouissage jusqu'à une contrainte de 360 MPa qui reste constants.

VI.B.7.1 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :

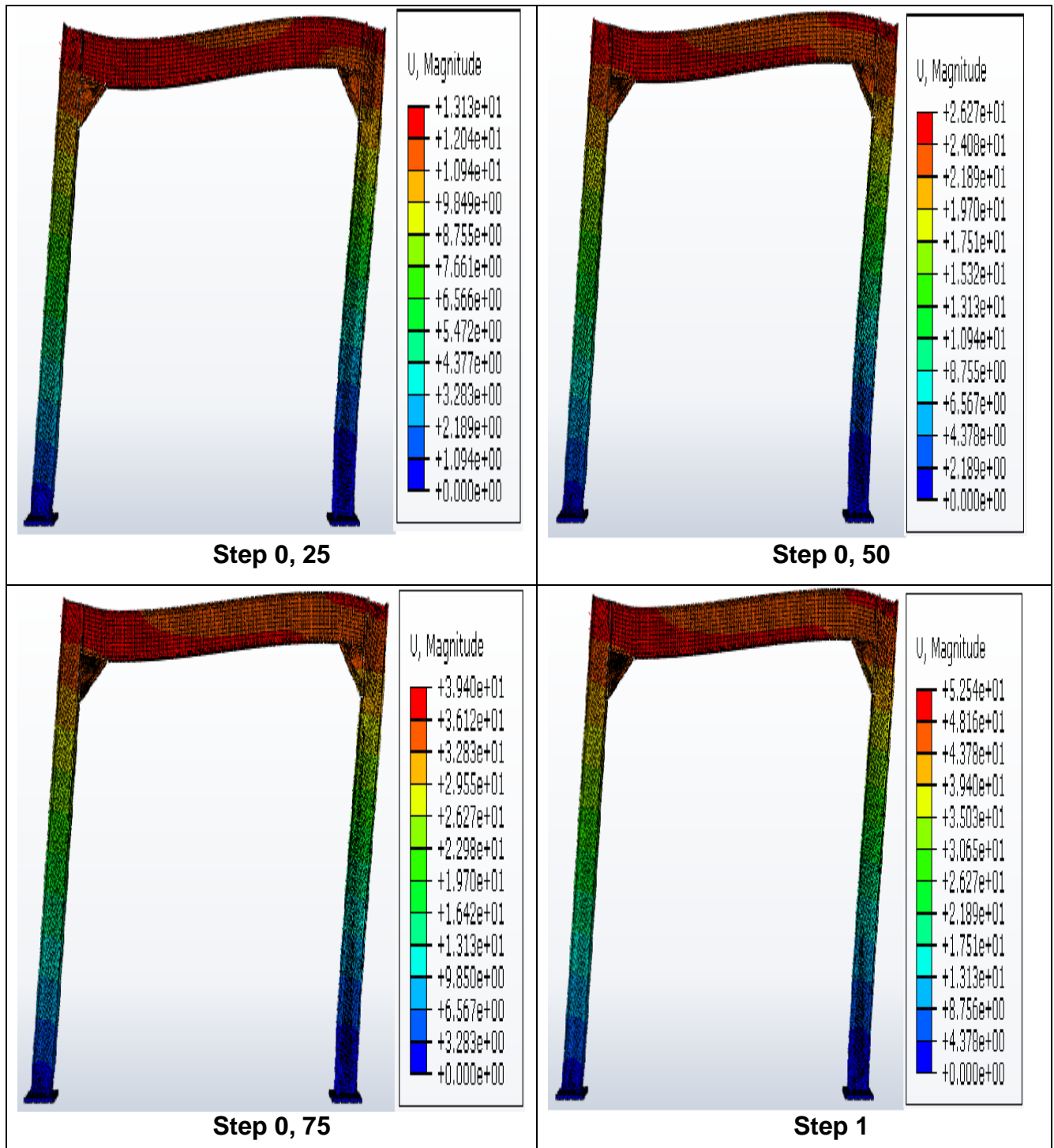


Figure IV.B.19: Propagation des déplacements dans le portique

IV.B.7.2 Propagation des contraintes dans le portique en (Mpa) :

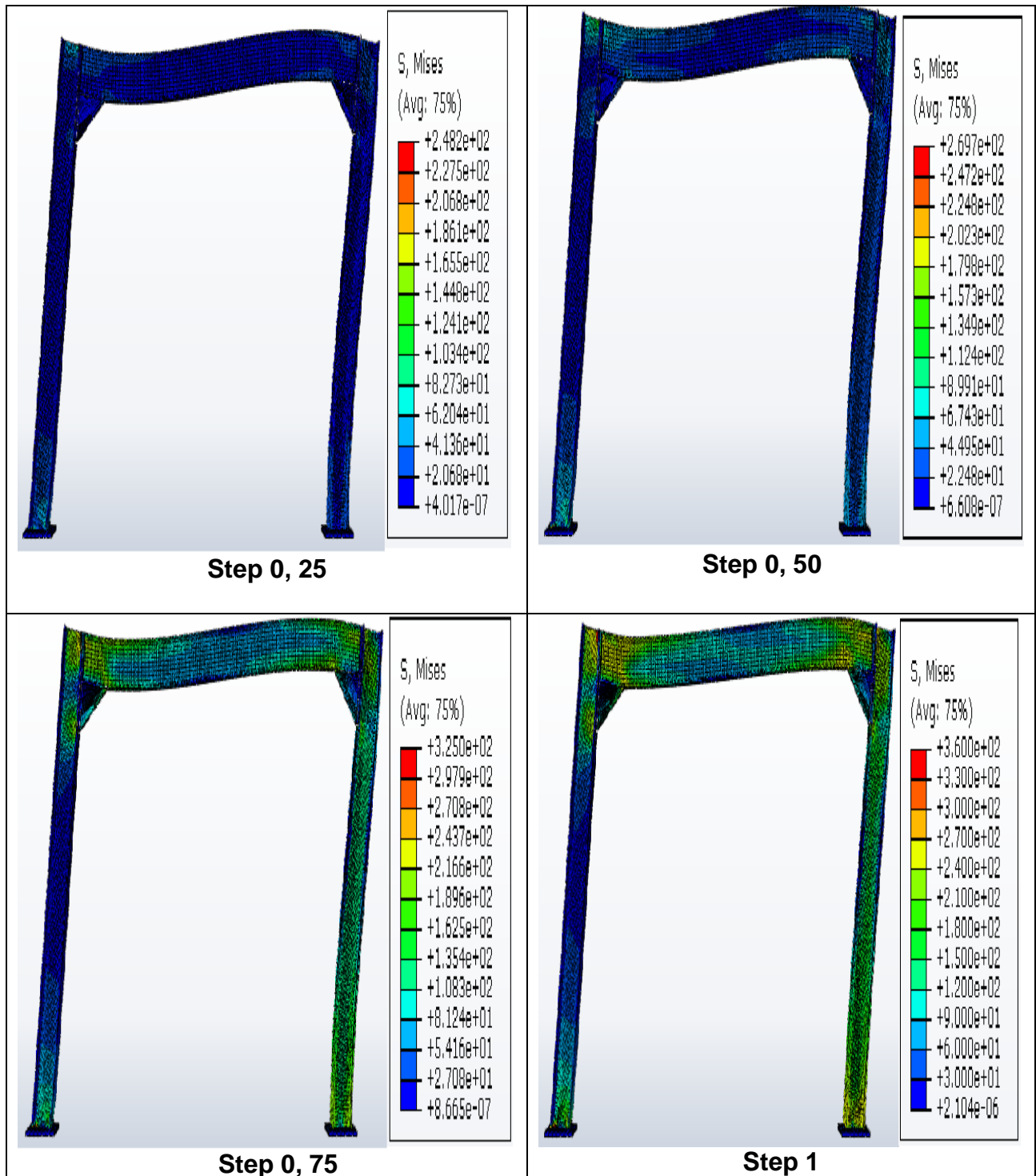


Figure IV.B.20 : Propagation des contraintes dans le portique.

IV.B.7.3 Propagation des déformations dans le portique en (Mpa) :

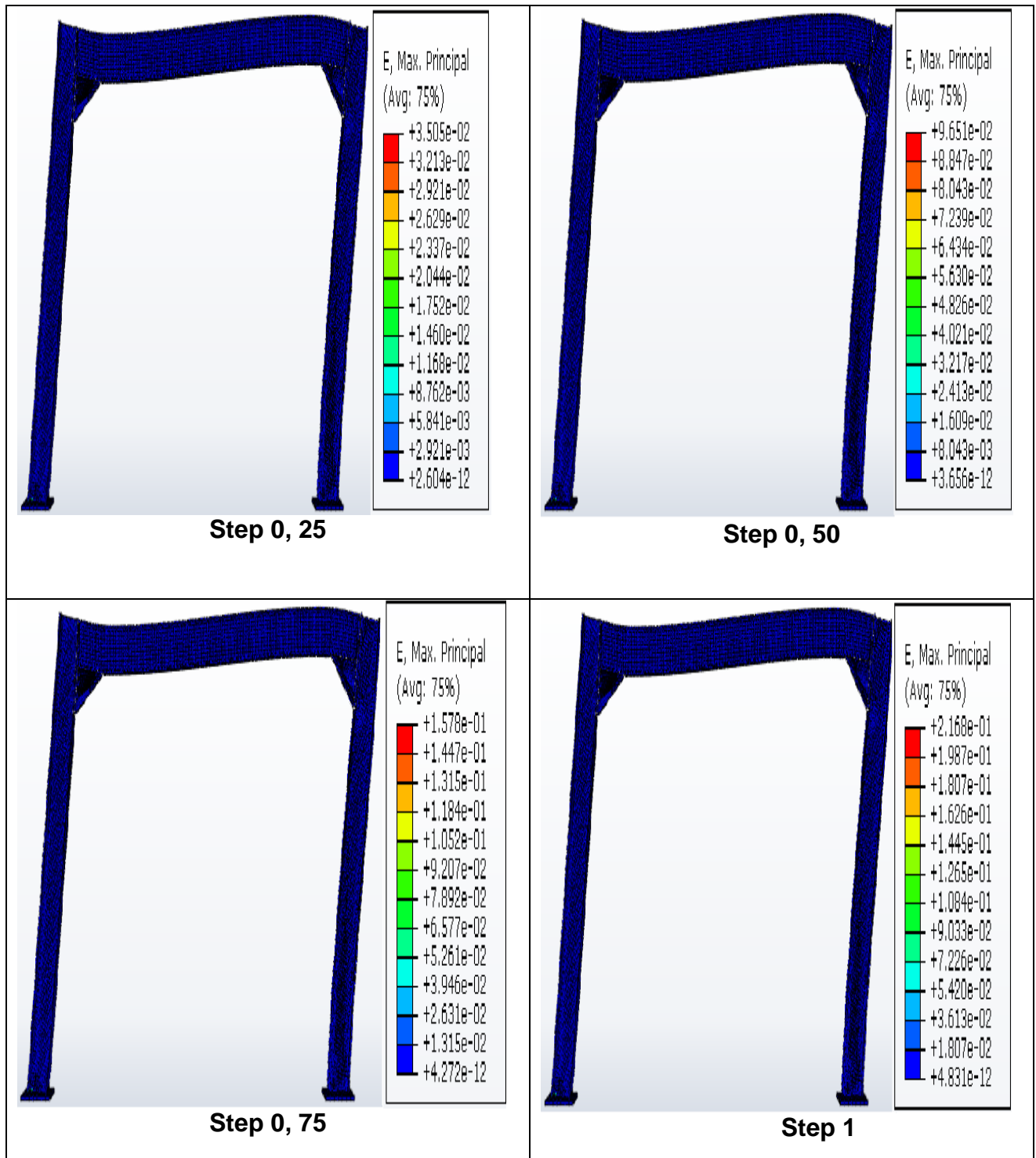


Figure IV.B.21 : Propagation des déformations dans le portique.

IV.B.7.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique :

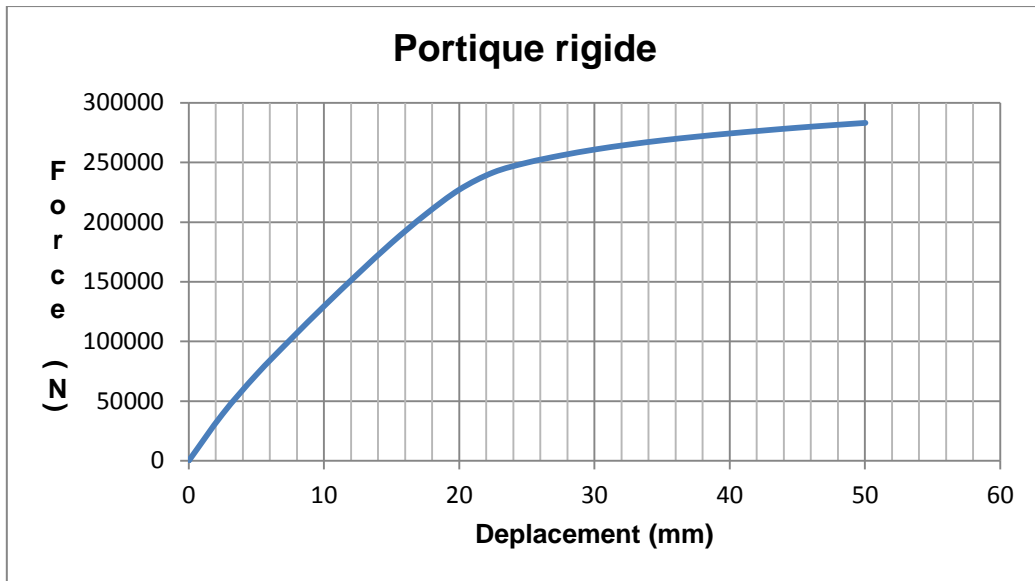


Figure IV.B.22 : courbe force-déplacement.

IV.B.7.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique :

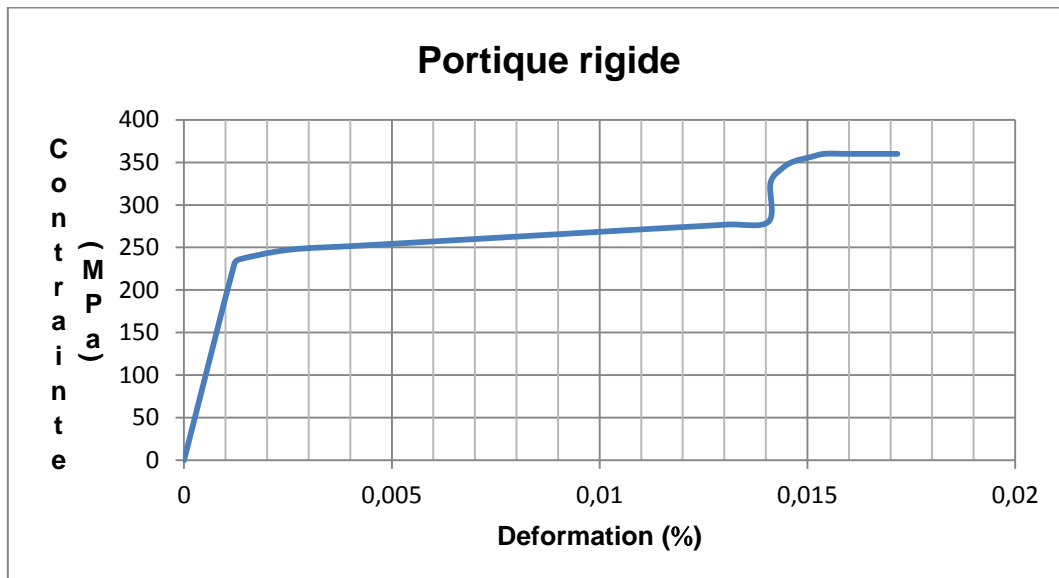


Figure IV.B.23 : Contrainte-déformation.

VI.B.8.1 Propagation des déplacements dans le portique en N (mm):

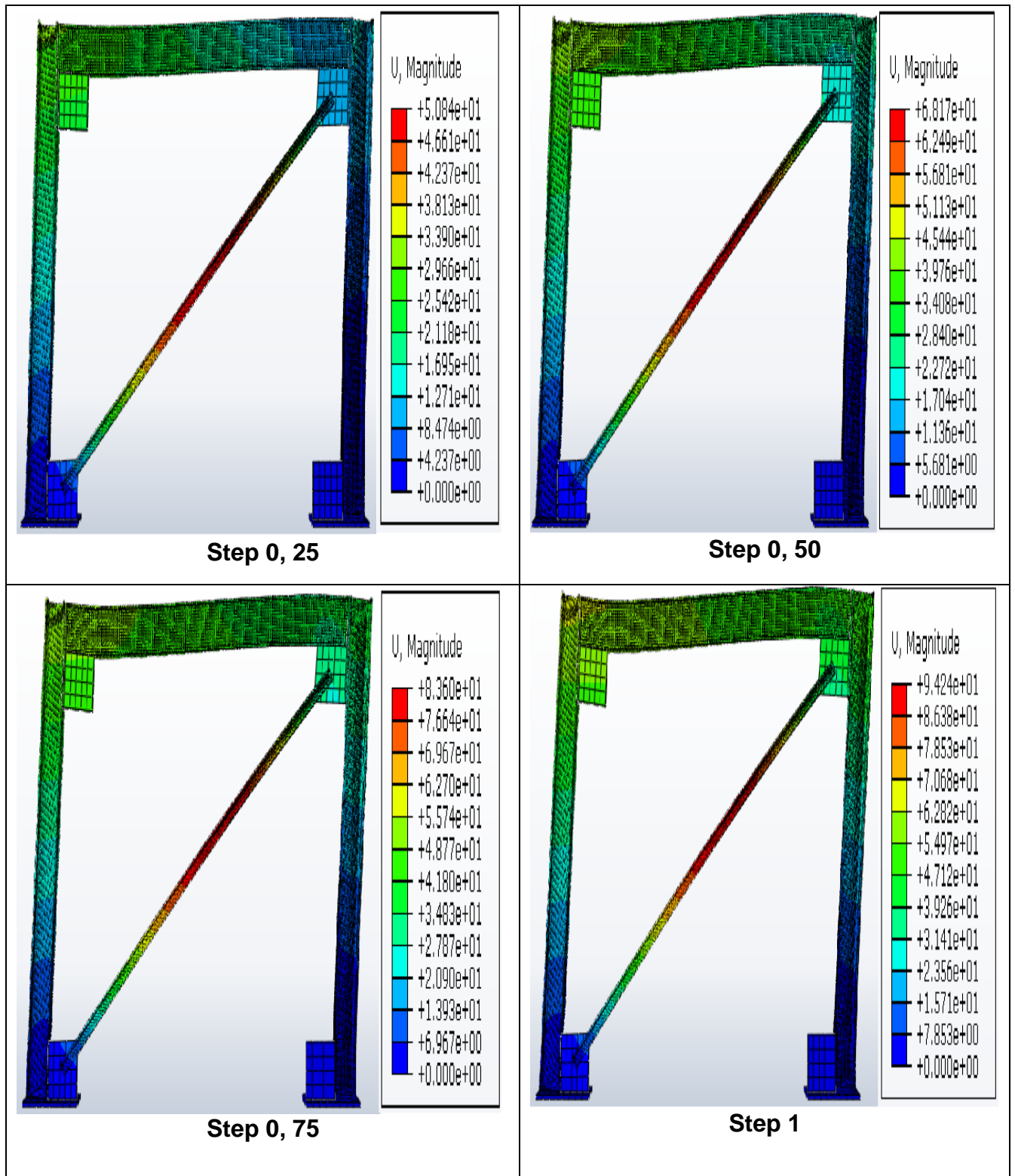


Figure IV.B.24 : Propagation des déplacements dans le portique en N.

IV.B.8.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :

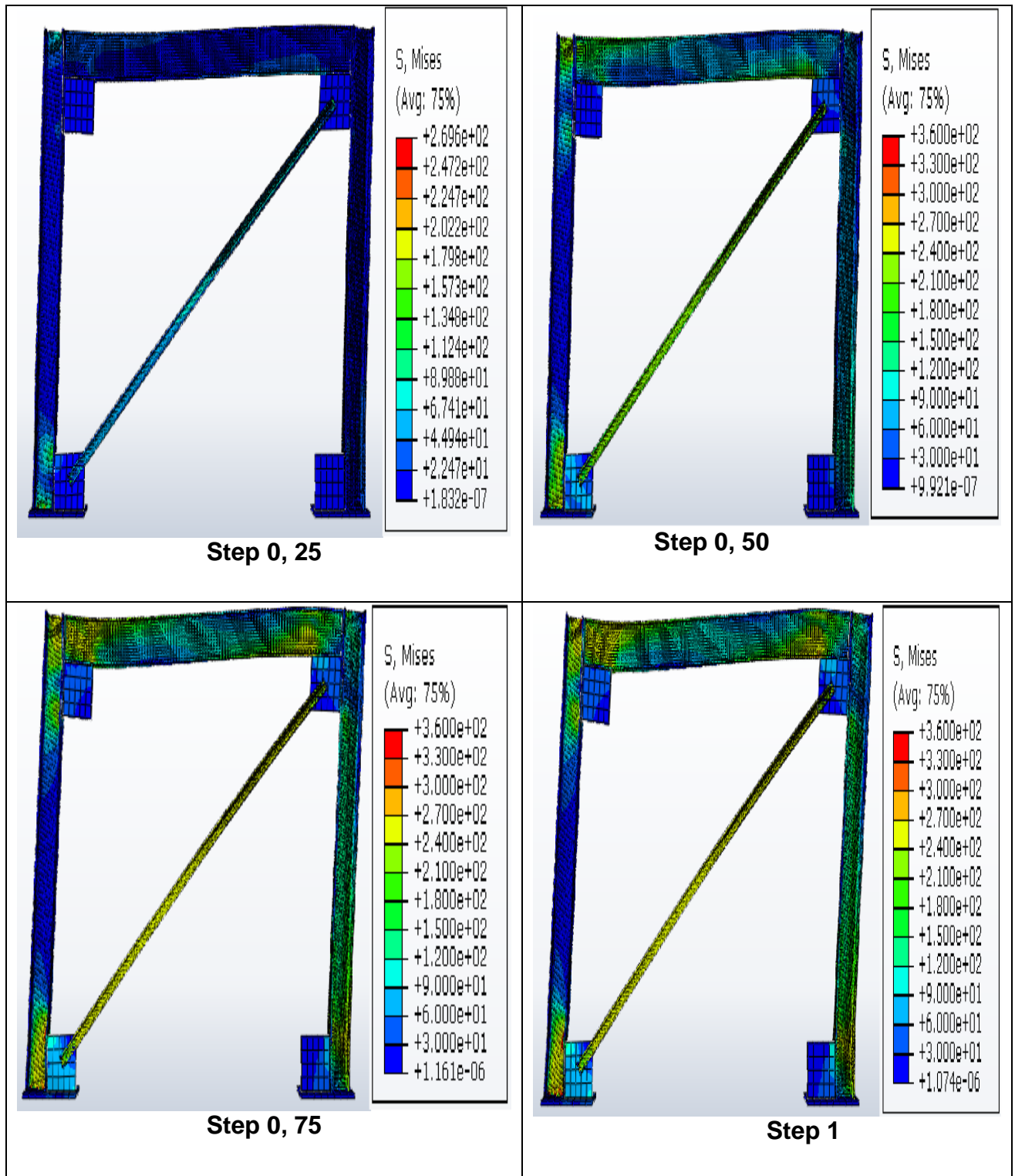


Figure IV.B.25 : Propagation des contraintes dans le portique en N.

IV.B.8.3 Propagation des déformations dans le portique en N (Mpa) :

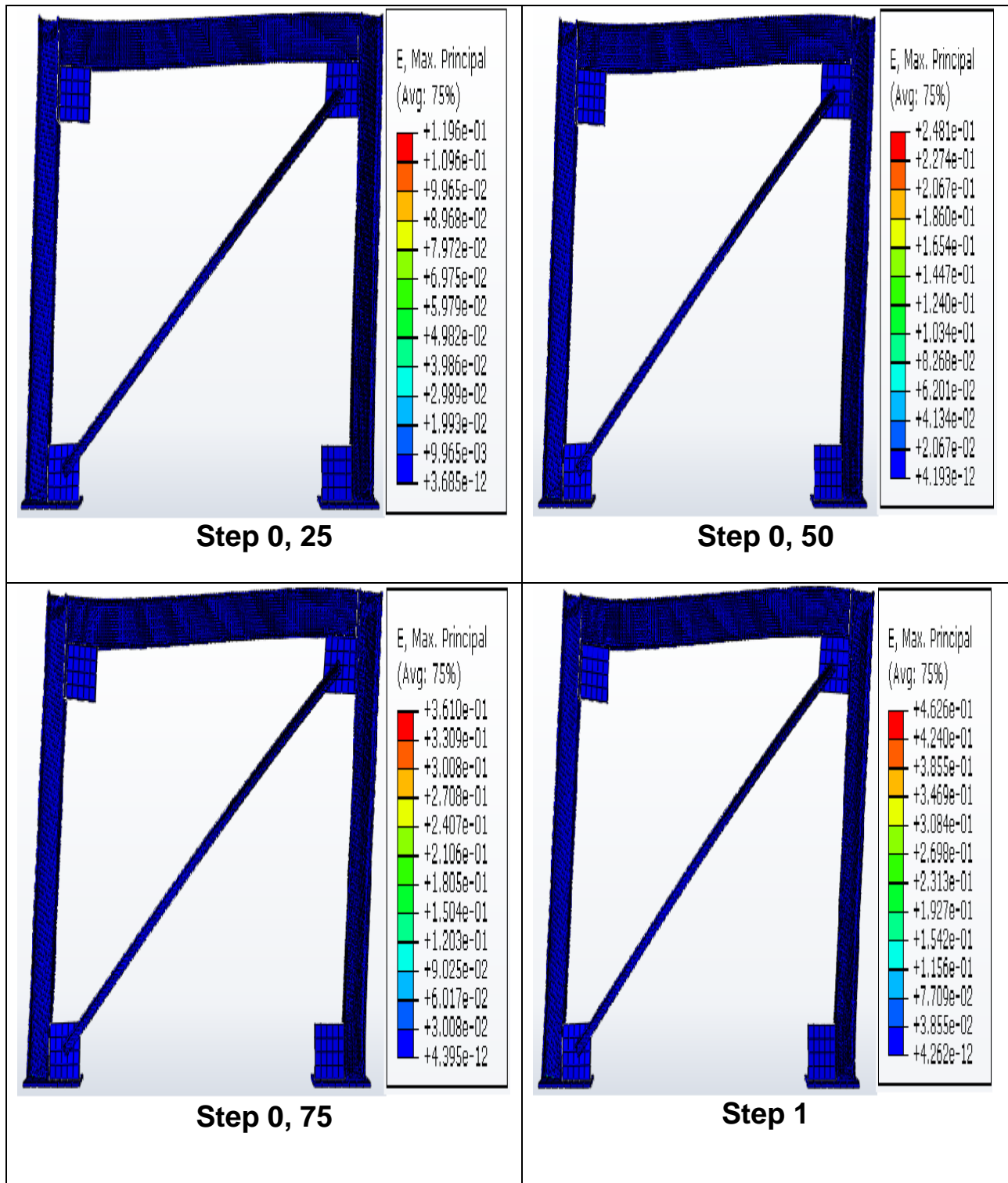


Figure IV.B.26 : Propagation des déformations dans le portique en N.

IV.B.8.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en N :

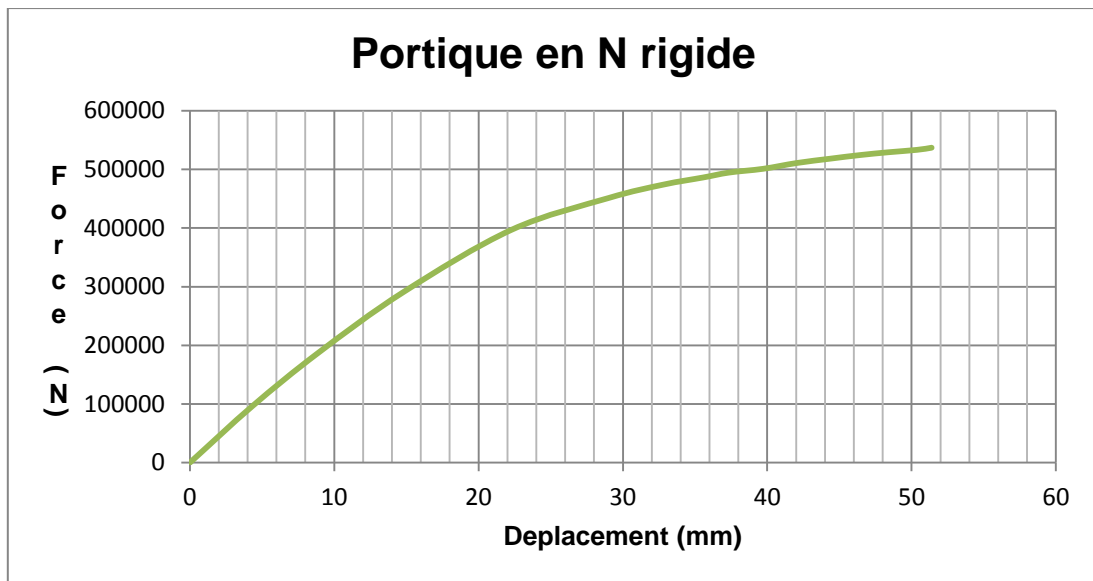


Figure IV.B.27 : courbe force-déplacement.

IV.B.8.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en N :

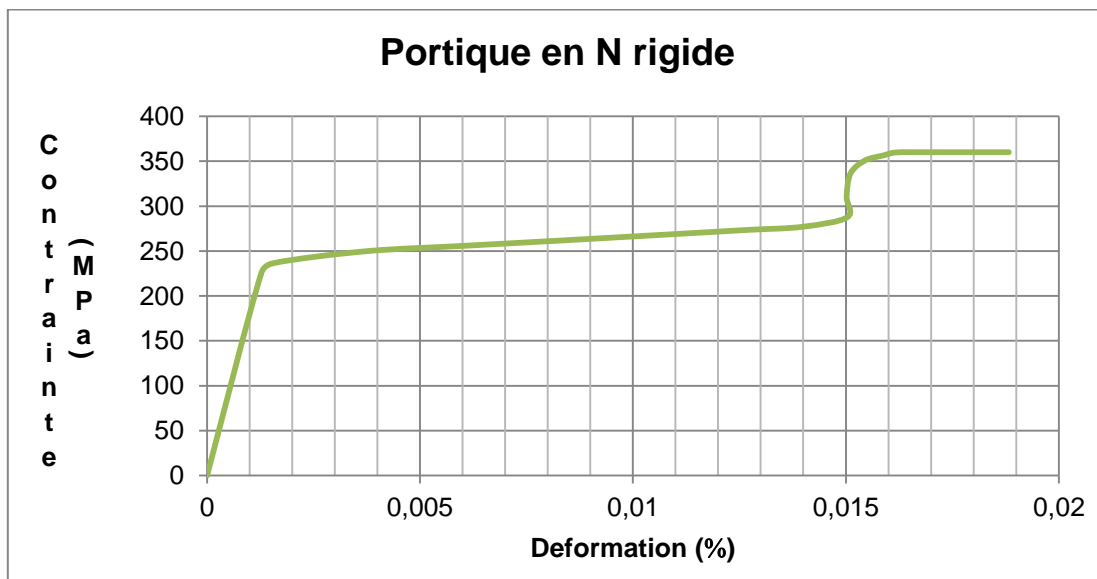


Figure IV.B.28 : Contrainte-déformation.

VI.B.9.1 Propagation des déplacements dans le portique en X (mm) :

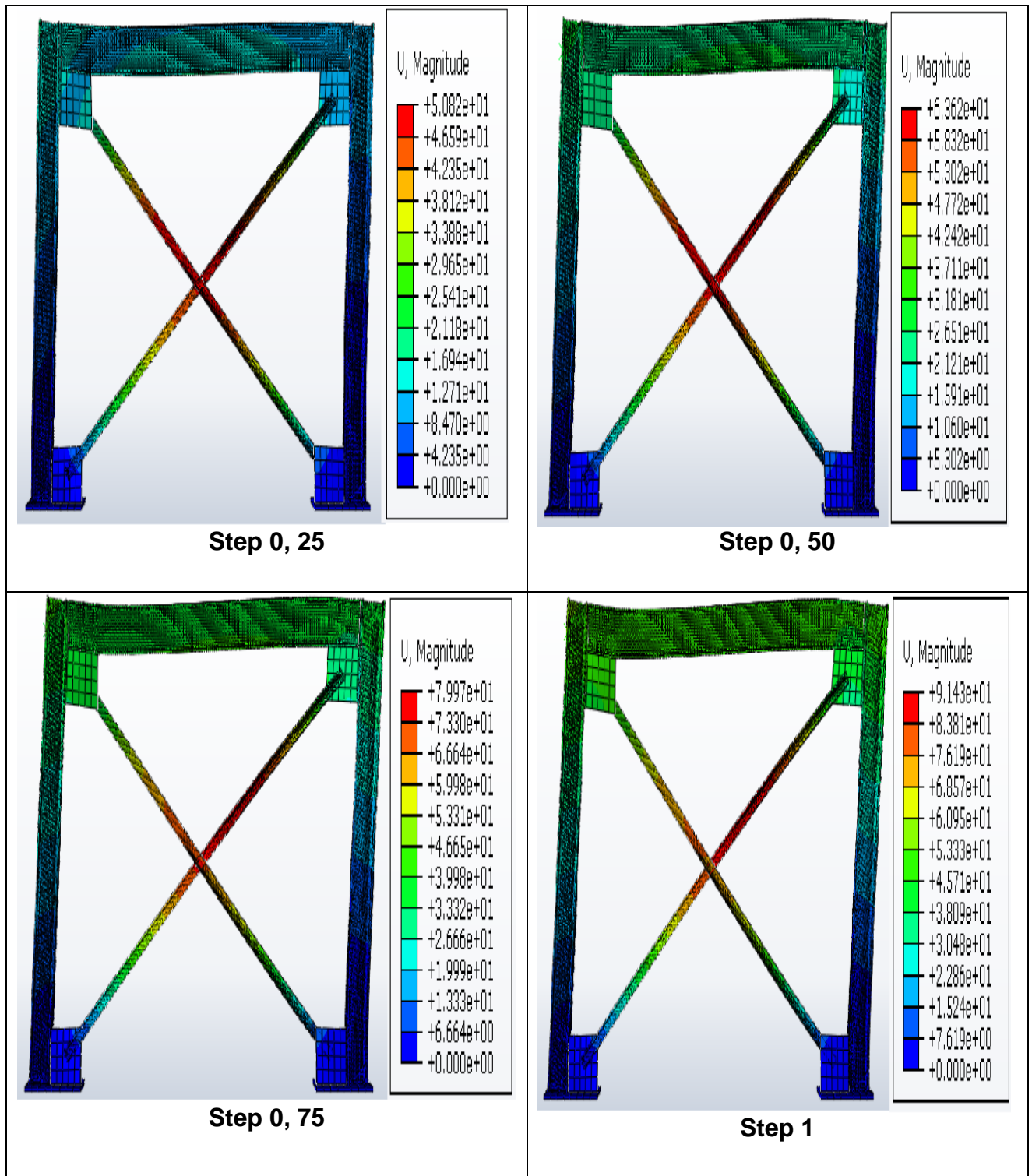


Figure IV.B.29 : Propagation des déplacements dans le portique en X.

IV.B.9.2 Propagation des contraintes dans le portique en N (Mpa) :

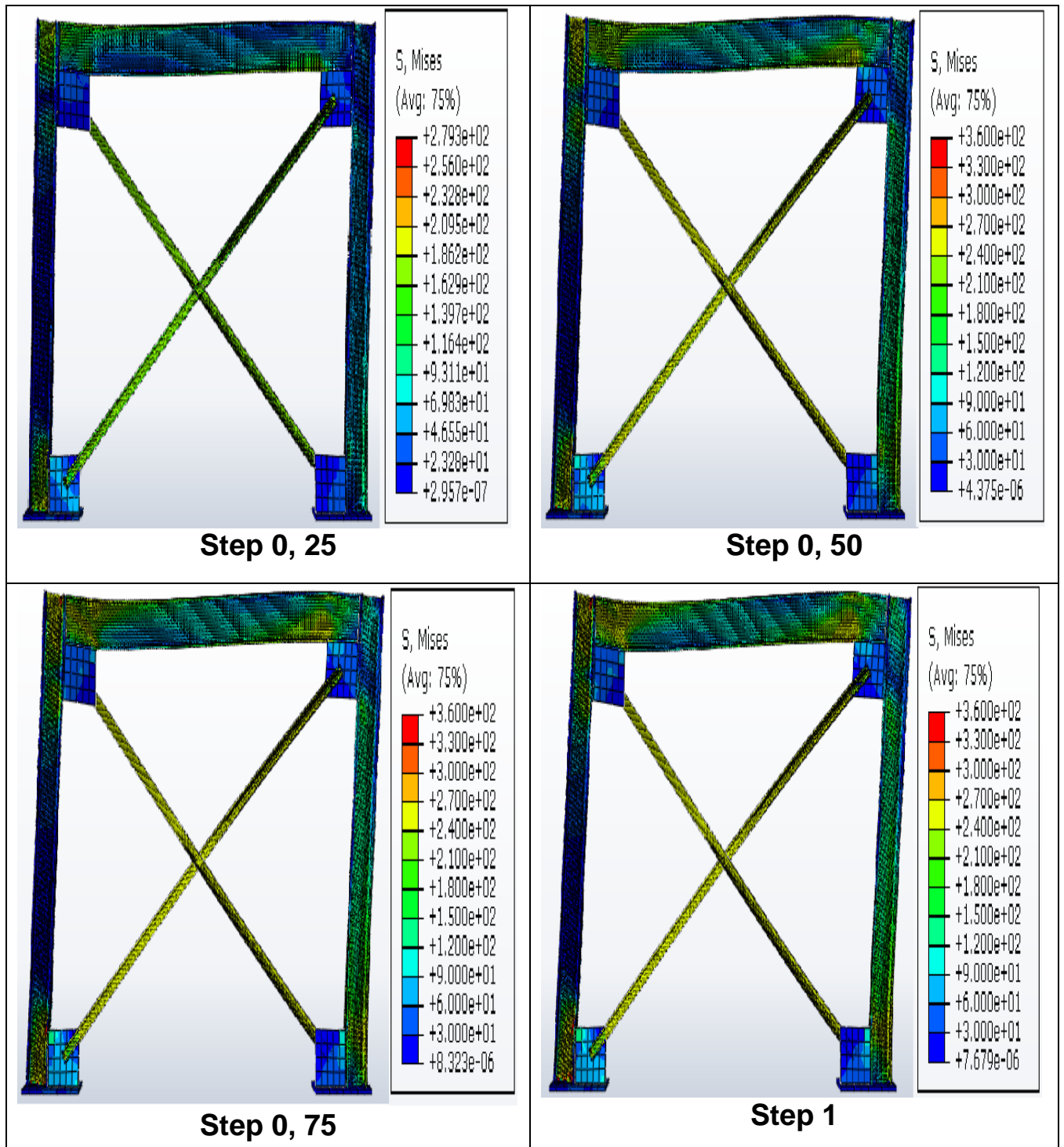


Figure IV.B.30 : Propagation des contraintes dans le portique en X.

IV.B.9.3 Propagation des déformations dans le portique en X (Mpa) :

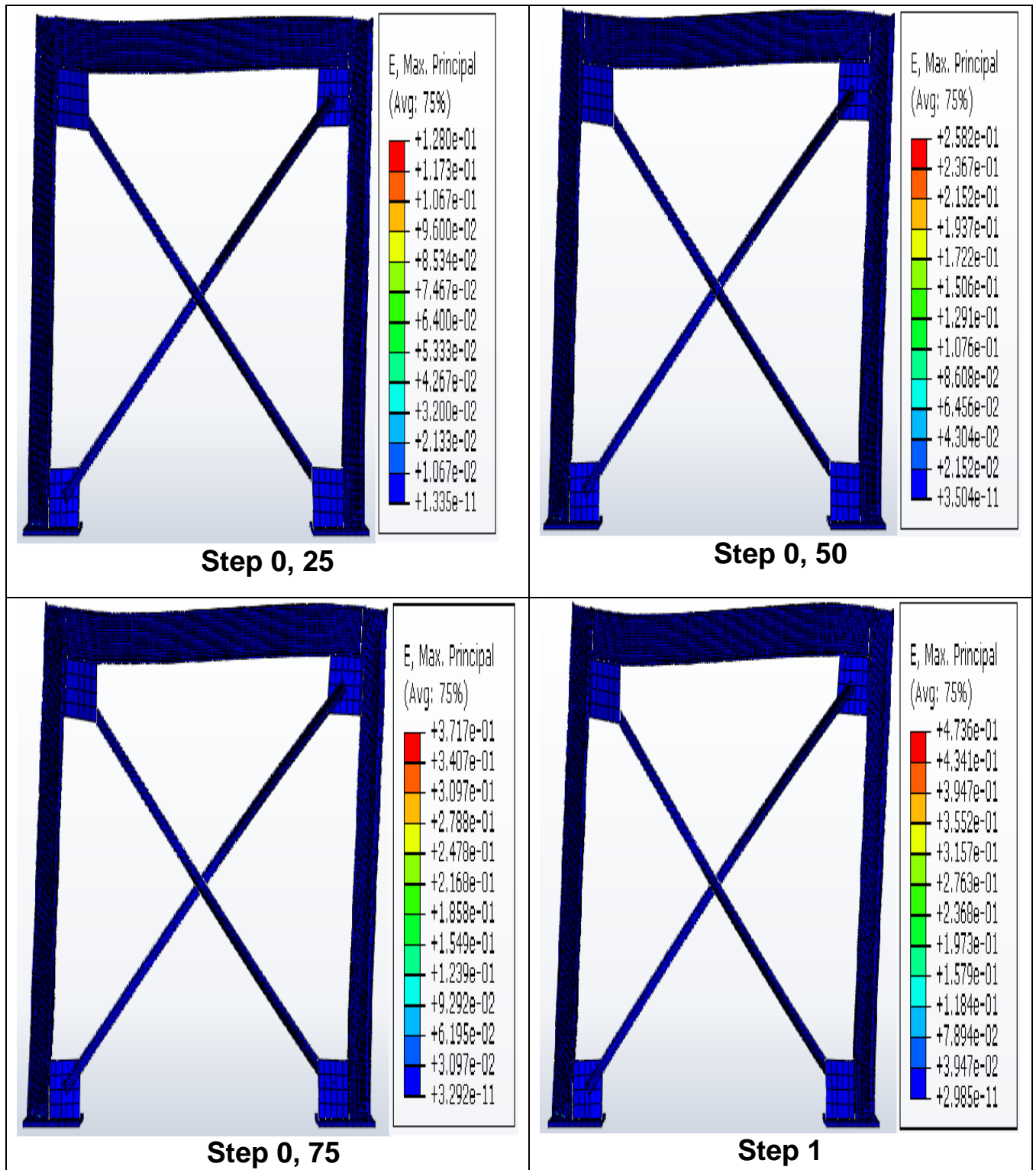


Figure IV.B.31 : Propagation des déformations dans le portique en X.

IV.B.9.3.1 Courbe force-déplacement (N-mm) du portique en X :

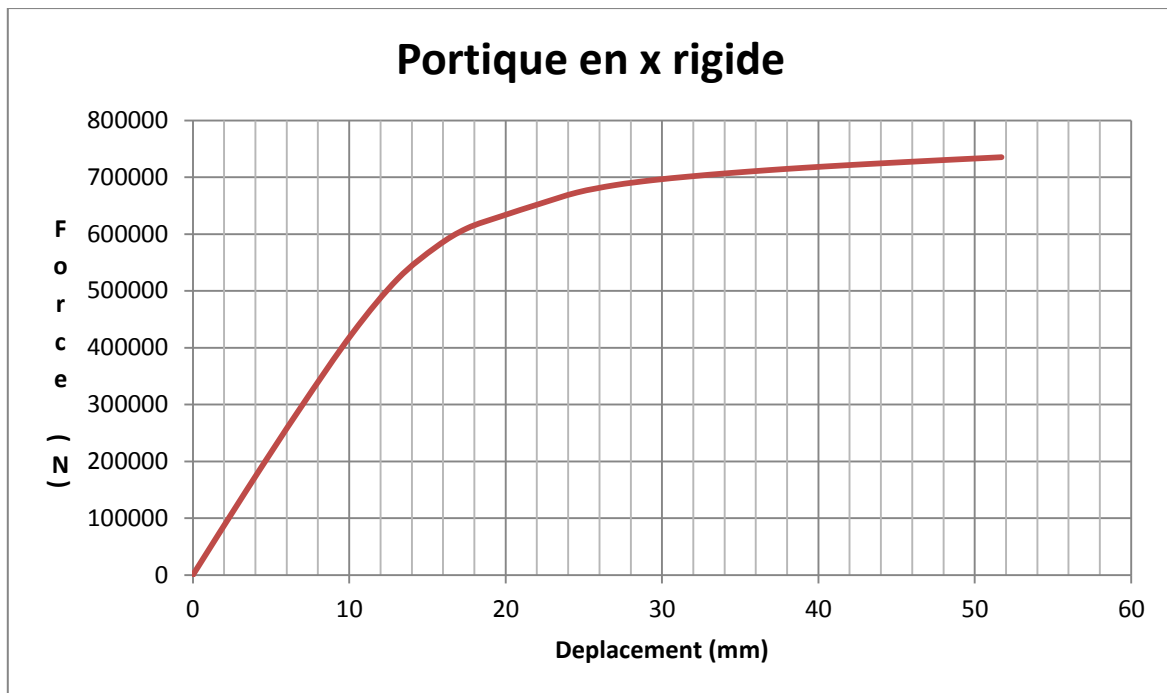


Figure IV.B.32 : courbe force-déplacement.

IV.B.9.3.2 Courbe Contrainte-déformation du portique en X :

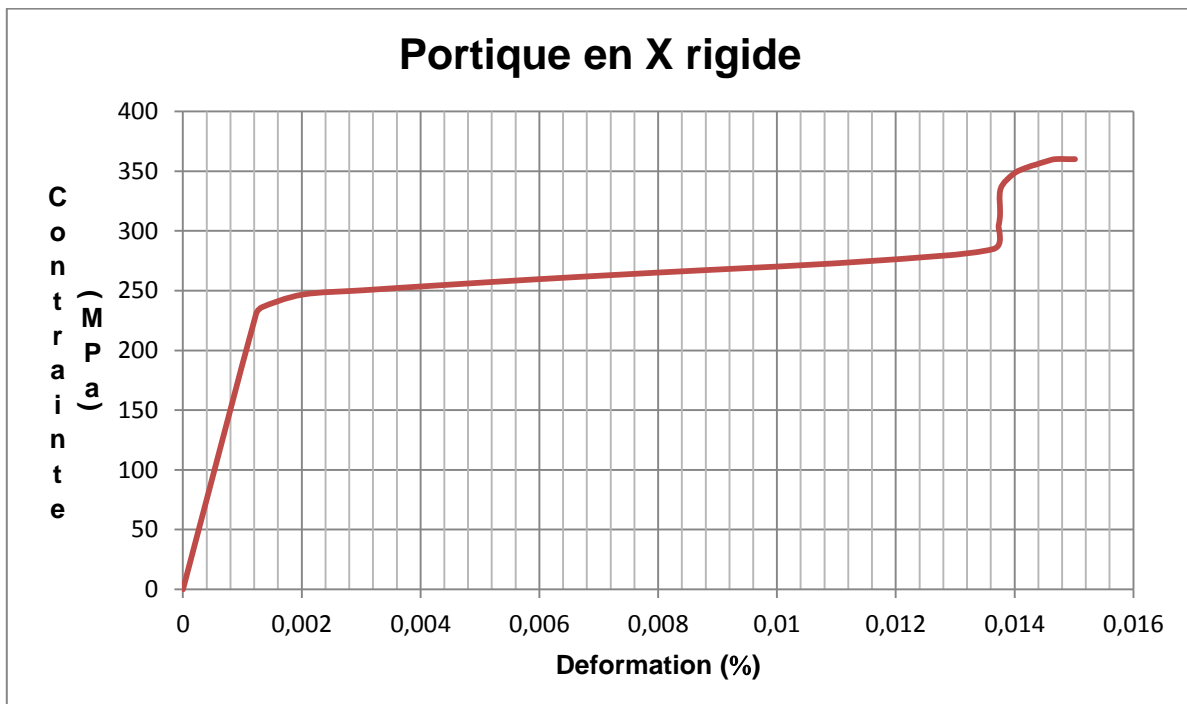


Figure IV.B.33 : Contrainte-déformation.

IV.B.10 Interprétations des résultats : (assemblage rigide)

1) Les déplacements :

D'après les figures IV.B.19, IV.B.24 et IV.B.29 dans les trois cas, les portiques atteignent leurs déplacements de 50 millimètres, voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans le portique sans contreventement.

2) Les contraintes :

D'après les figures IV.B.20, IV.B.25 et IV.B.30, on remarque que les trois portiques atteignent leurs limites de 360 MPa en termes de contrainte. Dans le portique sans contreventement, les contraintes sont plus importantes aux niveaux de la poutre et à la base des poteaux du portique. Par contre dans les deux autres portiques, les contraintes sont importantes aux niveaux des nœuds, des diagonales et dans les zones critiques des poteaux.

3) Les déformations :

On remarque également que les déformations sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Cela nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

IV.A.11 Etude comparative globale des portiques avec un assemblage rigide :

Remarque : Les figures commentées ci-dessous sont présentées au même pas de chargement (même déplacement appliqué) pour tous les modèles.

IV.B.11.1 Comparaison des Courbes force-déplacement (N-mm) :

La courbe force déplacement pour les trois modèles en acier S235 est donnée sur la figure IV.B.34

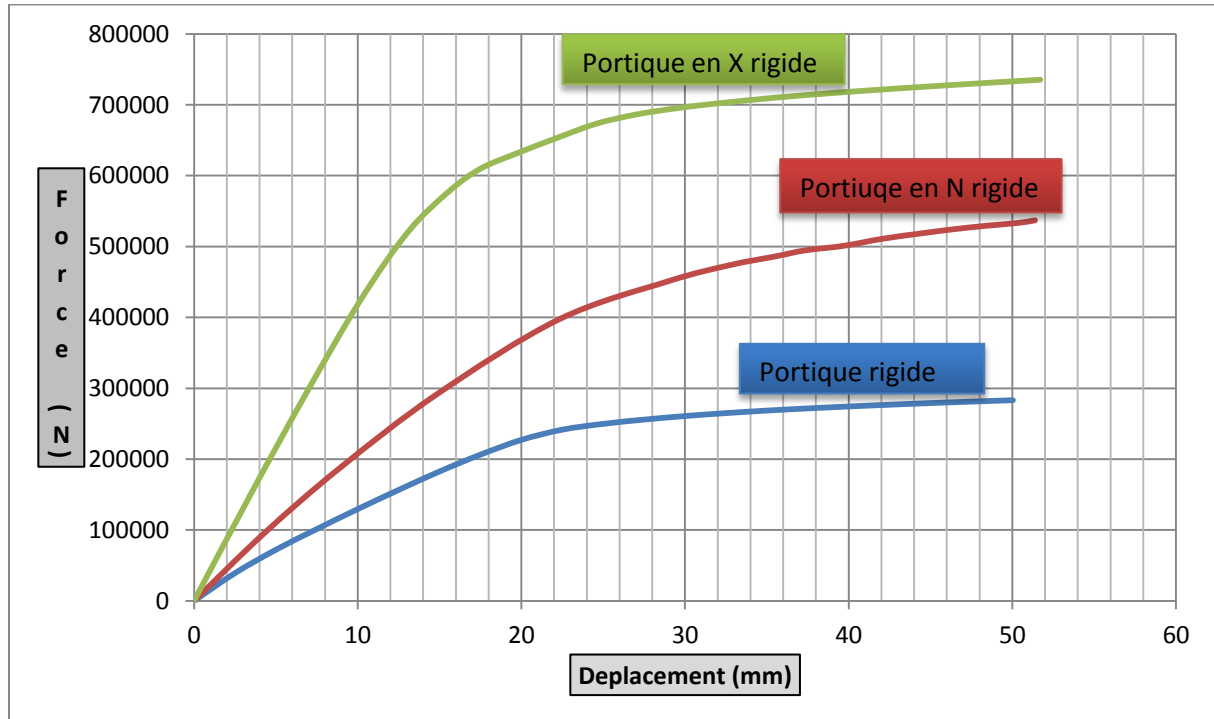


Figure IV.B.34 : courbe force-déplacement.

La figure IV.B.34 montre que le portique sans contreventement a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 21 mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 283,124 kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour les modèles avec contreventements, Le domaine élastique est prolongé pour un déplacement de 24 mm pour le portique en N et par contre il atteint un déplacement de 15 mm pour le portique en X. En matière de force, Il atteint sa capacité maximale de 533,292 KN pour le portique en N et 735,286 KN pour le portique en X. On note un gain de capacité de 46,91 % pour le portique en N et 61,49 % pour le portique en X. La transmission des efforts aux diagonales a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport de ces dernières dans le comportement des portiques. Car les efforts sont repris par les diagonales, Cela explique que ce renforcement est efficace, Le domaine élastique pour ces portiques est prolongé par ce renfort.

IV.B.11.2 Comparaison des Courbes Contrainte-déformation :

La courbe contrainte-déformation pour les trois modèles en acier S235 est donnée sur la figure IV.A.B.35

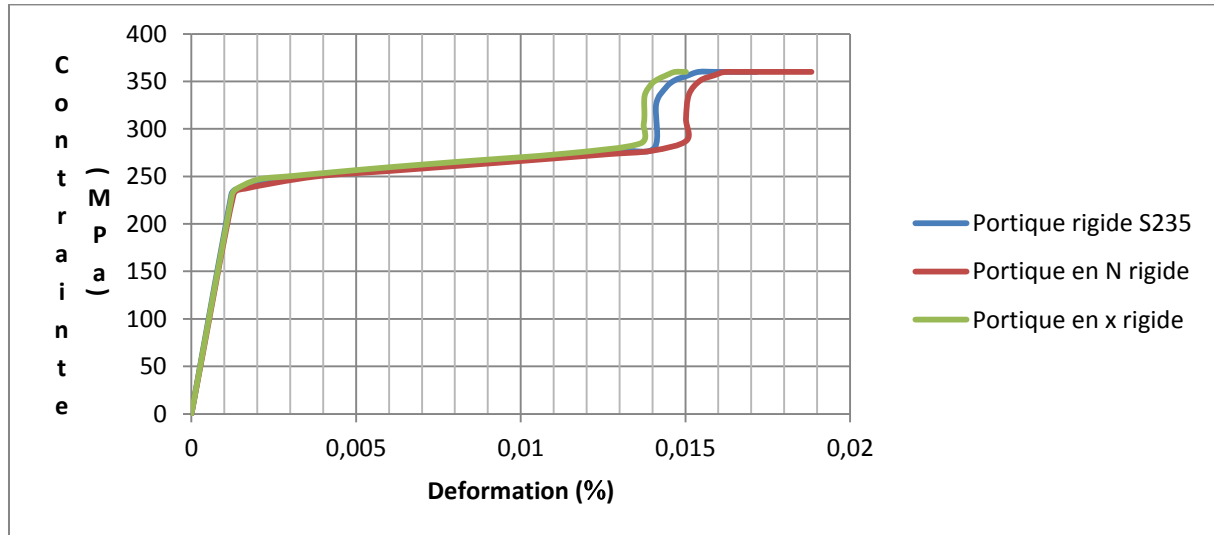


Figure IV.B.35 : Contrainte-déformation.

D'après la Figure IV.B.35, initialement les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusqu'à une valeur proche de 235 MPa pour les trois modèles, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Pour un taux de déformation qui est proche de 0.001%.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 240 MPa, les trois modèles rentrent dans le domaine inélastique jusqu'à un taux de déformation qui est proche de 0.014%, Palier est étendu grâce à la ductilité de l'acier.

Ensuite il rentre dans la phase d'écroutissage jusqu'à une contrainte de 360 MPa qui reste constante.



**Conclusion
générale et
perspectives**

Conclusion générale et perspectives

La simulation des portiques en charpente métallique avec le logiciel ABAQUS a été une initiation à la recherche qui nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire et d'avoir des informations et des perspectives utiles pour le chercheur.

PARTIE A : Résultat avec acier dur S400 :

- Le renforcement par des barres de contreventement améliore le comportement global des portiques :

- un gain de capacité portante de 56,65% avec une seule diagonale et 70,64% avec deux diagonales pour un assemblage articulé.

Et un gain de capacité de 41,50% pour le portique avec une seule diagonale et 58,46% pour le portique avec deux diagonales pour un assemblage rigide.

- Pour le même pas de chargement, la probabilité que des rotules plastiques apparaissent dans la poutre du portique sans contreventement est élevée contrairement aux autres portiques renforcés avec les diagonales.

- Les contraintes dans tous les modèles atteignent des valeurs ultimes pour les deux types d'assemblage articulé et rigide.

- les déformations sont petites, elles sont de l'ordre de 12‰ dans les modèles avec un assemblage articulé et de l'ordre de 8‰ dans les modèles avec un assemblage rigide, car le palier plastique est réduit pour l'acier dur (sens de fragilité).

- Une baisse des contraintes dans les portiques en N et en X.

- Les barres de contreventement en N et en X modifient fortement le comportement global des portiques.

- Les déformations plastiques se produisent que dans les diagonales, par contre les poteaux, les poutres et les assemblages restent intacts, ce qui permet à la structure de résister aux forts tremblements de terre sans perdre de résistance.

PARTIE B : Résultat avec acier doux S235 :

- Le renforcement par des barres de contreventement améliore le comportement global des portiques :

- un gain de capacité portante de 54,62% avec une seule diagonale et de 70,71% avec deux diagonales pour un assemblage articulé.

- un gain de capacité portante de 46,91% pour le portique avec une seule diagonale, et 61,49% pour le portique avec deux diagonales pour un assemblage rigide.

Conclusion générale et perspectives

- Pour le même pas de chargement, la probabilité que des rotules plastiques apparaissent dans la poutre du portique sans contreventement est élevée contrairement aux autres portiques renforcés avec les diagonales.
- Les contraintes dans tous les modèles atteignent des valeurs ultimes pour les deux types d'assemblage articulé et rigide.
- les déformations sont grandes, elles sont de l'ordre de 17‰ dans les modèles avec un assemblage articulé et de l'ordre de 14‰ dans les modèles avec un assemblage rigide, car le palier plastique est allongé pour l'acier doux (sens de ductilité).
- Une baisse des contraintes dans les portiques en N et en X.
- Les barres de contreventement en N et en X modifient fortement le comportement Global des portiques.

Sur la base des résultats obtenus à travers notre simulation nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- ✓ L'influence de contreventement qui améliore la capacité portante dans les portiques.
- ✓ On peut dire que le renfort en X dans les portiques est efficace car il peut éliminer l'apparition des rotules plastiques ou les rend moins dangereuses.
- ✓ L'inclusion de l'acier doux a une influence considérable sur le comportement des portiques, le contreventement en N est plus économique en termes de matière. Mais en terme de capacité le contreventement en X est généralement le plus efficace.
- ✓ Le renforcement des portiques les rend plus rigide, il diminue la possibilité d'apparition des rotules plastiques dans la poutre.

Il serait intéressant de refaire cette étude d'un autre point de vue en jouant sur les modes d'assemblage de la poutre aux poteaux (assemblage boulonné) et d'étudier d'autres comportements globaux des portiques en prenant en considération d'autres systèmes de contreventement en V et V inverse. On peut aussi modifier les barres de renforcement pour avoir d'autres résultats et d'autres pourcentages.

Il ne suffit pas de se limiter aux résultats de la simulation numérique mais, ce travail doit être complété bien entendu par des exemples pratiques plus variés pour valider et tirer des conclusions fiables. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir ce travail aussi bien par la voie numérique que par la voie expérimentale.

Les références bibliographiques

- [1]- **Milan Zacek** : *Conception parasismiques des bâtiments*, formations techniques, (septembre 2010).
- [2] **MECHIECHE M-O** *évaluation du facteur de comportement global relation entre ce facteur et la ductilité local requise. Cas des structures centre et excentre*, Thèse de doctorat université Mouloud Mammeri 2013.
- [3] **Youcef BELGUESMIA** : *«Etude de la performance sismique des structures métalliques renforcées par des palées de stabilité centrées en X»*, Master 2 université Mouloud Mammeri 2014
- [4] **DIAKITE. A. Sidiki, SADOU Wissem** : *«Influence du béton dans un poteau tubulaire d'un portique en charpente métallique : Conception et Analyse»* Master 2 université Mouloud Mammeri 2014
- [5] **NEKMOUCHE Aghiles** : *«Investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé»* Master 2 université Mouloud Mammeri 2013
- [6] **Patricia BALANRIER** : *«le séisme et les constructions en métal et bois»* « volume 5 ».
- [7] **BELDJOUDI Hamoud** *«étude de la sismicité du nord algérien»* Thèse de doctorat université Abou Bekr Belkaidde Tlemcen 2011.
- [8] **Mohammad SARANIK** *«Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés»* Thèse de doctorat école centrale de Lyon France 2011.
- [9] **Chia-Ming Usay, Michel Bruneau, Andrew S. Whittaker, Key-chyuantrai** *«Seismic Design of steel Structures»*, **Farzad Naeim**, *«The seismic Design Handbook»*, Second Edition, 2003.
- [10] **Robert Tremblay**; *«Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel»* American Institute of Steel Construction», 2003, 28p.
- [11] **MALLY J-O end POPOV E-P** *«design consideration for the links in eccentrically braced frames»*, University of California Berkeley 1983
- [12] **JEAN-pierre muzeau** *Conception de bâtiment (non industrielles) à structure métallique* 2005
- [13] **LARABAT ZIANE Ahmed** *«Effets des palées de contreventement sur la répons sismique des structures des bâtiments»* thèse de magister université Hassiba Ben Bouali Chlef 2010.
- [14] **LANDOWSKI Marc, LEMOINE Bertrand**, *Mémentos « acier Concevoir et Construire en acier»*, 2005.
- [15] **MORAL-JEAN** *«calcul de la structure métallique selon l'euro code 3»* 1994
-

Les références bibliographiques

- [16] **TAKOUACHET Mounir** <<Caractérisation des assemblages structuraux en construction métallique selon L'EC3>>.Mémoire de magister Université Mentouri Constantine 2008.
- [17] **ALBOUY Ch, J.M. PEDECHES** Mécanique : analyse des structures 2009.
- [18] **ZAKHAMA Ramzi, MONTASSAR Sami** : Cours de construction métallique I Introduction générale et principes de base Ecole nationale d'ingénieurs de Tunis, 2013
- [19] **MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ**, <<Traite De Génie Civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne >>Volume 10 : 1994
- [20] DTR B C 2 48; **Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003**, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- [21] **Ciutina Liviu Adrian** : <<Assemblages et Comportement sismique de portiques en Acier et Mixte Acier-Béton; Expérimentation et Simulation Numérique>>, Thèse doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, 2003.
- [22] **EN 1998-1 (2004) Eurocode 8** : <<Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments>> Comité Européen de normalisation.
- [23] **EN 10 027-1**, système de désignation pour les aciers / partie 1 : désignations symboles principaux, comité européen de normalisation, 1992
- [24] **EN10025**, Produits laminés à chaude nacier de construction non alliés / Conditions techniques de livraison, CEN Comité européen de normalisation, 1990.
- [25] **EN-1993-1-1 (2003) Eurocode 3** : <<Calcul des Structures en Acier, Part 1-1 Règles Générales et règles pour les bâtiments>>, Comité Européen de normalisation
- [26] **EN-1993-1-8 (2003) Eurocode 3** : <<Calcul des Structures en Acier, Part 1-8 Calcul des assemblages>>, Comité Européen de normalisation
- [27] **M. Berediaf Bourahla** : <<Comportement Nonlinéaire des systèmes de contreventement en charpente métallique>>, Thèse de magister, université de Blida, 2001.
- [28] **A. Plumier** : <<Constructions en zone sismique>>, Université de liege- Edition 2009
- [29]- **Mickaël ABBAS** : Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement, Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS.
- [30] **JULIEN BRICHE** : Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS.
-

Les références bibliographiques

[31] **JASPAR J.P** :<<*Élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques*>>, notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. (1998).

[32] **BOUAFIA MOUNIRA** :<< *État de contrainte déformation des profilés reconstitués soudés sous sollicitation horizontale*>>MAGISTER UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR ANNABA, 2010.

[33] **KURZ, W., MERCIER,J.P.,ZAMBELLI,G.**, *Introduction a la science des matériaux*; Traitedes matériaux, vol.1, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne,2eed.,1991.

[34] **STEINHAUER, M.E.**, *Matériaux, métaux (notes documentaires)*, Laboratoire de métallurgie des soudures, EPFL, Lausanne, 1988.

[35] **ASM**, *Metals Handbook, Vol.1, Properties and Selection: Iron, Steels, and High Performance Alloys*, ASM International, Materials Park, 1990.
