

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



Université Batna 2- Chahid Mostefa Benboulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE
Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Magistère en Génie Civil

Option : Ouvrages d'Art en Zones Sismiques

Thème:

***Comportement des colonnes en béton armé chargées
axialement et soumises à des charges d'impact transversales.***

Présenté par :
BOUGHEZALA MEHAMMED Larbi

Soutenue le : 11/01/2020

Devant le jury composé de :

Président de jury :	Mr. LAHBARI Nourreddine	Pr	Université de Batna 2
Rapporteur :	Mr. BOUZID TAYEB	MCA	Université de Batna 2
Examineur :	Mr. ZEDIRA Hamma	Pr	Université de Khenchela
Examineur :	Mr. KARECH Toufik	Pr	Université de Batna 2

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

Merci à ALLAH.

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur BOUZID TAYEB pour avoir guidé et enrichi mes réflexions tout le long de ce travail. Je le remercie très sincèrement pour sa disponibilité et pour ses critiques constructives qui m'ont permis d'aller au bout et de finaliser ce travail de recherche.

Je tiens à exprimer ma gratitude à l'ensemble des membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Un très grand merci pour mes collègues, mes amis et à l'ensemble des travailleurs de département de génie civil de l'université de Batna2 - Chahid Mostefa Benboulaïd.

Je remercie ma famille et mes amis pour l'aide et le soutien qu'ils m'ont apporté au cours de ces années passées à travailler et à finaliser ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

A mon père, a ma mère, à ma femme Aïcha et à mes adorables enfants Iyad, Nizar, Rital, Siradj amir qui sont ma raison de vivre. à toute ma famille, a mon Directeur de Recherche Dr. Tayeb BOUZID, à mes amis, et à toute personne ayant collaboré de près ou de loin à ce travail.

Résumé:

Les ponts des routes hors des zones urbaines subissent de graves accidents qui provoquent leur effondrement. Dans le présent mémoire, une étude analytique ainsi qu'une simulation numérique sont élaborées pour déterminer la capacité des colonnes de ponts axialement chargées de résister à des charges latérales d'impact engendrées par les véhicules.

Les paramètres de conception considérés comprennent le diamètre et la hauteur de la colonne, le rapport en acier verticale, la qualité de béton et les effets de confinement. D'après les résultats des simulations, des équations empiriques pour quantifier les impulsions critiques pour la conception simplifiée des colonnes BA circulaires courts sous le risque d'impacts critiques de cisaillement sont développés.

Cette étude essaye d'établir un modèle numérique en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide de code de calcul ABAQUS .

Mots-clés: Colonnes en béton armé, impacts transversaux, simulation numérique, capacité résiduelle, équation analytique.

Abstract:

Bridges roads outside urban areas suffer serious buyers that cause their collapse. In this paper, an analytical study and a numerical simulation are designed to determine the capacity of bridge columns axially loaded to resist lateral impact loads caused by vehicles.

The design parameters considered include the diameter and height of the column, the vertical steel ratio, the concrete grade and the confinement effects. From the results of the simulations, empirical equations to quantify the critical impulses for the simplified design of the short, circular RC columns under the risk of shear critical impacts are developed.

This test study to establish a digital model using the finite element method using computer code ABAQUS

Keywords: reinforced concrete columns, cross-cutting impacts, numerical simulation, residual capacity , analytical equation.

SOMMAIRE

Liste des Tableaux.....	i
Liste des Figures.....	ii
Liste des Notations.....	iii
CHAPITRE1/ INTRODUCTION GÉNÉRALE ET SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	01
1.1 Introduction.....	02
1.2 Synthèse Bibliographique.....	02
1.3 Objectifs.....	08
CHAPITRE2/ COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUS CHARGEMENT D'IMPACT.....	10
2.1 Introduction.....	11
2.2 Caractéristiques des Impulsions d'Impact	11
2.3 Comportement des Eléments de Structure sous Charge d'Impact.....	12
2.4 Essais d'Impact Dynamiques sur les Colonnes en Béton Armé.....	13
2.4.1 Colonnes Soumis à des Chocs Mous.....	13
2.4.2 Colonnes Soumis à des Impacts Durs.....	14
2.5 Comportement du Béton sous des Charges d'Impact.....	15
2.6 Loi de Comportement du Béton par CEB-FIP.....	17
2.6.1 Compression	18
2.6.2 Traction.....	19
2.6.3 Module d'Elasticité	20
2.7 Loi de Comportement de l'Acier.....	21

2.8 Lois de Comportement du Béton Confiné.....	23
2.9 Caractéristiques d'Absorption d'Energie sous des Charges d'Impact.....	26
2.10 Reconstruction d'Impact.....	27
2.11 Application aux Reconstitutions d'Accidents	29
2.12 Directives de Conception.....	30
2.13 Calcul Dynamique sous l'Effet d'Impact	32
2.14 L'Impact Dur	32
2.15 Conclusion.....	33

CHAPITRE3/ ANALYSE ANALYTIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE.....34

3.1 Introduction.....	35
3.2. Détermination de la Capacité de la Charge Axiale.....	35
3.3. Dérivation des Relations Empiriques pour Prédire l'Impulsion Critique.....	36
3.4. Dérivation des Equations de Régression Linéaire Simple.....	37
3.4.1 Descriptions des Sorties.....	37
3.4.2. Corrélation de Pearson.....	37
3.4.3 Coefficients de Détermination et de l'Analyse de la Variance.....	39
3.4.4 Interprétation des Résultats de la Régression	40
3.4.5 Coefficients de Régression et la Dérivation des Equations Linéaires	43
3.5. Dérivation des Equations Linéaire Multiple	45
3.6 Validation de la Capacité Corrigée par Rapport à la Capacité ACI	46
3.6.1 Validation de la Capacité en Equation Linéaire Simple	46
3.6.2 Validation de la Capacité en Equation Linéaire Multiple	47
3.7 Interprétation des Résultats	48

3.8 Plage de Validation des Equations	50
3.8.1 Plage de Validation de la Variable D	51
3.8.2 Plage de Validation de la Variable H	51
3.8.3 Plage de Validation de la Variable ρ_1	52
3.8.4 Plage de Validation de la Variable S.....	52
3.8.5 Plage de Validation de la Variable A_t	53
3.8.6 Plage de Validation de la Variable f_{c28}	53
3.9 Conclusions.....	54

CHAPITRE 4/ ANALYSE NUMERIQUE D’UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D’IMPACT TRANSVERSALE.....55

4.1. Introduction.....	56
4.2 Présentation du Modèle Etudié	56
4.3 Présentation de Logiciel ABAQUS.....	58
4.3.1 Présentation Rapide du Module CAE.....	59
4.3.2 Maillage du Modèle	60
4.4 Représentation des Résultats et Interprétation	61
4.4.1 Les résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d’une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d’impact de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s	61
4.4.2 Résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d’une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d’impact de 1329 kg produite par une Renault Fuego circulant avec une vitesse de 13,3m /s	80
4.4.3 Résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d’une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d’impact de 2242 kg produite par Ford Explorer) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.....	84
4.4.4 Comparaison des résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d’une pile de pont soumise à une charge axiale et les trois chargement latéral d’impact dû un véhicule	87

4.5 Conclusion.....92

CHAPITRE 5/CONCLUSION GÉNÉRALE.....93

Référence de bibliographique.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: coefficient de masse et de rigidité pour les reconstructions d'impact...	30
Tableau 3.1: les données statistiques descriptives.....	37
Tableau 3.2 : Pearson corrélation	39
Tableau 3.3 : coefficient de détermination de l'équation	39
Tableau 3.4 : Analyse de la variance.....	40
Tableau 3.5 : coefficients de régression des équations linéaires.....	43
Tableau 3.6 : validation de la capacité par rapport en équation linéaire simple....	46
Tableau 3.7 : validation de la capacité par rapport en équation linéaire multiple...	47
Tableau 3.8 : la plage valide de la variante D.....	51
Tableau 3.9 : la plage valide de la variante H.....	51
Tableau 3.10 : la plage valide de la variante ρ_1	52
Tableau 3.11 : la plage valide de la variante S.....	52
Tableau 3.12 : la plage valide de la variante A_t	53
Tableau 3.13 : la plage valide de la variante f_{c28}	53
Tableau 4.1 Caractéristiques des matériaux utilisés.....	57
Tableau 4.2 récapitulatif des résultats de contrainte (MPa) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s.	77
Tableau 4.3 récapitulatif des résultats du déplacement x (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s.....	78
Tableau 4.4 récapitulatif des résultats du déplacement total (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s.....	79

Tableau 4.5 récapitulatif des résultats de contrainte (MPa) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s.....	80
Tableau 4.6 récapitulatif des résultats du déplacement x (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s.....	81
Tableau 4.7 récapitulatif des résultats du déplacement total (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s.....	82
Tableau 4.8 récapitulatif des résultats de contrainte (MPa) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.....	84
Tableau 4.9 récapitulatif des résultats du déplacement x (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.....	85
Tableau 4.10 récapitulatif des résultats du déplacement total (mm) un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.....	86

LISTES DES FIGURES

Figure 1.1: Colonnes sévèrement endommagés en raison d'un impact de	02
Figure 2.1: Séquence d'impact(. El-Tawil et al 2005)	11
Figure 2.2: Force d'impact vs contre des histoires de temps pour camion Chevy à différentes vitesses(. El-Tawil et al 2005).....	12
Figure 2.3: Sensibilité de la vitesse de déformation pour le béton en compression, tension et flexion (Suariset Surendra 1985).....	17
Figure 2.4: Vitesse de déformation en fonction du module d'élasticité du béton selon la CEB-FIP Code modèle 1990 (CEB 1993).....	20
Figure 2.5: Modèle contrainte-déformation pour béton confiné proposé par Mander et al (1984).....	24
Figure 2.6 : Contrainte de confinement fourni par les armatures transversaux.....	25
Figure 3.1 : Régression partielle P_{en} en fonction de diamètre.....	41
Figure 3.2 : Régression partielle P en fonction de la hauteur	41
Figure 3.3 : Régression partielle P en fonction de pourcentage d'acier	41
Figure 3.4 : Régression partielle P en fonction de l'espacement de cadre	42
Figure 3.5 : Régression partielle P en fonction de l'armature transversal.....	42
Figure 3.6 : Régression partielle P en fonction de la contrainte de compression du béton.....	42
Figure 3.7 : Précision de la prédiction par des équations linéaires.....	44
Figure 3.8 : Relation entre la hauteur et la capacité corrigée	48
Figure 3.9 : Relation entre le diamètre et la capacité corrigée	48
Figure 3.10 : Relation entre le pourcentage d'armatures longitudinales et la capacité corrigée.....	49
Figure 3.11 : Relation entre l'espacement d'armatures transversales et la capacité corrigée.....	49
Figure 3.12 : relation entre les armatures transversales et la capacité	49
Figure 3.13 : relation entre la contrainte f_{c28} et la capacité corrigée.....	50

Figure 3.14 : Intervalle de la plage de validité des équations.....	50
Figure 4.1 : Changement d'impulsion d'impact latéral (NSTHA 1997)	57
Figure 4.2: Conditions d'applications de la charge d'impact.....	57
Figure 4.3: Modèle d'une colonne sur ABAQUS.....	58
Figure 4.4: Différents types d'élément de la bibliothèque d'ABAQUS.....	60
Figure 4.5 : Maillage du modèle.....	60
Figure 4.6: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho= 1\%$ et $f_{c28}=25\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	61
Figure 4.7: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho= 1\%$ et $f_{c28}=30\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	62
Figure 4.8: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho= 1\%$ et $f_{c28}=40\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	63
Figure 4.9: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho= 1\%$ et $f_{c28}=50\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	64
Figure 4.10: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2 ($\rho= 2\%$ et $f_{c28}=25\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	65
Figure 4.11: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2 ($\rho= 2\%$ et $f_{c28}=30\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	66
Figure 4.12: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2 ($\rho= 2\%$ et $f_{c28}=40\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	67
Figure 4.13: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2 ($\rho= 2\%$ et $f_{c28}=50\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	68
Figure 4.14: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho= 3\%$ et $f_{c28}=25\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	69

Figure 4.15: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 30\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	70
Figure 4.16: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 40\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	71
Figure 4.17: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 50\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	72
Figure 4.18: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 25\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	73
Figure 4.19: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 30\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	74
Figure 4.20: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 40\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	75
Figure 4.21: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 50\text{MPa}$)(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	76
Figure 4.22(a) et(b): Courbes de variation de la contrainte en fonction de ρ et f_{c28} .(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	77
Figure 4.23(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction de ρ et f_{c28} .(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	78
Figure 4.24(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction de ρ et f_{c28} .(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1691 kg (<i>Ford Taurus</i>) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s).....	79
Figure 4.25(a) et(b): Courbes de variation de la contrainte en fonction de ρ et f_{c28} sous chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s).....	80/81
Figure 4.26(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction de ρ et f_{c28} .(un chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s).....	82

Figure 4.27(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction de ρ et f_{c28} sous chargement latéral d'impact dû un véhicule de 1329 kg (<i>Renault Fuego</i>) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s).....	83
Figure 4.28(a) et(b): Courbes de variation de la contrainte en fonction de ρ et f_{c28} souschargement latéral d'impact dû un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Explorer</i>) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s).....	84
Figure 4.29(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction de ρ et f_{c28} sous chargement latéral d'impact dû à un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Explorer</i>) circulant à une vitesse de 16,9 m/s).....	85
Figure 4.30(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction de ρ et f_{c28} sous chargement latéral d'impact dû un véhicule de 2242 kg (<i>Ford Explorer</i>) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s).....	86
Figure 4.31(a ; b ; c et d): Courbes de variation de la contrainte en fonction de la chargement latéral d'impact.....	87/88
Figure 4.32(a ; b ; c et d): Courbes de variation du déplacement x en fonction de la chargement latéral d'impact.....	89/90
Figure 4.33(a ; b ; c et d): Courbes de variation du déplacement total en fonction de la chargement latéral d'impact.....	90/91

CHAPITRE I :

INTRODUCTION GENERALE ET

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction Générale:

Le comportement des colonnes sous charges d'impact est très important pour les structures en béton armé, en général, et principalement pour les ponts, car ces derniers sont souvent soumis aux accidents de trafic routiers qui causent des dégâts matériels et humains très importants. En effet, il existe plusieurs techniques pouvant être utilisées pour garder la structure en sécurité contre l'endommagement dû aux effets d'impact. Les glissières de sécurité, les clôtures et les bollards sont les éléments les plus couramment utilisés pour empêcher la collision directe avec les colonnes de la structure ou de réduire la vitesse de contact du véhicule. En outre, des éléments essentiels peuvent être gardés en sécurité avec la création de chemins supplémentaires pour dévier le trajet de chargement. Cependant, on peut appliquer des restrictions sur ces méthodes pour des raisons esthétiques ou des limitations de l'espace. Par exemple, ces options sont rares à adopter ou sont insuffisantes pour éviter l'impact du véhicule sur les ponts (voir la figure 1.1)[21].



Figure 1.1: Colonnes sévèrement endommagées en raison d'un impact de véhicule

1.2 Synthèse Bibliographique :

Ce chapitre est consacré à la synthèse des travaux de recherche réalisés par plusieurs auteurs à travers le monde concernant le comportement des piles de ponts exposées au choc d'impact de véhicules.

Sherif El-Tawil, P.E., M.ASCE; Edward Severino; and Priscilla Fonseca (2005) ont utilisé des simulations inélastiques transitoires par éléments finis pour étudier les sollicitations générées lors des collisions entre les véhicules et les piliers de ponts. Ces collisions ont eu lieu par le passé, parfois avec des conséquences catastrophiques. A cet effet, deux types de

camions et deux piles de pont différents sont utilisés dans les simulations. Les vitesses de roulement des camions vont de 55 à 135 km/h. Diverses données d'intérêt sont extraites des résultats des éléments finis et utilisés pour développer une meilleure compréhension du processus de collision véhicule –pile. Ceci a également permis des études critiques des spécifications et normes actuelles portant sur de tels événements. Les simulations montrent que les dispositions actuelles de conception vis-à-vis du phénomène de collision pourraient être imprudentes et qu'il peut y avoir plusieurs piles de ponts qui sont vulnérables aux chocs accidentels ou malveillants.

Une étude sur le comportement des piles de pont sous impact a été présentée. Deux modèles de camions public disponibles ont été utilisés pour le test, un camion de type Chevy de 14 kN(représentant les camions légers) et un camion de type Ford de 66 KN (représentant les camions de poids moyen). La modélisation a été réalisée par éléments finis donnant ainsi le pic des forces dynamiques et les forces statiques équivalentes correspondantes. Les résultats des simulations ont montré que, en général, le pic des forces transitoires est très élevé, nettement supérieure à la force de calcul de collision (AASHTO-LRFD). Toutefois, étant donné que le pic des forces agit pour une courte durée, les forces statiques équivalentes ont été calculées pour servir comme une mesure d'exigences structurelles de conception pendant la collision. Les forces statiques équivalentes calculées ne sont significativement supérieure à la force de conception (AASHTO-LRFD) que pour un certain nombre de simulations.

L'évaluation précise de la vulnérabilité est critique dans le processus de conception des piles de ponts. H M I Thilakarathna*, D Thambiratnam,MDhanasekar, N J Perera, Robert Bird (2009) ont mené des recherches pour étudier la vulnérabilité des colonnes en bas des bâtiments de moyenne à grande hauteur, conçu selon les normes Australiennes. Des techniques de simulation numériques ont été utilisées et la validation a été effectuée en utilisant les résultats expérimentaux publiés dans la littérature. La formulation du modèle des matériaux utilisés pour la validation est étudiée et les tests numériques sont exécutés pour examiner sa capacité à simuler les conditions d'impact.

Des colonnes en béton armé de 40 à 50MPa, chargées axialement, avec deux pourcentages d'acier différents sont prises en compte dans les analyses. Ces dernières sont mises en œuvre avec différentes combinaisons de paramètres pour identifier les moyens

d'atténuer les dommages. Il a été observé que l'option de conception avec une faible quantité d'acier améliore considérablement la capacité d'impact tandis qu'un béton de grande résistance augmente considérablement la vulnérabilité de l'impact, contrairement à ce qui serait attendu. Toutefois, d'autres améliorations peuvent être apportées lorsque des rapports d'élanement plus petits sont choisis. En particulier, les influences du temps d'impact et les iso-dommages sont étudiés en détail. Il a également été constaté que les impacts des véhicules peuvent être classés à côté de la zone de chargement quasi-statique dans les diagrammes de force d'impulsion typiques. Cela permettra de mettre en œuvre des méthodes numériques pour quantifier les dommages d'impact.

Les paramètres étudiés sont la qualité de béton, le pourcentage d'acier, la durée de l'impact, la vitesse du véhicule et les conditions d'appui. Les principaux résultats sont: Les impulsions d'impact triangulaire peuvent être efficacement utilisées pour simuler les conditions de choc frontal et la durée moyenne peut être prise comme 100ms. Cependant, l'influence de la forme de l'impulsion de chargement sur le comportement de l'impact doit être approfondie. Si les effets de frottement sont négligés, la surface effective de contact peut être considérée comme environ 25% du périmètre de la colonne.

Le dommage initial de la colonne est dû à une rupture par cisaillement, mais ensuite la colonne s'effondre en cas de rupture par flexion. Par conséquent, la vitesse de déformation n'a pas beaucoup d'effet.

La vulnérabilité de la colonne chargée axialement sous les impacts de véhicule peut être limitée en réduisant le rapport d'élanement de la colonne, la réduction de la résistance du béton et en choisissant des conceptions avec une faible quantité d'acier.

Ainsi une colonne équivalente du béton de qualité inférieure avec une faible quantité d'acier et un faible rapport d'élanement offrira une protection maximale contre les charges d'impact.

Les impacts des colonnes traitées ici sont théoriquement à proximité de la zone de chargement quasi-statique où la réponse devient insensible à l'impulsion, mais plus sensible à la force maximale. Cela permettra de soutenir l'argument selon lequel les effets de second ordre de la vitesse de déformation peuvent être négligeables et à souligner l'importance des caractéristiques de rigidité du véhicule.

Thilakarathna, HerathMudiyanselageIndika and Thambiratnam, David and Dhanasekar, Sekar and Perera, Nimal (2009) ont présenté une description détaillée de l'influence des paramètres critiques qui régissent la vulnérabilité des colonnes sous des charges d'impact latéral. Des simulations numériques ont été réalisées en utilisant le code de

calcul LS-DYNA, incorporant l'armature d'acier, les modèles de matériaux et les effets de la vitesse de déformation. Une méthode simplifiée basée sur l'impulsion d'impact générée à partir de tests d'impact à échelle réelle est utilisée et les effets des différents paramètres d'impulsion de chargement de l'impact sont étudiés sous faible à moyen impacts. Un modèle du matériau constitutif pouvant simuler des ruptures dans l'état de contraintes triaxial est utilisé pour le béton.

Cette recherche a confirmé que la vulnérabilité des colonnes chargées axialement peut être atténuée par la réduction du rapport d'élanement, la qualité du béton, et enfin en choisissant une quantité minimale d'acier longitudinal pour la conception. En outre, il est évident qu'une augmentation d'environ 50% de la capacité d'impact peut être obtenue pour des colonnes dans des immeubles de moyenne à grande hauteur en renforçant les effets de confinement seul. Les résultats ont également indiqué que la ductilité ainsi que le mode de rupture en cas de choc peuvent changer avec le pourcentage de l'acier latéral.

Les auteurs ont examiné l'amélioration de la capacité d'impact des colonnes (BA) avec une utilisation optimale des paramètres critiques incluant les caractéristiques d'impulsion, la qualité du béton, le pourcentage d'acier, le rapport d'élanement et les effets de confinement. Ils ont trouvé que si la durée et la force maximale restent identiques, les effets de la forme des impulsions sont insignifiants. Les effets de l'inertie sont prédominants que ceux de la vitesse de déformation pour les impulsions carrées et vice versa. Ceci est vrai pour les impulsions triangulaires même si les avantages comparatifs sont insignifiants. La qualité du béton ainsi que le pourcentage d'acier a un effet certain sur la capacité des colonnes sous impact. Diverses combinaisons de classes de béton et des ratios d'acier permettront une amélioration de la capacité d'impact de l'ordre de 240% si une colonne de 50MPa avec 4% de l'acier est considérée. Le béton peut absorber plus d'énergie en cas de choc et dilate le noyau du béton. L'amélioration de la résistance à la traction en cas de choc va augmenter la force de liaison entre l'acier et le béton. Ces facteurs donneront aux armatures transversales un rôle important dans les conditions d'impact et ainsi permettre l'application du modèle de contrainte-déformation proposé par Mander et al. (1988). L'effondrement du béton de l'enrobage sous l'impact peut être expliqué à l'aide de la variation de contrainte dans l'interface de l'enrobage résultant des effets de confinement. Ce phénomène est devenu plus évident dans les endroits où les contraintes axiales augmentent en raison de l'impact. Les effets de confinement sont particulièrement efficaces lorsque l'espacement en spirale est plus proche de

100mm. L'amélioration de la capacité peut être augmentée jusqu'à 50% et 12% pour des colonnes de 350 mm et 900 mm respectivement en renforçant les effets de confinement seul. Il a été recommandé d'augmenter le diamètre des spires au lieu de la limite d'élasticité lorsque les restrictions sont appliquées sur l'espacement minimum autorisé des armatures transversales en raison de problèmes pratiques.

T. Gurbuz D. Thambiratnam N. Perera A. Ilki (2010) ont traité la réponse des colonnes en béton armé aux impacts de véhicules et de leur vulnérabilité à l'aide de simulations numériques. La technique de simulation numérique a été validée et étendue pour étudier la réponse de l'impact des colonnes typiques dans un immeuble de cinq étages. Le document a également examiné l'utilisation des composites polymères pour le renforcement des colonnes en béton vulnérables à l'impact. Les résultats montrent que les techniques numériques actuelles, après validation appropriée, offrent un moyen d'étude efficace et économique de la réponse des éléments de structure à l'impact. Les résultats indiquent également la possibilité d'augmenter les capacités d'impact des colonnes existantes en les renforçant avec des polymères.

Indika.Thilakarathna, David.Thambiratnam, Manicka.Dhanasekar, Nimal.Perera (2013) ont réalisé une étude sur la vulnérabilité des colonnes circulaires en béton armé chargé bi-axialement dans les bâtiments à plusieurs étages sous impacts de faible à moyenne vitesse dans des zones critiques de cisaillement. L'étude est basée sur une technique de modélisation par éléments finis validée précédemment par les auteurs. L'impact est simulé en utilisant des impulsions de forces générées par les essais de choc de véhicule à pleine échelle, en vue de quantifier la sensibilité des paramètres de conception des colonnes en béton armé sous les impacts typiques représentatifs. Les paramètres de conception considérés comprennent le diamètre et la hauteur de la colonne, le pourcentage d'armatures longitudinal, la qualité du béton et les effets de confinement. D'après les résultats de simulations, des équations empiriques pour quantifier les impulsions critiques pour la conception simplifiée des colonnes en béton armé circulaires courtes sous le risque d'impacts critiques de cisaillement sont développés.

Les informations de conception pour les colonnes(BA) sous l'impact de véhicule à une hauteur critique de cisaillement sont présentées. Cette recherche a généré des procédures simplifiées ainsi que des équations de conception spécifiques. Les principales conclusions ont mis en évidence que trois combinaisons de charges agissant selon l'axe unique de flexion par

rapport aux deux directions orthogonales avec le même moment sur les deux axes principaux, sont suffisantes pour l'analyse de la vulnérabilité des colonnes circulaires d'impact sous flexion bi-axiale. L'augmentation du pourcentage d'armatures longitudinal n'améliore pas la force maximale d'impact. Les impulsions du pic augmentent avec le chargement vertical pour les conditions critiques de cisaillement. La variation de l'impulsion maximum est approximativement proportionnelle à la résistance du béton. L'efficacité du confinement dépend de la charge axiale, l'axe de flexion, le diamètre de la colonne et le pourcentage d'armatures longitudinal. Les effets de confinement peuvent changer la ductilité ainsi que le mode de rupture des colonnes impactées. L'amélioration relative de la capacité est plus élevée lorsque le diamètre des cerceaux est augmenté plutôt que l'espacement de ceux-ci.

En vue d'évaluer la vulnérabilité des colonnes par rapport à l'élévation des impacts des véhicules bas, H.M.I. Thilakarathna*, D.P. Thambiratnam, M. Dhanasekar, N. Perera (2010) ont développé et validé un modèle numérique explicite non-linéaire utilisant les résultats expérimentaux existants. Le modèle numérique tient compte des effets de la vitesse de déformation et de confinement du béton armé, qui sont fondamentaux pour la prédiction réussie de la réponse d'impact. Les données expérimentales sur l'impact à mi-portée et les déformations résiduelles ont été vérifiées par rapport aux résultats numériques correspondants.

Cette recherche a confirmé la possibilité d'utiliser des techniques de simulation numérique dans l'évaluation de la vulnérabilité des colonnes impactées. Ils ont trouvé que le modèle numérique d'une colonne chargée axialement soumis à des charges d'impact transversal a été validé et étendu pour simuler le comportement des colonnes touchées par l'impact de véhicules. Ils ont constaté que les simulations numériques des essais sur les colonnes peuvent être simplifiées davantage en isolant la colonne touchée à partir de la structure et en supposant une parfaite liaison entre l'acier et le béton. Cependant la charge axiale doit être appliquée séparément sur l'acier et le béton afin de maintenir la distribution de contrainte uniforme. Au lieu de simuler un impact du véhicule, l'impulsion d'impact générée à partir d'une voiture typique à l'impact de barrière rigide est utilisée avec succès pour reconstituer la collision du véhicule. Cette méthode peut être utilisée comme base pour générer une base de données qui peut être utilisée pour déterminer la vulnérabilité de la colonne contre la plupart des modes communs de collision.

S. Sotoud et R.S.Aboutaha (2014) ont présenté une étude de l'effet de différents paramètres sur la capacité de chargement des colonnes en BA soumises à des forces axiales et latérales. Un modèle d'éléments finis a été développé en utilisant ANSYS et les courbes latérales charge-déformation ont été étalonnés par rapport aux données existantes de tests expérimentaux, réalisés et connus. A partir des résultats de la modélisation par éléments finis, ils ont conclu que les facteurs les plus importants qui changent le mode rupture des colonnes BA sont la longueur de cisaillement par rapport à la profondeur, le pourcentage d'armatures transversal et la résistance à la compression du béton. Il n'y a pas d'impact considérable sur le mode de rupture dû à la charge axiale et le pourcentage d'armatures longitudinal. L'espacement des armatures transversales affecte la capacité de chargement des colonnes mais a une influence majeure sur leur mode de rupture.

1.3 Objectifs du Mémoire :

Dans le présent mémoire, il est question d'étudier et d'analyser l'influence de l'impact de véhicule sur le comportement des colonnes en béton armé de pont supportant des charges axiales tenant compte de plusieurs paramètres géométrique et matériel. Les paramètres en question comprennent le diamètre et la hauteur de la colonne, le pourcentage d'armature longitudinal, la qualité du béton et les effets de confinement. D'après les résultats des simulations, des équations empiriques pour quantifier les impulsions critiques pour la conception simplifiée des colonnes en BA circulaires courtes sous l'effet d'impacts critiques de cisaillement qui y sont développés. Les résultats ainsi obtenus sont très encourageant mais beaucoup reste à faire. Aucun règlement Algérien ne se penche sur cet aspect dans la conception des structures soumises à des charges d'impact.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres. Le premier est consacré à une introduction générale concernant le thème de recherche ainsi qu'une synthèse bibliographique des travaux de recherche réalisés dans le même axe que traite ce mémoire.

Le deuxième est consacré au comportement des structures sous chargement d'impact (véhicule). Ainsi, il met en évidence toutes les conditions et les hypothèses de calcul et d'analyse relevant du comportement des structures en béton armé sous charges d'impact et leur dangerosité vis des usagers.

Le troisième chapitre présente l'analyse analytique d'une colonne en béton armé sous charge d'impact transversale en fonction des caractéristiques des matériaux. Ceci a pour but

d'appréhender l'influence ainsi que l'impact des différentes caractéristiques des matériaux et la possibilité de mettre en place des expressions pratiques pour l'évaluation des charges d'impact.

Le quatrième et dernier chapitre présente une analyse numérique d'une colonne en béton armé pour prédire son comportement sous charge d'impact transversal tenant compte de quelques paramètres jugés essentiels dans le comportement des piles en BA. Et enfin on termine par une conclusion générale.

CHAPITRE II

COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUS CHARGEMENT D'IMPACT

2.1 Introduction:

Le comportement des structures sous chargement d'impact fait appel à des hypothèses d'analyse, de calcul ainsi que la modélisation de la charge d'impact. Ce chapitre sera mis à contribution pour présenter une étude analytique pour déterminer la capacité de la charge axiale, la charge critique ainsi que l'impulsion et l'impulsion critique en fonction de plusieurs paramètres.

2.2 Caractéristiques des Impulsions d'Impact:

La durée typique de l'impact frontal d'un véhicule est d'environ 100 ms. La séparation se produit peu de temps après l'impact, en réalité, en fonction des circonstances de l'impact et du type de véhicule impliqué, la durée de l'impact peut aussi varier. Si l'accident est hors-contrôle, cela signifie que le véhicule percute l'obstacle selon à un angle donné, et la durée de l'impact sera plus longue. En fonction de l'angle d'impact, les collisions décalées peuvent conduire à une impulsion de 200 ms environ. Si le véhicule dispose d'une protection rigide, la durée de l'impact sera moindre en raison des déformations qui seront plus petites. Un exemple de séquence d'un impact de véhicule est représenté sur la figure 2.1, où la durée totale de l'impact est d'environ 0,18 secondes. La durée et la force générée par un impact peuvent également être considérées comme des mesures de la vulnérabilité provoquée par l'impact.

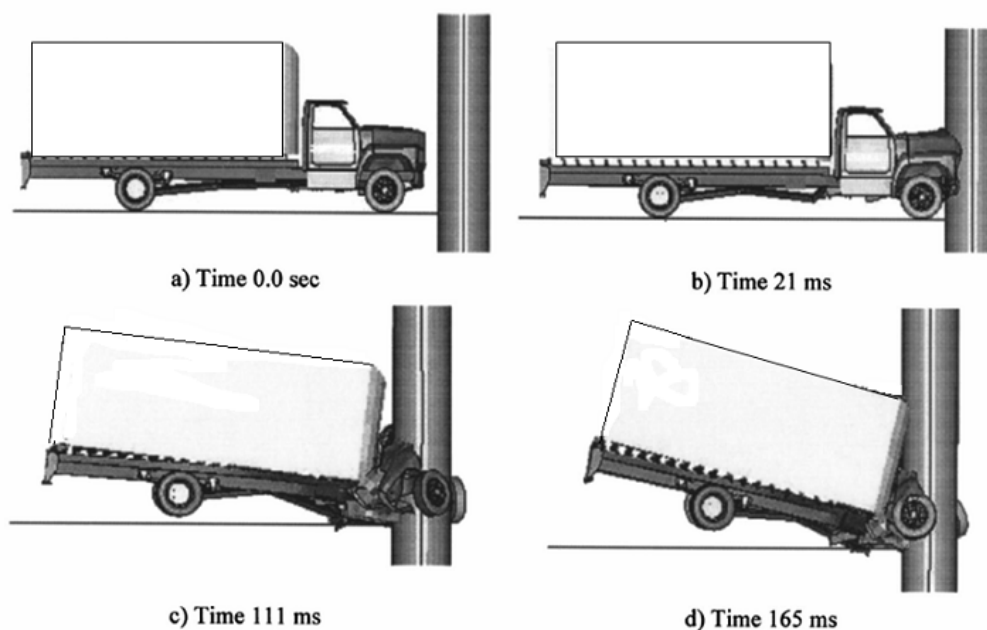


Figure 2.1: Séquence d'impact (El-Tawil et al 2005)

La force en fonction du temps générée par l'impact transversal d'un camion Chevy pour différentes vitesses d'approche et pour deux différentes configurations des colonnes, à savoir la colonne I et II, est représenté dans les figures 2.2 (a) et 2.2 (b). Les allures de la force d'impact en fonction du temps contiennent plusieurs petites amplitudes suivies d'un grand pic indépendamment des vitesses d'approche du véhicule. Les pics aigus se produisent lorsque les composants rigides et lourds tels que le châssis ou le bloc moteur atteignent le pilier et interagissent ainsi avec lui. Lorsque la vitesse d'approche augmente le premier pic se produit au début. Il est également important de noter que les colonnes I et II ont deux configurations différentes, et donc des rigidités différentes.

Comparativement la force maximale la plus élevée est observée sur la figure 2.2(a), parce que la colonne «I» a une rigidité plus grande.

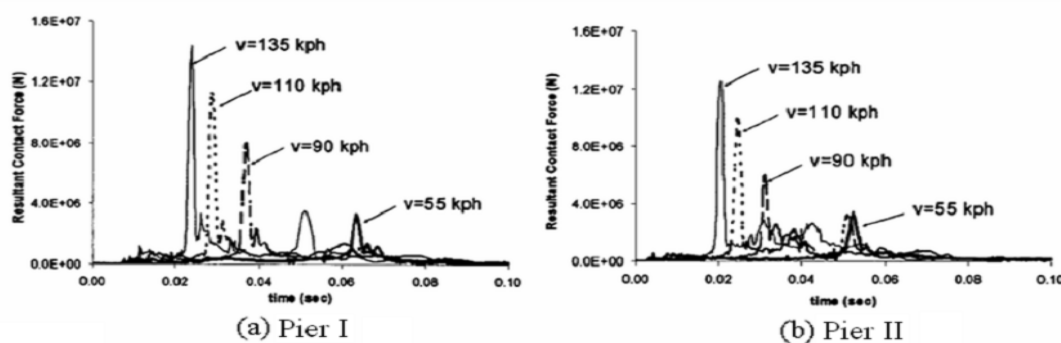


Figure 2.2: Force d'impact vs en fonction du facteur temps pour camion Chevy à différentes vitesses(. El-Tawil et al2005)

2.3 Comportement des Éléments de Structures sous Charge d'Impact

Le comportement des éléments structuraux sous charges dynamiques est tout à fait différent du comportement dans le cas des charges statiques. Les charges dynamiques, telles que les charges d'impact, provoquent des accélérations des éléments de structure et de l'énergie cinétique. C'est dans ce sens que les effets d'inertie doivent être pris en compte dans l'analyse. Les éléments de structures soumis à des charges dynamiques doivent avoir une capacité d'absorption d'énergie la plus élevée, et donc, doivent être conçus pour permettre des déformations plastiques. La capacité de déformation plastique permettra d'améliorer la ductilité de l'élément, et donc empêcher l'apparition d'un mode de rupture fragile sous l'effet de l'impact. En outre, il est important d'utiliser des éléments plus flexibles, qui peuvent subir des déformations plus importantes et, par conséquent, d'obtenir une capacité d'absorption d'énergie plus importante.

Les éléments en béton armé (BA) soumis à des charges dynamiques présentent deux modes de défaillance à savoir par flexion et par cisaillement (Johnny 2003). La rupture par flexion se traduit souvent par la formation de charnières (rotules) plastiques aux endroits où la capacité de moment ultime est atteinte. Ce mode de rupture est caractérisé par une fissuration initiale du béton, après la déformation de l'armature par traction et par compression ultime rupture du béton. En outre, ce mode de défaillance est plutôt ductile et absorbe l'énergie en cas de choc. Contrairement au mode de rupture par flexion, le mode de rupture par cisaillement est dangereux et entrave fortement la capacité d'absorption d'énergie de l'élément. La capacité de moment de rupture d'un élément ne peut être obtenue alors que des fissures de traction en diagonale se formeront à proximité des appuis, suivis par des fissures de traction initiale qui se développent au niveau des points où le moment maximum est atteint.

2.4 Essais d'Impact Dynamiques sur les Colonnes en Béton Armé :

Des recherches antérieures sur des colonnes ont principalement porté sur l'amélioration de la charge axiale et la rigidité, tandis que l'amélioration de la résistance à l'impact a été largement inexplorée. Les quelques enquêtes conduites sur les colonnes latéralement touchées, ont fortement souligné l'importance des effets de la vitesse de déformation. Certains des résultats d'essai ont indiqué que la résistance structurelle accrue est légèrement plus grande que l'augmentation maximale généralement admise de 30% de la résistance statique (Louw et al, 1992). Les Effets de la vitesse de déformation, ainsi que le comportement du véhicule lors de l'impact, sont d'une grande importance dans l'évaluation des paramètres influents ainsi que la réponse de la structure (Prasad, 1990). Ainsi, l'impact est classé comme mou ou dure, suivant la façon dont l'énergie d'impact est absorbée. Généralement, dans un choc mou le véhicule absorbe la majeure partie de l'énergie cinétique par déformation plastique, tandis que la structure subit des déformations mineures.

2.4.1 Colonnes Soumises à des Chocs Mous

Leodolft (1989) a testé trente-neuf colonnes en béton armé (350x150x1600 mm) dans des conditions de choc mou. Cet état a été obtenu par l'insertion d'un système de tampon de tuyau entre le pendule et la colonne. Les colonnes ont été pré chargées axialement par des forces de 100 kN et 200 kN et soumises à une vitesse d'impact d'environ 7 ms^{-1} . Les charges appliquées étaient suffisantes pour endommager de façon permanente les colonnes touchées.

Dans cette expérience, la charge maximale s'est produite plus tard et s'est avérée plus susceptible d'influer sur la résistance au cisaillement qu'à la flexion de l'élément, de sa rigidité et

de l'inertie de cisaillement pur. Pendant les 10 premières mètres-seconde (ms), le système de tampon a été soumis à des déformations élasto-plastiques. À ce moment là, l'énergie substantielle avait été transférée à la colonne, causant sa déflexion d'une manière significative. La charge axiale générée par l'impact a été augmentée lorsque la colonne augmente en longueur et diminue par la suite. En outre, la vitesse de déformation jusqu'à 10^{-2} a été produite sur la surface arrière de la colonne. Il a été observé que les colonnes endommagées partiellement donnent la même capacité statique latérale que les colonnes endommagées. En outre, les colonnes affectées ont été soumises à une série de cisaillement maximum et des moments correspondants et des moments maximum et de cisaillement correspondant. Selon les résultats du test, il a été conclu que les colonnes élancées chargées dynamiquement sont considérablement plus forte que la charge ultime prédite par l'équation ACI modifiée en fonction du rapport d'élancement.

2.4.2 Colonnes Soumis à des Impacts Durs

Lors d'un choc dur, l'énergie cinétique produite par le véhicule est principalement absorbée par la structure et le véhicule subit lui aussi de petites déformations. Fererabend (1988), a mené une étude expérimentale sur des colonnes en béton armé 300x300x4000mm soumises à des chocs latéraux à mi-portée. Les colonnes ont été testées dans une position horizontale, où une extrémité a été retenue à l'aide d'une masse de 20t pour simuler la contrainte inertielle fournies par un tablier de pont. La charge axiale est appliquée en tirant l'extrémité libre à l'aide des barres de précontrainte extérieure vers l'extrémité fixe. La charge d'impact a été générée par la chute d'une masse de 1.14t sur la colonne à mi-portée et les renforts de cisaillement ont été prévus pour assurer une rupture par flexion de la colonne. Une caractéristique importante du comportement d'impact de cette colonne était l'augmentation initiale de la force axiale lorsque la colonne était allongée le long de sa ligne centrale. Les auteurs ont également observé que le pic initial de la charge d'impact appliquée dépend des caractéristiques d'inertie de la colonne et les conditions aux limites. Sous l'effet de la charge d'impact la colonne a connu des déformations de cisaillement et des déformations locales ont eu lieu au point d'impact. Même si ces déformations étaient relativement faibles, la force d'impact initial a eu un pic initial élevé. La force initiale est opposée principalement par les forces d'inertie de l'élément. La rigidité de cisaillement de la colonne était le principal paramètre qui contrôle sa réponse. Comme l'onde de choc a progressé à travers les sections des éléments, ces derniers ont été soumis à la fluctuation des moments, des forces de cisaillement et des charges axiales. Après avoir observé ces réponses l'auteur a souligné la difficulté dans la détermination de la section critique.

En supposant une augmentation de 10% des propriétés du matériau en raison des effets de la vitesse de déformation, la capacité du moment dynamique de la colonne testée présentait 20% de moins par rapport à celui de sa valeur statique. D'autre part, la capacité observée de cisaillement dynamique de la colonne était sensiblement supérieure à la résistance au cisaillement statique ultime de la colonne. Par conséquent, il a été conclu que la force de cisaillement maximale produite lors de l'impact initial dur, n'est pas une indication de la résistance de la structure finale de la colonne lorsqu'elle est renforcée de manière adéquate en cisaillement.

2.5 Comportement du Béton sous Charges d'Impact :

Le comportement du béton sous l'effet de la vitesse de déformation élevée a été largement étudié au cours des dernières années. D'après Watstein (1953), les investigations initiales effectuées par Jones et Richard (1936) et Granville (1938) ont conclu que la résistance à la compression du béton augmente avec la vitesse de chargement. Watstein (1953) a suggéré qu'il y avait une augmentation de plus de 80% dans la résistance à la compression du béton chargé à une vitesse de déformation de $10s^{-1}$.

Les essais effectués sur des échantillons de béton lisses dans des conditions de chargement uni-axial ont révélé que la résistance aux chocs de compression peut être atteindre 85-100% à la résistance statique du béton (Bischoff et Perry, 1995). Cependant, par rapport aux valeurs de déformation axiales critiques au pic de contrainte, il n'y a pas d'accord général sur les changements dans la déformation. Les propriétés des matériaux tels que la résistance à la compression, le coefficient de poisson, la déformation volumétrique et la ductilité, peuvent augmenter quand la vitesse de déformation augmente au-delà de la valeur statique. En particulier, la résistance de la compression uni-axiale du béton ordinaire augmente linéairement avec l'augmentation logarithmique de la vitesse de déformation (Mainstone 1975; Suaris et Shah 1982). Le module sécant d'élasticité peut également être modifié sous les vitesses de déformations élevées. Mais il n'y a aucune preuve de changement de module d'élasticité ou module tangent initial en raison des effets de la vitesse de déformation (Bischoff et Perry, 1995).

En ce qui concerne l'absorption d'énergie, elle dépend dans une large mesure sur la capacité de déformation du béton, ce qui à son tour est régie par le mode de défaillance. Cela signifie que les classes supérieures de béton montreront moins d'absorption d'énergie à la rupture contrairement à ce qui est prévu (Georgin 2003). En outre, Fu et al. (1991a) ont observé que le béton échoue de manière soudaine sous des vitesses de déformation très élevées. Théoriquement, l'énergie absorbée par unité de volume d'un matériau lors d'un choc, peut être écrit;

$$U = \sigma^2 / 2E \dots\dots\dots 2.1$$

Où σ est la contrainte du matériau et E est le module d'élasticité du matériau. Cela signifie que la petite partie d'un membre, où la contrainte se produit de manière très localisée, absorbe une quantité excessive d'énergie avant la partie principale de l'élément. Par conséquent, la petite partie où la contrainte localisée se produit est susceptible d'être soulignée plus haut que la limite d'élasticité du matériau. Donc, même si le matériau est relativement ductile, l'énergie absorbée par la région de l'élément peut être soumise à une rupture. En fait, cela peut expliquer la rupture brusque du béton dans des conditions de déformations très élevées.

Hughes et al. (1972) ont étudié la résistance à la compression et la déformation ultime du béton en utilisant le test de marteau-pilon. Ils ont également étudié les effets sur la résistance à la compression, déformation ultime, l'absorption d'énergie et les modes de déformation des cubes en béton sous la charge d'impact.

La résistance à la compression de cubes testés à l'effet de contrainte inférieur à 160 kPa/s et une vitesse de déformation de moins 8m s⁻¹ était presque la même que la résistance à la compression statique. L'incrément de la vitesse de déformation au-delà de 8ms⁻¹ a provoqué des effets considérables sur la résistance à la compression. A partir de ces résultats, il est noté que le béton obtient une augmentation substantielle de la résistance à la compression sous l'effet du chargement à une vitesse élevée. D'autre part, cette amélioration de la résistance peut changer le mode de défaillance du béton ductile à fragile. Par conséquent, l'omission de la vitesse de chargement peut entraîner des erreurs importantes dans les deux cas soit en termes de prédiction de mode de rupture ou de l'ampleur de la réponse à l'impact.

Selon Fu et al. (1991b), les premières études sur le test du cylindre fendu indiquent que la résistance à la traction de béton augmente avec l'augmentation de la vitesse de déformation. En comparant les résultats entre les essais dynamiques et statiques, Cowell (1966) a observé une résistance à la traction variant de 18-65%. Tekeda et Techicawa (1971) ont obtenu une augmentation de 70% de la résistance à la traction du béton. Ces données d'essai ont été obtenues en utilisant différents réglages du test, dimensions de l'échantillon et les propriétés des matériaux, et donc une comparaison directe serait difficile. Cependant, la perception générale est que l'augmentation de la résistance due aux effets de la vitesse de déformation est plus prononcée en traction qu'en compression (BARPI 2004). Selon la figure 2.3, les vitesses de déformation considérées sont inférieures à 1ms⁻¹. Cependant la différence est devenue encore plus grande au-delà de cette limite de déformation (CEB-FIP 1990)

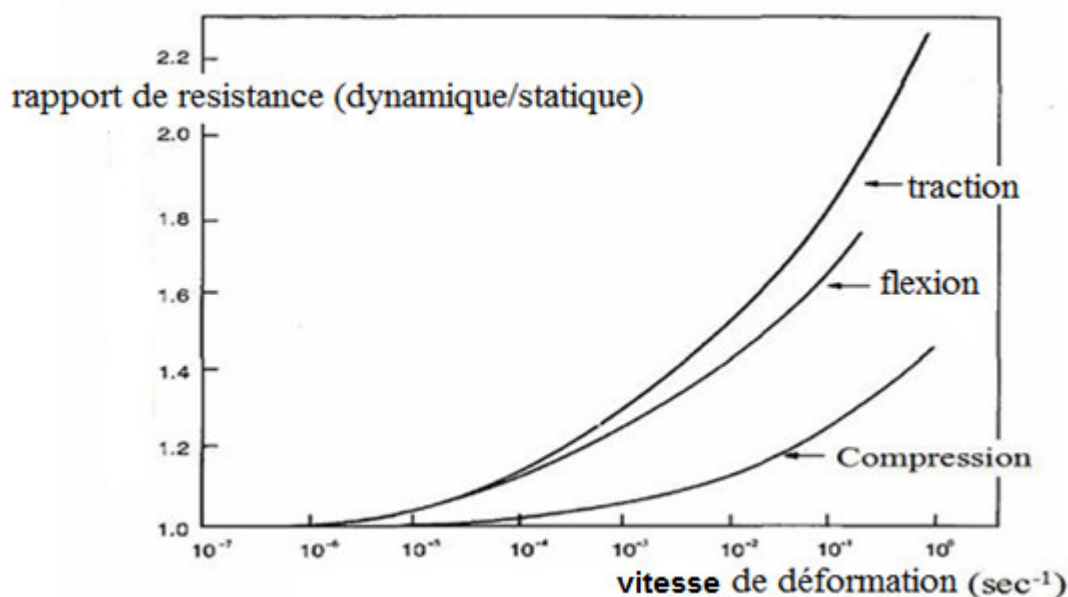


Figure 2.3: La sensibilité de la vitesse de déformation pour le béton en compression, traction et flexion (SuarisetSurendra1985)

Les courbes contrainte-déformation analytiques obtenues par (Suaris et Surendra (1985) ont également indiqué la plus grande sensibilité à la vitesse de déformation en traction par rapport à la compression. La représentation graphique des courbes proposées est indiquée sur la Figure 2.3. Les résultats d'essais sur les réponses à la compression, à la traction et à la flexion du béton ont également indiqué que l'augmentation de la résistance est la plus élevée pour le béton sous traction et la plus faible pour le béton sous compression (Takeda et al, 1977). L'accroissement de la résistance en flexion se situe dans l'intervalle où les incréments sont obtenus sous traction et compression. Cela signifie que les éléments en béton sous flexion présenteront une sensibilité à la vitesse de déformation plus élevée que les éléments sous compression (Sukontasukkul et Mindess, 2003).

2.6 Loi de Comportement du Béton par CEB-FIP :

Le béton est très sensible à la vitesse de déformation. Dans le Code CEB-FIB (1990), il existe une relation de DIF (Facteur d'Augmentation Dynamique) pour la compression et la traction à différentes vitesses de déformation. Ce facteur représente dans le code une valeur de conception, ce qui signifie que les augmentations de résistance données sont inférieures aux valeurs obtenues à partir de l'expérience. Pour l'effet d'une contrainte donnée, la résistance à la

compression d'un chargement à une vitesse élevée peut être estimée à partir des équations suivantes (CEB-FIP 1990)[21].

2.6.1 Compression :

$$\frac{f_{c,imp}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{co}}\right)^{\alpha_s} \text{ et } |\dot{\sigma}_c| \leq 10^6 \text{Mpa/s} \dots\dots\dots 2.2$$

$$\frac{f_{c,imp}}{f_{cm}} = \beta_s \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{co}}\right)^{1/3} \text{ et } |\dot{\sigma}_c| > 10^6 \text{Mpa/s} \dots\dots\dots 2.3$$

$$\alpha_s = \frac{1}{10+6\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \dots\dots\dots 2.4$$

Et $\log\beta_s = 6\alpha_s - 2 \dots\dots\dots 2.5$

où, $f_{c,imp}$ est la résistance à la compression moyenne d'impact,

$\dot{\sigma}_c$ L'effet de contrainte(Mpa /s) valable dans l'intervalle $1\text{Mpa/s} < \dot{\sigma}_c < 10^7\text{Mpa/s}$

f_{cm} est la résistance moyenne à la compression du béton,

$f_{cmo} = 10 \text{ Mpa},$

$\dot{\sigma}_{co} = -1 \text{ Mpa/s}.$

De même, pour une vitesse de déformation donné la résistance à la compression peut être estimée à partir,

$$\frac{f_{c,imp}}{f_{cm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{co}}\right)^{1.016\alpha_s} \text{ et } |\dot{\epsilon}_c| \leq 30\text{s}^{-1} \dots\dots\dots 2.6$$

$$\frac{f_{c,imp}}{f_{cm}} = \gamma_s \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{co}}\right)^{1/3} \text{ et } |\dot{\epsilon}_c| > 30 \text{ s}^{-1} \dots\dots\dots 2.7$$

$\log\gamma_s = 6.15\alpha_s - 2 \dots\dots\dots 2.8$

Où, $\dot{\epsilon}_c$ est la vitesse de déformation valable pour $30.10^{-6} < |\dot{\epsilon}_c| < 3.10^2\text{s}^{-1}$

$\dot{\epsilon}_{co} = -30 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1} \dots\dots\dots 2.9$

$$\alpha_s = \frac{1}{10+6\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}} \dots\dots\dots 2.10$$

2.6.2 Traction :

Comparé à d'autres matériaux, le béton montre une sensibilité plus élevée à la vitesse de déformation sous le chargement d'impact, dû à la taille d'échelle de l'hétérogénéité (WeerheijmetDoormaal2007). Essentiellement, la résistance à la traction présente une forte augmentation au-delà des vitesses de charge de l'ordre de 10 MPa/s. Pour un effet de contrainte donnée, la résistance à la traction sous chargement à une vitesse élevée peut être estimée à partir des équations suivantes.

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_{ct}}{\dot{\sigma}_{cto}}\right)^{\delta_s} \text{ et } \dot{\sigma}_{ct} \leq 10^6 \text{ Mpa/s} \dots\dots\dots 2.11$$

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_{ct}}{\dot{\sigma}_{cto}}\right)^{1/3} \text{ et } \dot{\sigma}_{ct} \geq 10^6 \text{ Mpa/s} \dots\dots\dots 2.12$$

$$\text{Avec : } \delta_s = \frac{1}{10+6\frac{f_{ctm}}{f_{ctmo}}} \dots\dots\dots 2.13$$

$$\log \lambda = 7 \delta_s - 7/3 \dots\dots\dots 2.14$$

Où, $f_{ct, imp}$ est la résistance à la traction moyenne d'impact,

$\dot{\sigma}_{ct}$ est l'effet de contrainte valable pour $0.1 \text{ Mpa/s} \leq \dot{\sigma}_{ct} \leq 10^7 \text{ Mpa/s}$

f_{ctm} est la résistance à la traction moyenne

$$\dot{\sigma}_{cto} = 0.1 \text{ Mpa/s}$$

$$f_{ctmo} = 10 \text{ MPa}$$

De même, pour une vitesse de déformation donnée, la résistance à la traction sous un chargement élevé peut être estimée à partir :

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{cto}}\right)^{1.016\delta_s} \text{ et } \dot{\epsilon}_{ct} \leq 30 \text{ s}^{-1} \dots\dots\dots 2.15$$

$$\frac{f_{ct,imp}}{f_{ctm}} = \beta_s \left(\frac{\dot{\epsilon}_{ct}}{\dot{\epsilon}_{cto}}\right)^{1/3} \text{ et } \dot{\epsilon}_{ct} \geq 30 \text{ s}^{-1} \dots\dots\dots 2.16$$

$$\log \beta_s = 7.11 \delta_s - 2.33 \dots\dots\dots 2.17$$

Où $\dot{\epsilon}_{ct}$ est la vitesse de déformation (s^{-1}) valable pour $3 \times 10^{-6} \text{ S}^{-1} < \dot{\epsilon}_{ct} < 3 \times 10^2 \text{ S}^{-1}$

$$\dot{\epsilon}_{cto} = 3 \times 10^{-6} \text{ S}^{-1} .$$

2.6.3 Module d'Elasticité :

La vitesse de déformation dépendante du module d'élasticité ainsi que les équations y afférentes est incluse dans le Code Européen CEB-FIP 1990, tel que présenté sur la figure 2.4. L'effet de la contrainte et de la vitesse de déformation sur le module d'élasticité peut être estimé à partir des relations données ci dessous,

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\sigma}_c}{\dot{\sigma}_{co}}\right)^{0.025} \dots\dots\dots 2.18$$

$$\frac{E_{c,imp}}{E_{ci}} = \left(\frac{\dot{\epsilon}_c}{\dot{\epsilon}_{co}}\right)^{0.026} \dots\dots\dots 2.19$$

Où, $\dot{\sigma}_c$ est l'effet de contrainte (MPa/s), $\dot{\epsilon}_c$ est la vitesse de déformation (s^{-1})

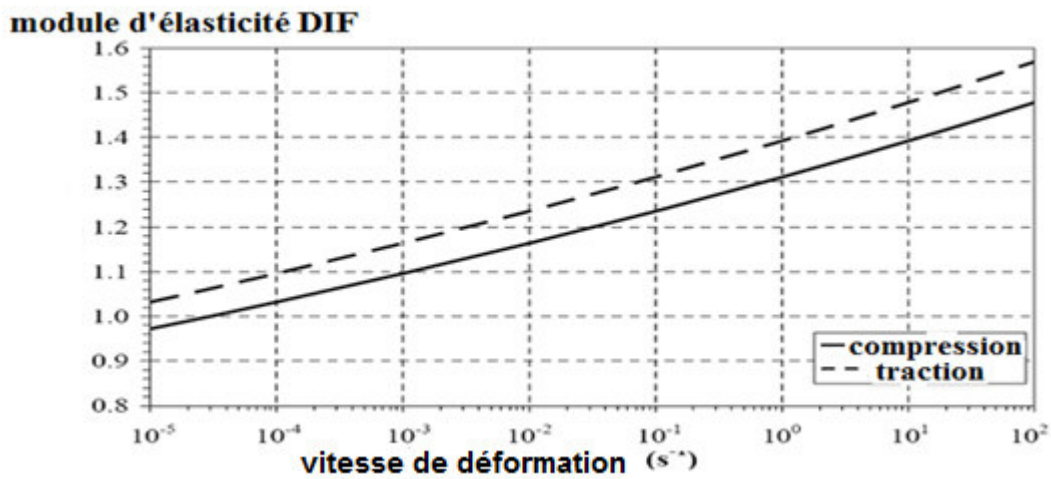


Figure 2.4 vitesse de déformation en fonction du module d'élasticité du béton selon le code CEB-FIP 1990 (CEB 1993)

$\dot{\sigma}_{co} = -1.0$ MPa/s et $\dot{\epsilon}_{co} = -30 \times 10^{-6} s^{-1}$ pour la compression,

$\dot{\sigma}_{cto} = 0,1$ MPa/s et $\dot{\epsilon}_{cto} = 3 \times 10^{-6} s^{-1}$ en traction,

$E_{c,imp}$ est le module d'élasticité d'impact, E_{ci} est le module d'élasticité (MPa) à l'âge de 28 jours du béton, obtenus à partir des équations suivantes:

$$E_{ci} = E_{co} \left[f'_c + \frac{\Delta f}{f_{cmo}} \right]^{1/3} \dots\dots\dots 2.20$$

Où, f'_c est la résistance caractéristique (MPa), $\Delta f = 8$ MPa, $f_{com} = 10$ MPa,

$E_{co} = 2,15 \times 10^4$ MPa.

De même, lorsque la résistance à la compression réelle du béton à l'âge de 28 jours f'_c est connu, E_{ci} peut être estimée à partir,

$$E_{ci} = E_{co} \left[\frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right]^{1/3} \dots\dots\dots 2.21$$

Dans les situations où seule une analyse élastique est réalisée pour une structure, le module d'élasticité E_c réduit doit être utilisé pour tenir compte de la déformation plastique initiale. Le module d'élasticité réduit peut être calculé comme suit:

$$E_c = 0.85E_{ci} \dots\dots\dots 2.22$$

2.7 Loi de Comportement de l'Acier :

Le comportement contrainte-déformation de l'acier est particulièrement sensible de la vitesse de chargement et ce phénomène est connu comme étant en fonction de la vitesse de déformation. En ce qui concerne l'absorption d'énergie, la sensibilité à la vitesse de déformation joue également un rôle important à celui de l'effet d'inertie du matériau. Elle reflète clairement la courbe charge-déplacement du matériau testé selon différentes vitesses de déformation à la compression uniaxiale (Marsh et Campbell, 1963).

Les informations de la littérature existante sur les effets de la vitesse de déformation sur la limite d'élasticité de l'acier d'armature a été résumée par Lu et al. (1991b). Cowell (1966) a constaté que l'incrément de la résistance de l'acier ayant une résistance statique de 351 MPa lorsqu'il était testé avec des vitesses de déformation de $0,03s^{-1}$, $0,1 s^{-1}$, $0,3s^{-1}$ et $1,0s^{-1}$ était respectivement de 10%, 13%, 17% et 19%. Cependant, pour l'acier à la limite d'élasticité de 264 MPa chargé à des vitesses de déformation similaires, l'incrément correspondant a atteint 25%, 33%, 38% et 53%, respectivement. Des observations similaires ont été faites par Norris et al. (1959) concernant la limite d'élasticité statique de 330 MPa et 278 MPa, lorsque le teste a lieu dans des conditions similaires.

Wakabayashi et coll. (1980) ont effectué un essai de traction sur des barres d'acier rondes et déformées ayant un diamètre de 13 mm. Les courbes de contrainte-déformation mesurées ont montré qu'en augmentant la vitesse de déformation, la limite d'élasticité supérieure et inférieure a aussi augmentée. Par rapport à la limite d'élasticité à une valeur quasi-statique, l'augmentation moyenne de la limite élastique inférieure était de 7-8% à une vitesse de déformation de $0,005s^{-1}$ et de 16-18% à une vitesse de déformation de $0,1s^{-1}$. Une augmentation similaire pour la limite d'élasticité supérieure du matériau a également été observée.

Pour tenir compte des effets de la vitesse de déformation dans les applications numériques, il est plus souhaitable d'avoir une équation constitutive explicite dépendante de la vitesse. Des nombreuses tentatives ont été faites pour générer un modèle de comportement efficace pour décrire la sensibilité à la vitesse de déformation du matériau. La relation de Cowper-Symond est l'équation la plus largement utilisée, applicable en particulier pour la résolution des problèmes d'impact. Cette relation représente essentiellement un matériau parfaitement plastique avec un rendement dynamique ou contrainte d'écoulement qui dépend de la vitesse de déformation. Selon Reid et Reddy (1986), la relation de Cowper Symond peut être largement utilisée pour tenir compte des effets de la vitesse de déformation en dynamique des problèmes structurels de plasticité. En outre, cette équation donne des contraintes de flux dynamiques, qui conviennent bien à la traction et à la compression uniaxiale sur plusieurs matériaux (Jones et Wierzbicki 1983). Outre les facteurs mentionnés précédemment, le principal avantage de cette équation constitutive est sa flexibilité avec des programmes d'éléments finis. Cela signifie que les données requises pour générer des effets de la vitesse de déformation peuvent être directement introduits dans le programme des éléments finis. L'équation constitutive du Cowper-Symond est notée comme suit:

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_s} = 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{D_c}\right)^{1/q} \dots\dots\dots 2.23$$

Où, D_c représente la vitesse de déformation caractéristique, q est une mesure de la sensibilité de la vitesse du matériau, $\dot{\epsilon}$ est la vitesse de déformation et σ_d et σ_s représentent la contrainte statique et dynamique du matériau, respectivement.

Malver (1998) a proposé une autre équation pour les barres d'armature en acier produites selon les normes ASTM. L'équation est particulièrement valable pour les barres d'acier avec limite d'élasticité allant de 290 MPa à 710 MPa et pour les vitesses de déformation entre 10^{-4} et $10s^{-1}$. Le facteur d'augmentation dynamique (DIF) défini comme le rapport de la contrainte dynamique d'allongement statique a été utilisé pour représenter l'influence du taux de déformation sur la force dans des conditions dynamiques. Pour calculer ces équations Malvar (1998) a utilisé plusieurs résultats d'essais disponibles dans la littérature. Il est évident que sous chargement dynamique pour la vitesse de déformation jusqu'à $10 s^{-1}$ les propriétés de résistance des barres d'armature ont augmenté jusqu'à 60%. Pour déterminer la résistance de la limite d'élastique et ultime pour les

barres d'armature à différentes vitesses de déformation, il a proposé la formulation du DIF suivant [21]:

$$DIF = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}}\right)^{\alpha} \dots\dots\dots 2.24$$

Où : pour la contrainte élastique $\alpha = \alpha_{fy}$

$$\alpha_{fy} = 0.074 - \left(\frac{0.04f_y}{414}\right) \dots\dots\dots 2.25$$

et pour la contrainte ultime $\alpha = \alpha_{fu}$

$$\alpha_{fu} = 0.019 - \left(\frac{0.009f_y}{414}\right) \dots\dots\dots 2.26$$

Où f_y est en MPa.

Sur la base des données existantes pour le coefficient DIF à la fois pour la résistance élastique et ultime, il est conclu que celui-ci est inversement proportionnel à la limite d'élasticité. Cela signifie que le même argument est valable en termes de gain de résistance plus élevée pour les matériaux de moindre résistance sous charges dynamiques et semble être applicable à la fois au béton et à l'acier. En règle générale, la déformation d'élasticité, la déformation à laquelle l'écroutissement commence, ainsi que la longueur du plateau plastique dans le diagramme contrainte-déformation de l'acier, va augmenter à la vitesse de déformation plus élevée. (Lu et al., 1991b). Mais il n'y a pas d'effets significatifs de la vitesse de chargement sur le module d'élasticité et la contrainte ultime pour l'acier. (Wakabayashi et al, 1980, Malvar 1998).

2.8 Lois des Comportements du Béton Confiné :

De nombreux modèles empiriques ont été proposés par divers chercheurs pour prédire le comportement non-linéaire des colonnes en béton confinés sous chargement concentré. Cependant la modélisation numérique de la réponse non linéaire du béton confiné n'a pas été abordée largement dans la littérature.

Le modèle de contrainte-déformation développée par Mander et al. (1988) simule les effets de confinement dans ce processus. On a supposé que la pression de confinement latérale passive exercée par les armatures transversales conduit à un état triaxial de contraintes dans le béton et améliore ainsi la résistance à la compression par rapport au béton non confiné. Eventuellement, les forces égales et opposées agissant sur l'armature latérale peuvent rompre les cerceaux à une étape en apportant la déformation de compression longitudinale ultime à un niveau résiduel (voir

Fig.2.5). La déformation de compression longitudinale du béton confiné dans la fourchette de 0,02 à 0,08 doit être maintenue pour satisfaire à cette exigence (Watson et al.1994).

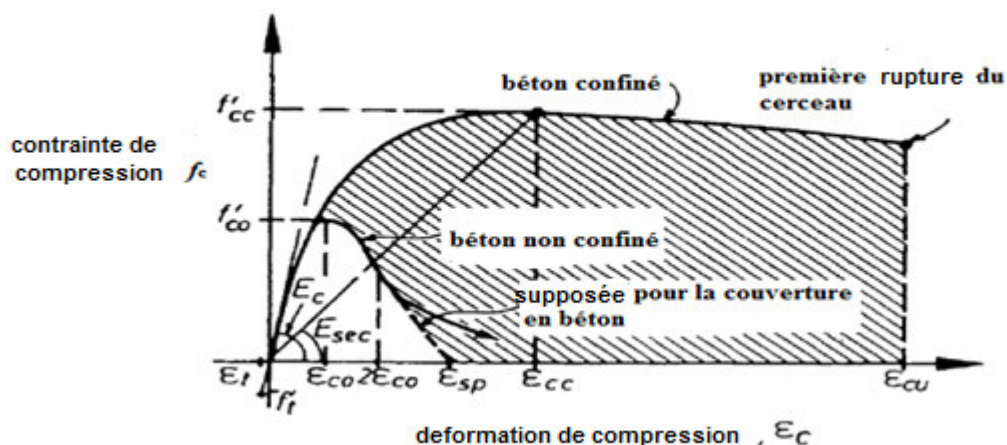


Figure 2.5: modèle contrainte-déformation pour béton confiné proposé par Mander et al (1984)

Le modèle proposé est applicable à la fois aux cadres des armatures transversales de forme circulaire et de forme rectangulaire. Le modèle de contrainte de tension illustré sur la figure 2.5 est basé sur une équation proposée par Popovics (1973). La résistance f'_{cc} est défini comme la résistance à la compression du béton confiné et f'_{co} dépendra de l'espacement des cadres, la zone de noyau de béton effectivement confiné, du diamètre des cerces et de la force appliquée. La pression de confinement latéral peut être trouvée en prenant en compte la stabilité de la moitié de corps délimitée par les cerces transversales, comme illustré sur la figure 2.6. En fait, le modèle suppose une action de voûte de se produire sous la forme d'une parabole de deuxième degré avec une pente tangente initiale de 45° . Par conséquent, la zone de confinement effective est calculée sur la base du milieu du noyau de béton confiné entre les niveaux des armatures transversales. Dans le modèle, la contrainte de confinement résultant en raison des diverses propriétés tels que la limite d'élasticité, le diamètre et l'espacement des cerceaux sont exprimés en termes de confinement uniforme équivalent sur le béton de base. En outre, les deux ensembles d'équations ont été développées pour des colonnes rectangulaires et circulaires séparément en prenant en compte la variation de la contrainte de confinement latéral à travers les sections.

Cependant, les armatures transversales peuvent créer des contraintes de confinement soit égales ou inégales le long de chacun des axes transversaux en fonction de la forme de la section. En ce qui concerne les colonnes circulaires la répartition des contraintes est uniforme sur toute la

section et donc une équation unique peut être utilisée pour décrire la courbe contrainte-déformation.

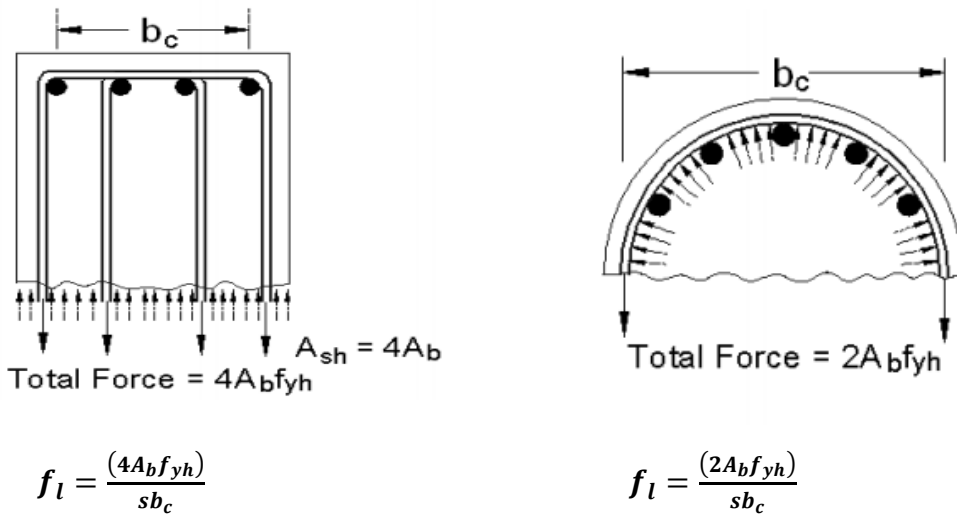


Figure 2.6 contrainte de confinement fournit par les armatures transversales

La contrainte de confinement latérale efficace dans chaque direction qui est exercée sur le noyau à la limite d'élasticité est donnée par:

$$f'_l = k_e \cdot f_l \dots\dots\dots 2.27$$

Où f_l est la contrainte de confinement et k_e est le coefficient d'efficacité de confinement qui prend en compte l'effet d'arc.

S est l'espacement des cadres ou cerces et f_{sy} est donné comme force des armatures transversales. Le coefficient k_e des cerces circulaires est défini comme le rapport de la surface de confinement effective du béton de base à la surface de béton à l'intérieur des lignes centrales de cerce périphérique ou en spirale et mathématiquement exprimée comme;

$$K_e = \frac{(1 - \frac{s}{2d_s})^2}{1 - \rho_{cc}} \dots\dots\dots 2.28$$

Où ρ_{cc} est le rapport de la surface de l'armature longitudinale à la zone du noyau de la section, et d_s est la distance de la spirale entre les centres des barres, s est l'espacement vertical entre les spirale ou les cerces En outre, pour une section égale à la contrainte effective de confinement latérale dans chaque direction, le rapport de la résistance à la compression du béton confiné f_{cc} sur la résistance globale du béton non confiné f_{co} est donnée par,

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254 \dots\dots\dots 2.29$$

Au cours des dernières décennies, de nombreuses expériences ont été réalisées sur des colonnes en béton confinés dans les deux conditions de chargement concentrés et excentrés. En outre, de nombreux modèles existent pour prédire le comportement déformation contrainte du béton normale et de confinement élevée. Cependant diverses limitations persistent en ce qui concerne la géométrie de la colonne et des conditions de charge axiale.

2.9 Caractéristiques d'Absorption d'Energie sous des Charges d'Impact :

Les colonnes soumises à des conditions de chargement dynamique doivent avoir une capacité d'absorption d'énergie plus élevée, et donc, devraient autoriser certaine déformation plastique pour éviter les ruptures par cisaillement. En outre, le taux d'absorption d'énergie est parmi les facteurs qui déterminent le mode de rupture. En bref, la capacité d'absorption d'énergie d'une colonne, dans des conditions d'impact peut dépendre des facteurs tels que les caractéristiques des matériaux, les masses relatives, la raideur, la zone de contact, et la fréquence de chargement.

Bischoff et Perry (1995) ont étudié la capacité d'absorption d'énergie du béton en procédant à une série d'essais sur des cylindres en béton non armé séché à l'air. Les cylindres ont été soumis à de faibles vitesses de chargement statiques de 10 microdéformations par seconde, ainsi que des taux plus élevés d'environ 5 à 10 pressions par seconde. Deux qualités de béton avec des résistances à la compression de 30 et 50 MPa ont été testées. Cette étude a montré que l'énergie absorbée est supérieure pour les échantillons soumis à des taux de déformation supérieurs à 250 micros pression, par rapport aux échantillons soumis à des vitesses quasi-statiques. Par conséquent, la capacité d'absorption d'énergie du béton ordinaire semble dépendre de la capacité de déformation du béton, ce qui à son tour est régie par le mode de rupture. En outre, d'après les résultats expérimentaux, la partie d'enrobage a absorbé plus d'énergie que la partie centrale. Il a donc été conclu que la force et la capacité de la vitesse de déformation jouent un rôle important dans la détermination de la capacité d'absorption d'énergie.

Selon Mindess et al. (1986), la capacité d'absorption d'énergie peut être améliorée en ajoutant du volume de fibres supplémentaire sur le béton. En outre, la charge de flexion maximale et l'énergie de rupture ont augmenté de manière significative avec l'augmentation du volume des fibres. L'amélioration des caractéristiques de rotation des moments de la zone comprimée par flexion et l'augmentation des caractéristiques de déformation locale due aux barres de renforcement pourraient être les raisons possibles de ces observations.

D'une manière générale, le renforcement par fibre augmente la résistance au choc ou la ténacité dynamique du béton ordinaire, à cause de l'augmentation significative de la déflexion

maximale de la poutre. Cet effet est prédominant seulement après que le pourcentage d'acier a été augmenté à 0,75 (Hughes et al laitier, 1995). L'effet le plus significatif du pourcentage d'acier supplémentaire est de retarder la rupture ce qui signifie que, pour un pourcentage plus élevé en acier, la durée de l'impact de 5 ms par rapport à la durée de l'événement d'impact de faible pourcentage d'acier est de seulement 1 ms (Wang, 1996). La déflexion moyenne augmente également dans ces conditions et se traduit par une faible vitesse d'absorption d'énergie, ce qui réduit la possibilité d'une rupture par cisaillement de l'élément. Cependant, l'amélioration de pic de charge et de l'énergie de rupture sous la charge d'impact peut être beaucoup plus faible par rapport aux améliorations obtenues dans des conditions de charge statique (Banthia et al. 1989). En outre, l'addition de la valeur nominale de cisaillement avec les barres de renforcement n'a pas montré d'impact significatif sur l'absorption d'énergie (Wang, 1996).

Les effets de rupture peuvent également contribuer aux caractéristiques d'absorption d'énergie sous les charges d'impact. Le béton peut absorber plus d'énergie dans des conditions de chargement d'impact (Remennikov et Kaewunruen 2006). En outre, les conditions aux limites peuvent également influencer sur le processus d'absorption d'énergie (Xu, 2001). En raison de l'influence des conditions aux limites, le résultat de l'absorption d'énergie plus proche de la limite varie de celle de la région loin de la frontière. D'autre part, la résistance à la traction du béton a été la plus haute considérée parmi les paramètres qui influent sur la dissipation d'énergie sous la condition de chargement impact (Weerheijm et Doormaal, 2007).

2.10 Reconstruction d'Impact :

L'impact d'un objet rigide avec une colonne est évidemment un cas hypothétique, ce qui représente des situations plus extrêmes d'un impact du véhicule. Par exemple, la déflexion induite par le corps rigide est fortement concentrée jusqu'au point d'impact et le moment de flexion varie même après la formation des rotules plastiques (Tsang et al., 2005). Par conséquent, la force de cisaillement associé peut être beaucoup plus élevée que l'impact réel et donc l'intention de modéliser des conditions plus extrêmes, il s'agit généralement de la limite supérieure de dommages possibles d'impact.

Alternativement, la déformation induite par l'impact de véhicule peut être utilisée pour quantifier l'énergie absorbée lors d'une collision. De nombreuses reconstructions de la phase d'impact suppose une relation linéaire entre une énergie absorbée, et la déformation résiduelle (Campbell, 1974; Varat et al, 1994; Neptune 1999). Sur la base de cette hypothèse, la rigidité du choc frontal du véhicule peut être représentée par une raideur de ressort constante. Ce modèle de

Campbell (1974) a été encore amélioré par Parsad (1990) à l'aide de tests d'impact de barrières répétés. Une hypothèse à travers cette reformulation n'est qu'une vitesse de ressort constante sur la totalité de la profondeur qui est applicable. Cependant, les données disponibles de l'accident indiquent que la rigidité frontale du véhicule ne peut pas être précisément modélisée par l'utilisation de ressorts linéaires simples pour tous les véhicules (Varat et al. 1994). Il est donc prudent et être conscient des problèmes potentiels avec cette méthode.

Varat et al. (1994) ont proposé la méthode de suivi pour catégoriser les données d'essai de collision à barrières multiples existantes, couvrant une vitesse allant jusqu'à 80,5 km/h. Lors de l'analyse des données d'essai, l'énergie de l'impact doit être utilisée pour tenir compte des différences de poids entre les différents véhicules d'essai. Autrement dit, la vitesse des seuls véhicules peuvent ne pas être suffisante pour différencier l'impact des véhicules appartenant à différentes catégories de poids. D'autre part, les vitesses de rebond ne sont pas disponibles pour toutes les données de test et, par conséquent, la formulation mathématique a été développée sur la base de l'énergie absorbée par le véhicule écrasé. L'équation 2.30 ci-après a été dérivée en supposant un ressort linéaire dissipatif. Un facteur appelé facteur d'énergie d'approche (EAF) a été mis en œuvre pour maintenir une relation linéaire et ayant la valeur donnée ci-dessous

$$\sqrt{\frac{2E_0}{w}} = \sqrt{B}x \dots\dots\dots 2.30$$

Où x est la longueur écrasée et $B = \sqrt{\left(\frac{k}{w}\right)}$. k est la rigidité du ressort et w est la largeur écrasée.

Facteur $\sqrt{\left(\frac{2E_0}{w}\right)}$ est appelé EAF et E_0 représente l'énergie absorbée par le véhicule écrasé.

L'équation ci-dessus décrit une relation avec une interception zéro. Toutefois, les véhicules exigent une certaine apparition initiale d'énergie avant l'écrasement permanent prend place, l'ajout d'un facteur d'énergie à l'équation 2.30 résultats de ce qui suit,

$$EAF = EAF_0 + \sqrt{B}x \dots\dots\dots 2.31$$

Les enregistrements existants de l'essai écrasé ont ensuite été comparés avec le modèle ci-dessus, en utilisant la méthode des moindres carrés pour déterminer la façon dont l'ensemble de données correspond à un modèle particulier. Les courbes linéaires et quadratique correspondante sont été examinées lors de la phase initiale et les valeurs R^2 ont été comparées et analysées ainsi que les erreurs de pourcentage entre les ajustements et les points de données de test réels. Les

véhicules ont été classés comme non-linéaire si une amélioration notable a été réalisée grâce à l'utilisation d'un ajustement de second ordre.

Certains des véhicules présentaient une relation constante linéaire et résiduelle pouvant aller jusqu'à 56 km/h selon la vitesse testée. On a observé que l'erreur moyenne globale en pourcentage pour tous les véhicules était d'environ 5,0% pour des vitesses entre 24 et 56 km/h (Varat et al. 1994). D'autre part, certains véhicules présentent une relation non linéaire dans cet intervalle de vitesse. Ceci est une indication du ramollissement structurel même pour les niveaux de faible vitesse. L'ajustement de second ordre a donné une bonne corrélation pour cette catégorie de véhicules et l'erreur moyenne globale a été limitée à 1,0%. De même, certains des véhicules présentaient une corrélation linéaire allant jusqu'à 80,5 km/h tandis que d'autres ont présenté une réponse non linéaire au sein de la même plage de vitesse.

2.11 Application aux Reconstitutions d'Accidents :

Lors d'une reconstitution d'un accident automobile, celle-ci ne peut pas nous renseigner sur les données du test dans la mesure de l'impact nécessaire. En outre, on ne sait pas si l'impact du véhicule en cours d'analyse a une tendance linéaire ou non compte tenu de l'EAF par rapport à la relation de l'écrasement. Par conséquent, l'étude de Varat et al. (1994) doit en outre être généraliste en supposant une relation bilinéaire entre toutes les données d'essais de collision. Varat et al. (1994) suggèrent que le rapprochement bilinéaire prend la forme d'une ligne droite pour les données du test ci-dessous à 48 km/h et une autre ligne droite pour approcher les données à 48-80,5 km/h. Ces deux lignes partagent le point commun des données à 48 km/h. Ensuite, le pourcentage d'erreur entre les relations linéaires assignées et les points de données réelles a été calculé. L'erreur résultante moyenne globale est d'environ 5,5% au niveau des vitesses comprises entre 24 et 56 km/h. L'erreur moyenne a été trouvée à moins de 5% pour l'intervalle de vitesse de 48 à 80,5 km/h. Toutefois, les véhicules présentant une relation allant jusqu'à 80,5 km/h ne peuvent être modélisés de façon satisfaisante avec l'approximation bilinéaire présentée et utilisée entre 48 et 80,5 km/h.

Une procédure similaire a été adoptée par Wagstrom et al. (2004) pour simuler une collision frontale de véhicules de différentes catégories sous diverses vitesses. Les véhicules ont été divisés en trois catégories de classe, de rigidité et de masse et suggérées par Summers et al. (2001) et ainsi affectés à trouver les caractéristiques de déformation (tableau 2.1). Wagstrom et al. (2004) a également suggéré que les voitures peuvent être encore simplifiées pour deux principales catégories en fonction de la rigidité frontale.

Tableau 2.1: coefficient de masse et de rigidité pour les reconstructions d'impact

Catégorie	Masse (kg)	Rigidité Avant (kN / m)
Léger	1200	1000
Moyen	1600	1000
Lourd	2000	2000

Les valeurs de la rigidité frontale ne représentent que la pente initiale de la courbe force-déformation et en supposant que le modèle de rigidité (ressorts de ligne), les forces d'impact sont très surestimées pour agrandir la valeur des déviations. En outre, il est important de noter que dans le modèle il n'y a pas de différence entre les déformations élastiques ou plastiques résultantes, bien que la rigidité à long terme est généralement associée à une déformation élastique linéaire. En effet, après avoir atteint leurs déformations maximales, des éléments élastiques linéaires pourraient éventuellement agir comme des éléments en tension. Ceci doit être évité en réglant la constante de raideur à zéro, car le taux de la masse change de signe. Cela signifie que les effets structurels de restitution sont considérés comme négligeables (Wagstrom et al., 2004). D'autre part, les véhicules ayant des caractéristiques bilinéaires peuvent être modélisés en tant que deux ressorts linéaires en série, où le second ressort ne se comprime pas. Dans ce cas, le premier ressort représente le compartiment moteur et le second ressort représente l'habitacle (Neptune 1999).

2.12 Directives de Conception:

Par exemple, les normes irlandaises, I.S. EN 1991-1-7-2006 suggère quelques lignes directrices utiles pour l'évaluation de l'impact et des charges accidentelles sur les bâtiments. Celles-ci considèrent les forces d'impact accidentelles appliquées au chemin de fer, à la circulation routière ainsi que celles produite par l'impact d'un navire et enfin l'impact de l'hélicoptère lors d'un atterrissage d'urgence sur le toit d'un bâtiment. Le code recommande d'utiliser la force statique équivalente lorsque les conséquences sont faibles à moyennes. D'autre part, une analyse plus poussée est nécessaire pour des cas pouvant présentés des conséquences plus graves.

Une attention particulière a été accordée aux bâtiments utilisés pour le stationnement, où les véhicules sont autorisés à pénétrer à l'intérieur des bâtiments et ceux qui se trouvent à côté de la circulation routière ou ferroviaire. Ces bâtiments sont très sensibles à l'impact des charges et le

code recommande l'utilisation de l'analyse dynamique ou méthode de la force statique équivalente pour calculer les effets d'impact sur ces structures. La force statique équivalente est utilisée pour la vérification de l'équilibre statique de la structure et pour la détermination des déformations de la structure touchée. Le code considère également les effets des variables, telles que du taux d'impact, l'angle d'impact, la distribution, le comportement des déformations et les caractéristiques d'amortissement à la fois, et enfin l'objet d'impact et la structure. En outre, le code recommande l'utilisation de valeurs caractéristiques supérieures et inférieures pour les propriétés matérielles du corps d'impact et pour la structure, respectivement.

Les forces équivalentes horizontales appliquées sur une colonne ou un mur dans une structure sont indiquées dans le code pour le type de route et le véhicule. La force maximale 1000 kN est utilisée pour comptabiliser un impact de camion et 500 kN pour un impact de voiture dans un garage de stationnement. Aucune force horizontale ne doit être envisagée sur des éléments globalement, à moins que la distance ne soit inférieure à 6m. Si la hauteur est inférieure à 6m, la force horizontale prescrite peut être utilisée dans la conception. De telles forces peuvent ensuite être appliquées sur la face inférieure du pont au-dessus d'une voie de circulation.

Selon les spécifications données dans le code AS 1170.1 (1989), des colonnes dans les parkings doivent être conçues pour résister à la charge d'impact horizontale supplémentaire résultant de la circulation des véhicules. La force d'impact F peut être calculée comme suit,

$$F = \frac{mv^2}{2\Delta_1} \dots\dots\dots 2.32$$

Où, F = force d'impact ou de rupture en newtons,

m = masse brute du véhicule en kilogrammes,

v = vitesse du véhicule, en mètres par seconde,

Δ_1 = longueur de décélération en mètres.

Δ_1 peut être pris comme étant la somme de la distance du véhicule et de la barrière. En l'absence de données fiables, Δ_1 peut être considéré comme 0,1m. La valeur recommandée de la masse m est,

- a) pour le parking intérieur - 1500 kg
- b) pour le stationnement général de voiture - 2000 kg
- c) la masse du véhicule maximale prévue brute supérieure à 2500 kg est rare.

2.13 Calcul Dynamique sous l'Effet d'Impact :

L'interaction complexe entre les deux objets se déroule sous processus d'impact. En raison de cette complexité, des approximations simplifiées sont utilisées pour quantifier la réponse d'impact. Les effets dynamiques ainsi que le comportement de matériau non linéaire doivent être pris en compte dans l'analyse d'impact. Le code EN 1991-1-7 (2006) couvre les aspects dynamiques de la conception brièvement sur la base des modèles simplifiés.

Sur la base du processus cinétique initiale de dissipation d'énergie, l'impact se caractérise comme étant soit l'impact mou ou dur. Pour un impact mou, l'analyse dynamique approximative peut être effectuée en utilisant les équations de 2.33 à 2.35. En supposant que le corps d'impact se déforme de façon linéaire pendant la phase d'impact, l'interaction dynamique maximale peut être calculée comme suit:

$$F = v_r \sqrt{km} \dots\dots\dots 2.33$$

Où v_r est la vitesse de l'objet à l'impact, k est la rigidité élastique équivalente de l'objet et m est la masse de l'objet de collision. Le cas échéant, la force due à l'impact peut être considéré comme une impulsion rectangulaire avec un temps de montée non nulle. La durée de l'avantage est donné par,

$$F \Delta t = mv \text{ or } \Delta t = \sqrt{m/k} \dots\dots\dots 2.34$$

$$K = EA_i / L_i \text{ and } m = \rho A L_i \dots\dots\dots 2.35$$

Où L_i est la longueur, A_i est l'aire de section, E est le module d'élasticité et ρ est la densité de masse de l'objet sous un impact équivalent.

2.14 L'Impact Dur:

Dans des conditions d'impact dur, la structure est supposée être élastique et l'objet entrant en collision rigide. La condition est similaire à l'hypothèse faite dans le processus de validation présenté. La force dynamique maximale appliquée dans ce cas peut également être calculée en utilisant la même équation, en substituant la valeur structurelle de rigidité pour la raideur équivalente élastique k . Le reste des calculs peut être effectué sur la base de l'hypothèse que la structure a une ductilité suffisante pour absorber l'énergie cinétique totale notée $(1/2 mv_r^2)$ par déformation plastique. Cette exigence peut être exprimée en utilisant l'expression suivante,

$$\frac{1}{2} m v_r^2 \leq F_0 Y_0 \dots\dots\dots 2.36$$

Où F_o est la force plastique de la structure et Y_o est sa capacité de déformation. L'information probabiliste indicative pour les variables de base utilisées dans l'équation 2.36 est donnée dans la Table C.1 dans l'EN 1991-1-7 (2006).

2.15 Conclusion :

Dans ce chapitre, une littérature à propos des forces d'impact appliquées sur des colonnes dans la direction latérale et longitudinale a été examinée. Il en ressort ce qui suit :

- Les études effectuées dans des conditions de charge dynamique soulignent fortement les effets de la vitesse de déformation, et 30% amélioration de la résistance était attendue par rapport aux conditions quasi-statiques. Toutefois, cette amélioration ne serait pas souhaitable pour les colonnes sensibles au cisaillement ce qui induirait des conditions de rupture.

- Une réduction importante de la ductilité à la flexion a été observée sur des colonnes structurelles causées par l'augmentation du niveau de charge de compression axiale. Toutefois, aucun effort particulier n'a été fait dans le passé pour identifier la variation de la capacité de cisaillement de colonnes sous incrément instantanée de la charge axiale suivie d'un impact latéral.

- Il n'y a aucune preuve dans la recherche effectuée sur des colonnes latéralement touchées dans diverses conditions de chargement axiales. Les effets de la vitesse de déformation et les effets de confinement sont très sensibles au niveau de la charge axiale, et le comportement de l'impact résultant des colonnes n'a pas été étudié à un niveau satisfaisant. Par exemple, des éléments en béton sous la flexion présentent une plus grande sensibilité vis-à-vis de la vitesse de déformation que les éléments sous compression. Cela signifie que la sensibilité à la vitesse de déformation d'une colonne peut être modifiée avec la charge axiale.

- Les effets de confinement sont un facteur déterminant de la ductilité des colonnes et la contrainte peut ainsi augmenter jusqu'à 200% en raison de l'effet de confinement. Une plus grande sensibilité à la vitesse de déformation de la résistance à la traction du béton réduit les fissures sous des charges d'impact, tout en augmentant l'adhérence entre l'armature et le béton.

- Sur la base des conclusions de ce chapitre, une recherche exhaustive est proposée afin de combler les lacunes dans les connaissances. Ainsi dans notre cas les des facteurs pris en compte sont la charge axiale, le pourcentage d'armatures, l'espacement des armatures transversales et qui ce sont avérés comme les des principaux paramètres dans le calcul.

CHAPITRE III

ANALYSE ANALYTIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

3.1 Introduction:

Dans ce chapitre, une présentation d'une étude analytique est décrite afin de déterminer la capacité de la charge axiale, la charge critique ainsi que l'impulsion et l'impulsion critique en fonction de plusieurs paramètres à savoir le diamètre de la colonne D , le pourcentage d'acier longitudinal ρ_l , contrainte caractéristique f_{c28} de béton, la hauteur effective H , la limite d'élasticité f_e de l'acier, la section d'armatures A_t et l'espacement S des cadres. Le but est de développer une expression qui permettra l'évaluation de la capacité portante de la colonne à partir d'une analyse par régression linéaire. Cette analyse nous a permis de déterminer la force de crête prédite P de l'impulsion critique en fonction des variables déjà énoncées.

3.2 Détermination de la Capacité de la Charge Axiale:

Afin de mieux cerner le problème, il a été décidé d'introduire les paramètres jugés les plus influents tels que le diamètre, la hauteur, le pourcentage d'armatures, la résistance à la compression du béton, les armatures transversales et leur espacement ainsi que la limite élastique de l'acier pour l'évaluation de la capacité de la charge axiale tenant compte de la norme américaine **ACI 318** :

$$Pd = 0.6[0.85 f_c'.Ac + A_s.f_e]. \Phi \dots\dots\dots 3.1$$

Facteur de réduction du Poteau $\Phi=0.6$

$$A_g = A_c + A_s = \frac{(\pi D^2)}{4} \dots\dots\dots 3.2$$

$$A_s = \rho_g * A_g \dots\dots\dots 3.3$$

$$A_c = (1 - \rho_g) * A_g \dots\dots\dots 3.4$$

$\lambda \leq 25$ Colonne circulaire

$$\lambda = \frac{l_f}{r} = \frac{(0,7h)}{(0,25D)} \dots\dots\dots 3.5$$

$$2,8h \leq 25 D$$

$$0,112h \leq D$$

Le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA) stipule que la section A_t du brin ou des brins d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l f_{el} St(mm)}{16 f_{et} 100} \Rightarrow \frac{A_t}{St(m)} \geq \frac{A_l f_{el}}{1,6 f_{et}} \dots\dots\dots 3.6$$

Où:

$$f_{el} = f_{et}$$

$$P_d = 0,6[0,85f_c(1 - \rho_g) * A_g + \rho_g * A_g f_e]$$

$$P_d = 0,6[0,85f_c(1 - \rho_g) * \frac{(\pi D^2)}{4} + \left(\frac{A_t \cdot 1,6 \cdot f_{el}}{St(m) \cdot f_{el}}\right) f_e]$$

$$P_d = 0,6[0,85f_c(1 - \rho_g) * \left(\frac{\pi D \cdot 0,112 \cdot h}{4}\right) + \frac{A_t \cdot 1,6 \cdot f_e}{St(m)}] \dots\dots\dots 3.7$$

3.3 Dérivation des Relations Empiriques pour Prédire l'Impulsion Critique:

Alors que les études paramétriques individuelles révèlent quelques caractéristiques intéressantes des colonnes sous chargement d'impact, elles ne révèlent pas leur contribution collective en ce qui concerne les conceptions de routine des colonnes. Pour comprendre globalement les effets cumulatifs des principaux paramètres de conception, une analyse approfondie par régression multi variée statistique a été réalisée. Cette section décrit une partie de l'analyse par régression.

Les relations empiriques sont développées par étapes en faisant varier chaque paramètre à la fois et combiner ensuite pour produire une équation basée sur la méthode des moindres carrés, qui peut être utilisée pour quantifier la force maximale et l'impulsion associée à un niveau proche de l'effondrement des colonnes pleinement chargées. Certains termes dans les relations empiriques ont des explications théoriques et ainsi donc les relations peuvent être considérés comme semi-empiriques. Les résultats finaux sont des valeurs approximatives pour les caractéristiques de l'impulsion critique en termes du pic de la force P_c , et de l'Impulsion I_c , en particulier pour un impact de **100 ms**. La relation est valable dans des conditions spécifiques comme discuté ci-après.

3.4 Dérivation des Equations par Régression Linéaire Simple:

Une corrélation linéaire simple entre les paramètres à savoir le diamètre de la colonne D , le pourcentage d'acier ρ_l , contrainte caractéristique f_{c28} , de béton, la hauteur effective H de la colonne, et la limite d'élasticité f_e , la section d'armatures A_t et l'espacement S des cadres, est déterminée en utilisant un programme statistique "Excel".

L'objectif de l'analyse statistique est de vérifier si l'équation peut prendre en compte cumulativement les variables clés et de prédire la force maximale et l'impulsion associée qui peuvent conduire à un quasi-effondrement d'une colonne lors d'un choc sous une vitesse d'impact de 100 ms. Une analyse par régression multiple est effectuée sur les données pour obtenir les coefficients de corrélation d'une relation linéaire possible. Les résultats de l'analyse sont décrits dans la section suivante.

3.4.1 Descriptions des Résultats (sorties)

Le tableau 3.1 donne les statistiques descriptives pour la variable dépendante P , suivie par toutes les variables indépendantes dans l'ordre de l'entrée de la colonne. Un total des 6 paramètres pour 4 accommodation soit 4096 de données est utilisé, et l'écart-type de chaque terme est également donnée.

Tableau 3.1: les données statistiques descriptives

variable	Donnée1	Donnée 2	Donnée 3	Donnée 4
Diamètre d (m)	0,45	0,5	0,55	0,6
Hauteur h (m)	3	3,25	3,5	3,75
Taux d'acier ρ_g	0,01	0,02	0,03	0,04
l'espacement des cadres S (mm)	60	100	160	200
la section A_t (mm)	28	50	79	113
contrainte caractéristique de béton f'_c (Mpa)	25	30	40	50
la limite d'élasticité f_e (MPa)	400			

3.4.2 Corrélation de Pearson

Le coefficient de corrélation de Pearson est un nombre compris entre -1 et +1 qui mesure le degré d'association entre deux variables X et Y . Un coefficient égal à 1 indique une corrélation positive parfaite entre les deux variables. À l'inverse, un coefficient de - 1 indique une corrélation négative parfaite. Ainsi lorsque la variable X augmente, la variable Y diminue dans la même proportion. Dans les deux cas, les points tombent parfaitement

sur la droite. Un coefficient de 0 indique qu'il n'y a aucune relation entre les deux variables. Ainsi, la variation de l'une n'est aucunement associée à la variation de l'autre. Il faut signaler aussi que plus la valeur du coefficient est proche de + 1 ou de - 1, plus les deux variables sont associées fortement. Au contraire, plus le coefficient est près de 0, moins les variables partagent de covariance et donc, moins l'association est forte. On peut qualifier la force de cette relation avec les balises de Cohen concernant la taille d'effet d'association.

La corrélation de Pearson est calculée comme suit:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{(n-1)S_x S_y} \dots\dots\dots 3.8$$

Où X_i et Y_i sont deux variables quelconques, et \bar{X} et \bar{Y} sont les valeurs ajustées. S_x et S_y représentent les moyennes associées respectivement aux écarts types. Le terme $(X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})$ régit le signe de la corrélation en fonction des valeurs respectives de X_i et Y_i . Les coefficients de corrélation mesurent la force d'une relation linéaire entre les deux variables. Une valeur de ± 1 indique une relation linéaire parfaite et la relation a tendance à diminuer lorsque le coefficient diminue. En général, une plage entre $\pm 1,0$ et $\pm 0,7$ indique une forte association et une valeur comprise entre $\pm 0,7$ et $\pm 0,3$ représente une association négative. Cette définition est toutefois quelque peu arbitraire. En outre, la corrélation dépend également de la taille de l'échantillon et ne reflète pas la signification pratique. Comme il existe un certain nombre de variables indépendantes les corrélations entre chaque paire peuvent être disposées dans une matrice, comme indiqué dans le tableau 3.2. On peut voir qu'il ya une corrélation inverse entre la force maximale P , et la hauteur H . La relation de P , les paramètres tels que S , A_t et f_e sont aussi en accord avec la perception générale.

D'autre part, les corrélations considérables qui existent entre les différents paramètres indiquent que d'autres options peuvent être adoptées. Cependant, pour un cas général de la charge axiale sur une colonne et en l'absence d'orientation de la conception d'impact, d'autres variables telles que l'espacement de l'acier et son diamètre peuvent être considérés comme arbitraire. Par conséquent, les facteurs de corrélation ne reflètent pas l'effet réel sur l'amélioration des capacités et où la corrélation ne modifie pas la régression.

Tableau 3.2: Pearson correlation

	D	H	ρ_l	S	A_t	f_{c28}	P
D	1						
H	-3.9031E-18	1					
ρ_l	3.3424E-16	1.938E-17	1				
S	0	0	-2.377E-17	1			
A_t	3.077E-17	0	5.8073E-17	0	1		
f_{c28}	-2.6663E-17	0	8.2672E-18	0	0	1	
P	0.35990703	0.27992769	-0.03875922	-0.13275209	0.13784371	0.8563386	1

3.4.3 Coefficients de Détermination et de l'Analyse de la Variance

Selon le tableau 3.3, le coefficient de détermination (R^2) indique que 97% de la variation de P, est expliquée par la variation des variables X indépendantes, et la valeur de $R= 0,98$, ce qui représente la racine carré de R^2 et ainsi indique une forte corrélation entre les variables X et Y. L'erreur type d'estimation, **0,121** est à seulement 3,9% de la moyenne de $P=3.092$. Ceci indique que le modèle de régression multiple a calculé avec précision une grande quantité des valeurs de P. Le coefficient de détermination ajusté (R^2_{adj}) fournit une estimation non biaisée du coefficient de détermination en permettant des degrés de liberté de R^2 notamment avec les nombreuses variables indépendantes.

Tableau 3.3 : coefficient de détermination de l'équation

Statistiques de la régression	
Coefficient de détermination multiple(R)	0.98961339
Coefficient de détermination R^2 (R^2)	0.97933466
Coefficient de détermination R^2 (R^2_{adj})	0.97930434
Erreur-type(S_p)	0.1211772
Observations	4096

L'analyse de la variance est utilisée pour déterminer s'il existe une différence entre trois ou plusieurs ensembles de valeurs tandis que le t-test est utilisé pour comparer les deux groupes. La première rangée de la Table 3.4 indique l'importance du modèle de régression multiple. Le carré moyen le plus grand en valeur de la régression est de 474.23 par rapport à l'erreur résiduelle qui est de 0.0146 indique que le modèle est très significatif avec une probabilité nulle de l'erreur. La valeur F statistique de la régression linéaire

indique la probabilité statistique des coefficients de régression partielle d'une régression linéaire multiple est égal à zéro.

Tableau 3.4 : Analyse de la variance

	Degré de liberté	Somme des carrés	Moyenne des carrés	F	Valeur critique de F
Régression	6	2845.4281	474.2380167	32296.431	0
Résidus	4089	60.04252449	0.014683914		
Total	4095	2905.470625			

3.4.4 Interprétation des Résultats de la Régression:

Une représentation graphique décrit la relation entre une variable donnée indépendante (X_i) et la variable de réponse (Y_i), avec un ajustement de la variable indépendante pour refléter l'effet d'autres variables indépendantes dans le modèle. Ainsi, il trace les résidus de la régression variable de la réponse (Y_i) prédites à partir de toutes les autres variables indépendantes. Par exemple, dans la Figure (3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, et 3.6) l'axe Y représente les résidus d'une régression multiple de Pen fonction de toutes les autres variables indépendant est elles que la hauteur, qualité de béton, etc., sauf l'axe des abscisses représentant le diamètre D. Ainsi l'axe X représente les résidus d'une régression multiple du diamètre D contre les autres variables indépendant est elles que qualité de béton, le rapport de l'acier, etc.

Lorsque vous effectuez une analyse de régression linéaire avec une seule variable indépendante, chaque donnée dispersée donne une bonne indication de la nature de la relation entre la variable de réponse et chaque variable indépendante. Comme il y a plus d'une variable indépendante dans cette analyse, les données de régression partielle indiquent avec précision la relation appropriée lorsque la variable indépendante a une forte corrélation avec d'autres variables indépendantes dans le modèle. Une tendance linéaire indique une relation significative entre Y et X_i . Aussi la régression des ensembles de résidus doit passer par l'origine et ont la même pente que le coefficient de régression pour que une variable indépendante X_i particulière. L'influence des valeurs individuelles de données sur l'estimation du coefficient de régression est clairement visible les résultats.

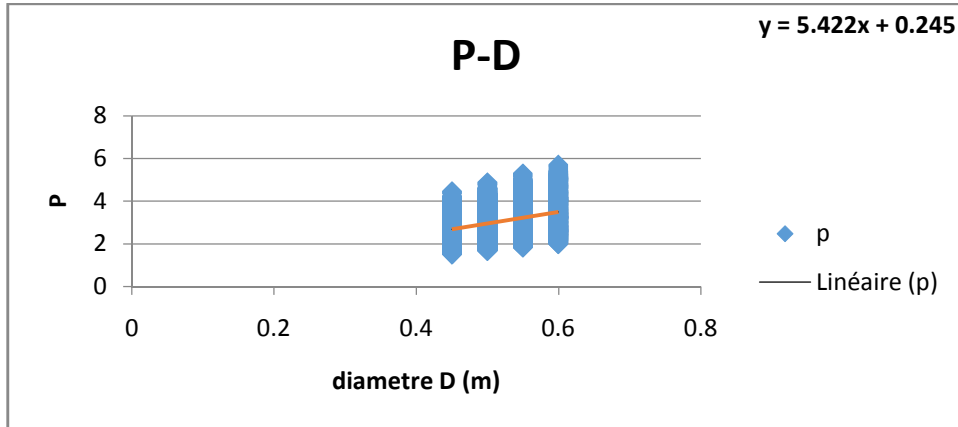


Figure 3.1 : régression partielle P en fonction du diamètre

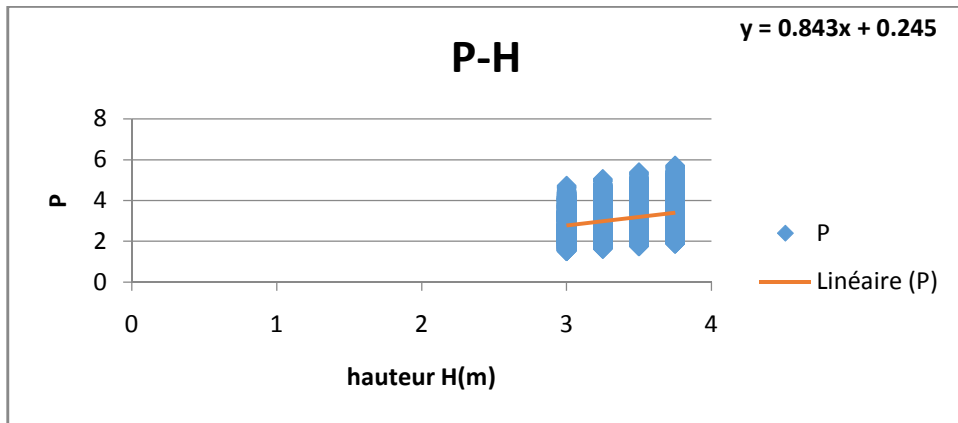


Figure 3.2 : régression partielle P en fonction de la hauteur

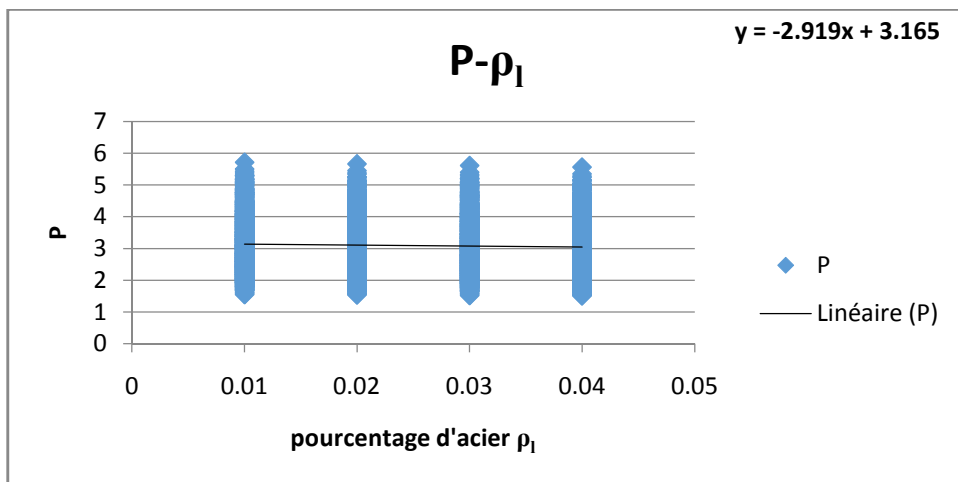


Figure 3.3 : régression partielle P en fonction de pourcentage d'acier

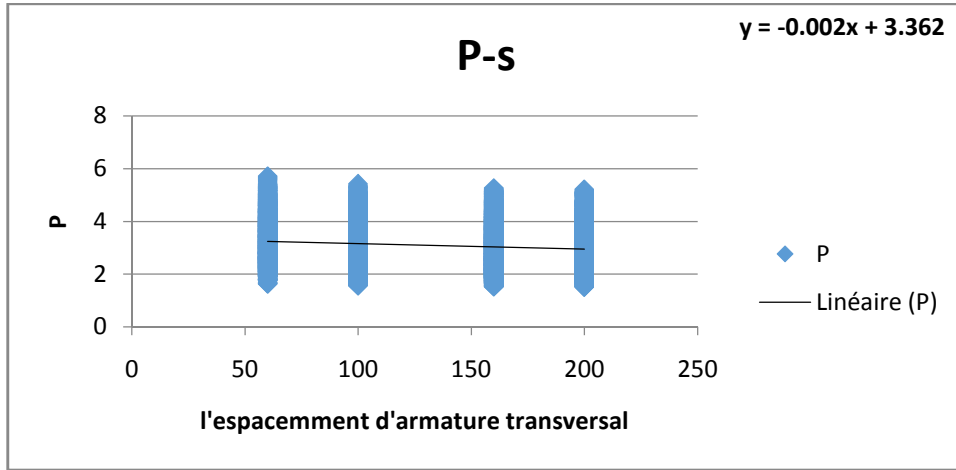


Figure 3.4 : régression partielle P en fonction d'espacement de cadre

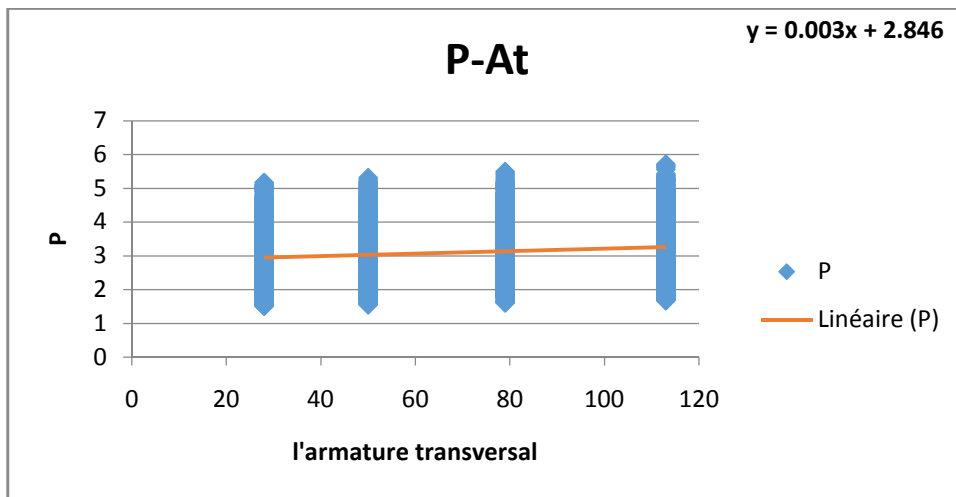


Figure 3.5 : régression partielle P en fonction d'armature transversale

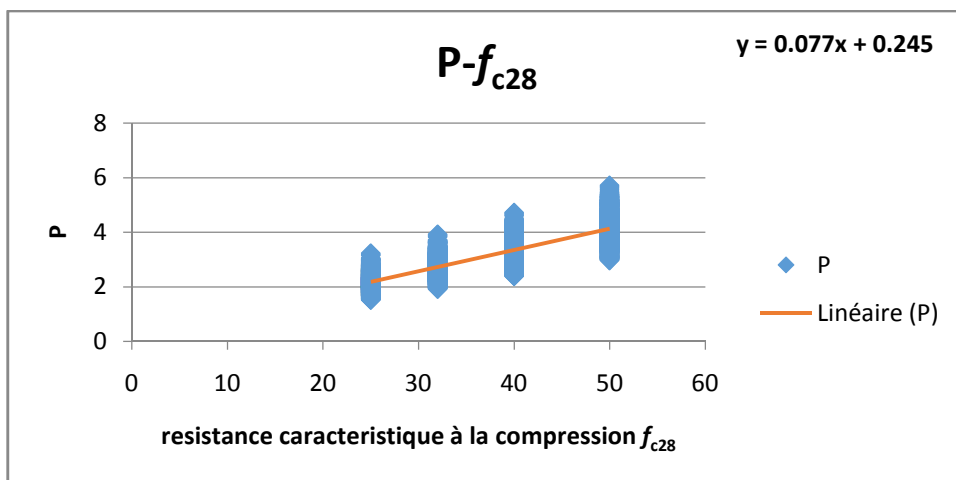


Figure 3.6 : régression partielle P en fonction de la contrainte de compression du béton

Les points périphériques peuvent être identifiés par l'examen des champs X-Y. Il est courant qu'un ou plusieurs points de données dans un échantillon ne respectent pas le modèle choisi.

Toutefois, un test statistique formel est nécessaire pour identifier ces points périphériques pour éviter de classer trop de points en périphérie. Comme les résultats des tests sont basés sur l'analyse par éléments finis, les déviations sont produites en raison de résultats exceptionnels, qui résultent des vibrations d'ordre supérieur et d'autres propriétés inhérentes des colonnes affectées. Donc pas de points périphériques déclarés dans cette analyse car ils ne résultent pas d'erreurs numériques.

3.4.5 Coefficients de Régression et la Dérivation des Equations Linéaires

Le tableau 3.5 présente les coefficients de l'équation de régression linéaire. $S_{y,x}$ est l'erreur type d'estimation qui est définie comme la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne; il est la variance de Y tenant compte de la dépendance de Y sur X. S_{β} est l'erreur type de la pente (β) donné en pointillés sur les figures (3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, et 3.6) et elle est définie comme le rapport $S_{xy} / \Sigma X^2$. Des intervalles de confiance de 95% (CI) sont données dans la colonne suivante et T représente la statistique t. Ici, le t est basée sur l'hypothèse selon laquelle chaque coefficient de régression partielle (β_i) suit une loi normale. Les tests de valeur de t si un coefficient de régression partielle diffère d'une valeur particulière b et est calculé comme;

$$t = (\beta_i - b) / S_{y,x} \sqrt{c_{ii}} \dots\dots\dots 3.9$$

où C_{ii} est un élément de la matrice inverse de la somme des produits croisés corrigé.

Tableau 3.5 : coefficients de régression des équations linéaires

	Coefficients	Erreur-type	Statistique t	Prob .	Limite inférieure pour seuil de confiance = 95%	Limite supérieure pour seuil de confiance = 95%	Limite inférieure pour seuil de confiance = 95.0%	Limite supérieure pour seuil de confiance = 95.0%
Constante	-5.351	0.031	-173.307	0	-5.411	-5.290	-5.411	-5.290
D	5.422	0.034	160.094	0	5.356	5.488	5.356	5.488
H	0.843	0.008	124.518	0	0.830	0.856	0.830	0.856
p_l	-2.920	0.169	-17.241	2.34E-16	-3.251	-2.587	-3.2517	-2.587
S	-0.002	3.515E-05	-59.051	0	-0.002	-0.002	-0.002	-0.002
At	0.00364	5.936E-05	61.316	0	0.003	0.003	0.003	0.003
f_{c28}	0.077	0.000	380.919	0	0.077	0.077	0.077	0.077

$$P_{sem} = 5.422D + 0.843H - 2.92\rho l - 0.002S + 0.00364A_t + 0.077f_{c28} - 5.351 \dots \dots \dots 3.10$$

L'équation ci-dessus peut être utilisée pour calculer la force de crête prédite P de l'impulsion critique sous l'effet d'un impact de véhicule roulant à une vitesse de 100ms. Les erreurs types des coefficients de régression sont également données et la signification du coefficient de régression est déterminée par un test *t*. Par exemple, pour le diamètre D le coefficient de régression est de $+ 5,422 \pm 0,034$ et varie de sa limite de confiance -95% de 5,356 à sa limite de confiance + 95% de 5,488. La valeur *t* de ce coefficient de 160.094 est significative avec une probabilité nulle de l'erreur. En revanche, le coefficient correspondant au taux d'acier longitudinal est significatif puisque $t = -17.241$, et donc l'effet sur la valeur finale est considérable, même si la probabilité de l'erreur est nulle. Le coefficient de régression partielle standard, S_β témoigne de l'importance relative de chaque variable indépendante. Une variable avec une valeur élevée S_β est relativement plus importante qu'une variable avec un S_β inférieur. Le coefficient S_β prend essentiellement en compte la variation possible des différentes variables X. Si f_{c28} est mesurée en Pascal Pa, plutôt qu'en Meg pascal MPa, alors de très différents coefficients de régression partielle seraient prévu en raison de la différence d'échelle, alors que les coefficients de régression partiels standardisés prennent cette différence d'échelle en compte dans la comparaison.

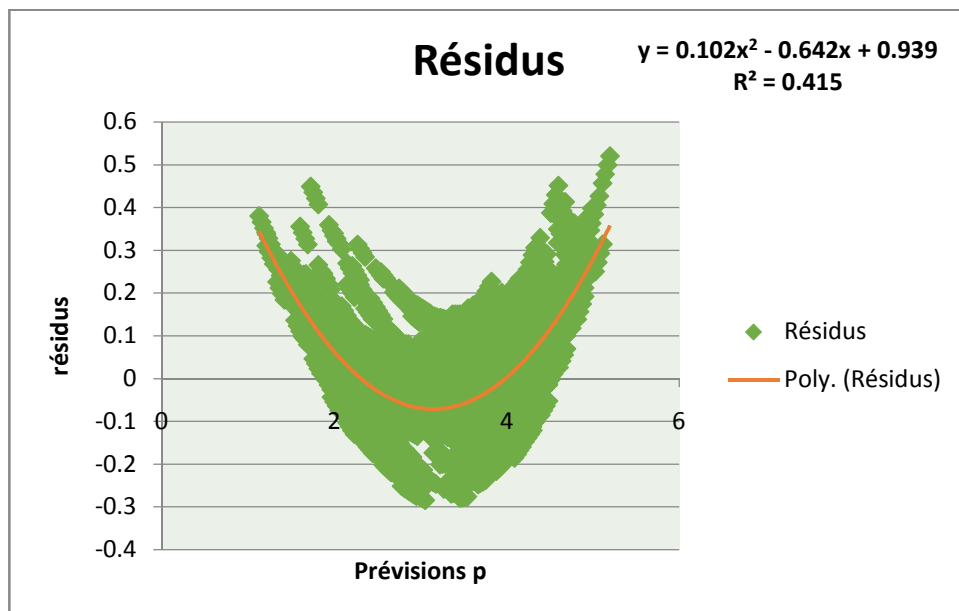


Figure 3.7 : Précision de la prédiction par des équations linéaires

La figure 3.7 représente la précision des points de données prédites par rapport aux valeurs observées. Les résidus sont calculés comme (Observé (P) - prédit (P)) et donc les résidus positifs et négatifs indiquent une sous et sur la prévision des points de données respectivement. En considérant la distribution des résidus de l'exactitude des prévisions P, celles-ci peuvent encore être améliorées. Ainsi les corrections P_c et I_c sont donnés par les relations respectives suivantes :

$$P_c = 0,102(P_{sem})^2 + 0,358P_{sem} + 0,939 \dots \dots \dots 3.11$$

$$I_c = 0.0514P_c \dots \dots \dots 3.12$$

3.5 Dérivation des Equations Linéaire Multiple :

L'équation linéaire multiple est calculée en supposant que tous les paramètres sont indépendants et il n'y a pas de corrélation entre eux. Les relations mathématiques entre les variables individuelles et le pic de la force d'impulsion sont déterminés en changeant une variable tout en maintenant les autres fixes. L'équation ci-dessous peut être utilisée pour calculer la force de pic prédite P de l'impulsion critique typique d'un impact de véhicule.

$$P_{sim} = -5.283D - 0.82H + 5.83\rho_l + 0.0076A_t - 0.075f_{c28} + 1.6d * H - 5.56D * \rho_l + 0.14D * f_{c28} - 0.079 \rho_l * f_{c28} - 3.075 * 10^{-5} s * A_t + 0.0229H * f_{c28} + 2.7 \dots \dots \dots 3.13$$

D'où les valeurs corrigées de P_c et sont donnés par ;

$$P_c = 0.002P_{sim}^2 + 0.988P_{sim} + 0.019 \dots \dots \dots 3.14$$

$$I_c = 0.0514P_c \dots \dots \dots 3.15$$

Où P est la force de Pic (non corrigée), P_c est la force de Pic (corrigée), I_c est l'Impulsion (corrigée), D est le diamètre de la colonne en m, ρ_l est le taux d'acier longitudinal, f_{c28} est la résistance à la compression du béton en N/mm^2 , H est la hauteur en m, f_e est la limite d'élasticité des cerceaux en N/mm^2 , A_t est la section de cerceau en mm^2 et S est l'espacement des cerces en m. Ceci est une amélioration significative dans la mesure où les incertitudes associées avec le comportement des colonnes de béton d'impact sont concernées. Une fois que l'impulsion I_c corrigée est connue, la vitesse critique, v peut être calculé pour une masse connue d'impact m (kg) d'un véhicule, en mètres par seconde (ms^{-1}) à l'aide de la relation donnée par l'équation 3.16. Par exemple, l'Eurocode EN 1991-1-7 (2006) a suggéré que la masse moyenne de 1500 kg pour les voitures et 20.000 kg pour les camions.

$$I_c = m v \dots\dots\dots 3.16$$

3.6 Validation de la Capacité Corrigée par Rapport à la Capacité ACI :

3.6.1 Validation de la Capacité en Equation Linéaire Simple :

Avec l'introduction de l'équation corrigée, sur la prédiction de la force maximale, P_c est réduite jusqu'à $\pm 10\%$; Nous avons dans le tableau suivant certains des pourcentages estimés de la capacité corrigée des capacités ACI par rapport en équation linéaire simple:

Tableau 3.6 : validation de la capacité par rapport aux résultats de l'équation linéaire simple

P_{ACI}	$P_{simulation}$	$P_{cooregée}$	validation P_c/P_{ACI}
1.6774	1.4945	1.7019	1.0146
1.9770	1.8795	1.9722	0.9975
2.5763	2.6495	2.6035	1.0106
3.1756	3.4195	3.3559	1.0568
1.8182	1.5737	1.7550	0.9652
2.1178	1.9587	2.0315	0.9593
2.7171	2.7287	2.6753	0.9846
3.3164	3.4987	3.4401	1.0373
2.9027	2.8331	2.7719	0.9550
3.5020	3.6031	3.5531	1.0146
3.7196	3.7255	3.6884	0.9916
1.6057	1.4145	1.6495	1.0273
1.9053	1.7995	1.9135	1.0043
2.5046	2.5695	2.5323	1.0111
3.1039	3.3395	3.2721	1.0542
1.6902	1.4937	1.7013	1.0066
1.9898	1.8787	1.9716	0.9908
2.5891	2.6487	2.6028	1.0053
3.1884	3.4187	3.3550	1.0523
1.8015	1.5981	1.7716	0.9834
2.1012	1.9831	2.0501	0.9757
2.7005	2.7531	2.6977	0.9990
3.2997	3.5231	3.4663	1.0505
2.7005	2.7531	2.6977	0.9990
2.2317	2.1055	2.1449	0.9611
2.8310	2.8755	2.8118	0.9932
3.4303	3.6455	3.5996	1.0494
1.8650	1.6795	1.8280	0.9801
2.4643	2.4495	2.4279	0.9852
3.0636	3.2195	3.1488	1.0278
1.9178	1.7587	1.8841	0.9824

3.6.2 Validation de la Capacité en Equation Linéaire Multiple :

Avec l'introduction de l'équation corrigée, sur la prédiction de la force maximale, P_c est réduite jusqu'à $\pm 19\%$; Nous avons dans le tableau suivant certains des pourcentages estimés de la capacité corrigée des capacités ACI par rapport en équation linéaire multiple:

Tableau 3.7 : validation de la capacité avec les résultats de l'équation linéaire multiple

P_{ACI}	$P_{simulation}$	$P_{cooregée}$	validation P_c/P_{ACI}
1.6774	1.3945	1.4007	0.8350
1.9770	1.6741	1.6786	0.8491
2.5763	2.2332	2.2354	0.8677
3.1756	2.7923	2.7934	0.8796
1.8182	1.5617	1.5669	0.8618
2.7171	2.4004	2.4021	0.8841
3.3164	2.9595	2.9605	0.8927
2.0038	1.7821	1.7861	0.8914
2.3034	2.0617	2.0644	0.8962
2.9027	2.6208	2.6221	0.9033
3.5020	3.1799	3.1809	0.9083
2.2214	2.0405	2.0434	0.9199
2.5210	2.3201	2.3220	0.9211
3.1203	2.8792	2.8802	0.9231
3.7196	3.4383	3.4397	0.9247
1.6057	1.3945	1.4007	0.8723
1.9053	1.6741	1.6786	0.8810
2.5046	2.2332	2.2354	0.8925
2.4931	2.4004	2.4021	0.9635
1.6499	1.7821	1.7861	1.0826
2.5488	2.6208	2.6221	1.0288
3.1481	3.1799	3.1809	1.0104
1.7151	2.0405	2.0434	1.1914
2.0148	2.3201	2.3220	1.1525
2.6141	2.8792	2.8802	1.1018
3.2133	3.4383	3.4397	1.0704
1.6623	1.3823	1.3885	0.8353
2.5521	2.2091	2.2113	0.8665
3.1453	2.7603	2.7614	0.8779
2.6929	2.3763	2.3780	0.8831
1.9887	1.7699	1.7739	0.8920
2.2063	2.0283	2.0311	0.9206

3.7 Interprétation des Résultats :

Les résultats de l'équation linéaire par la capacité du Corrège de la main D'un autre côté les variables des paramètres, représenté par dans les graphiques suivants :

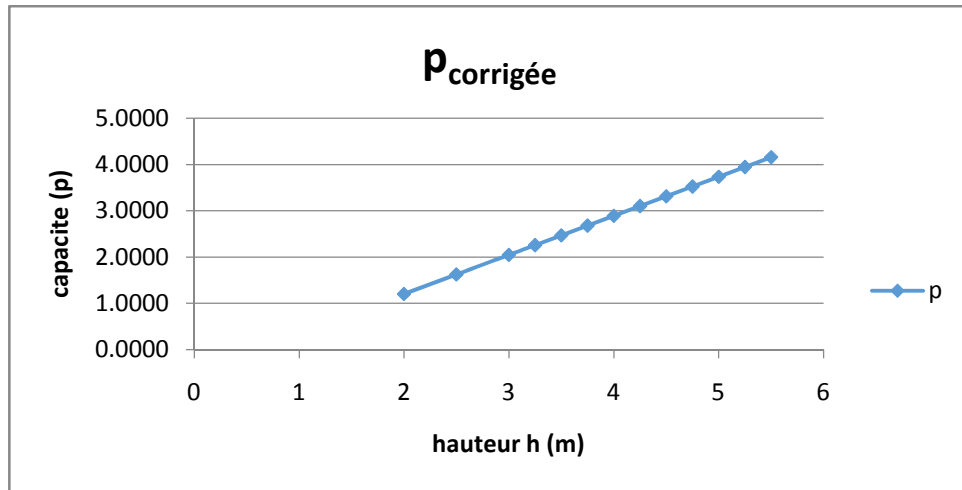


Figure 3.8: graphique de la relation entre la hauteur par rapport la capacité corrigée

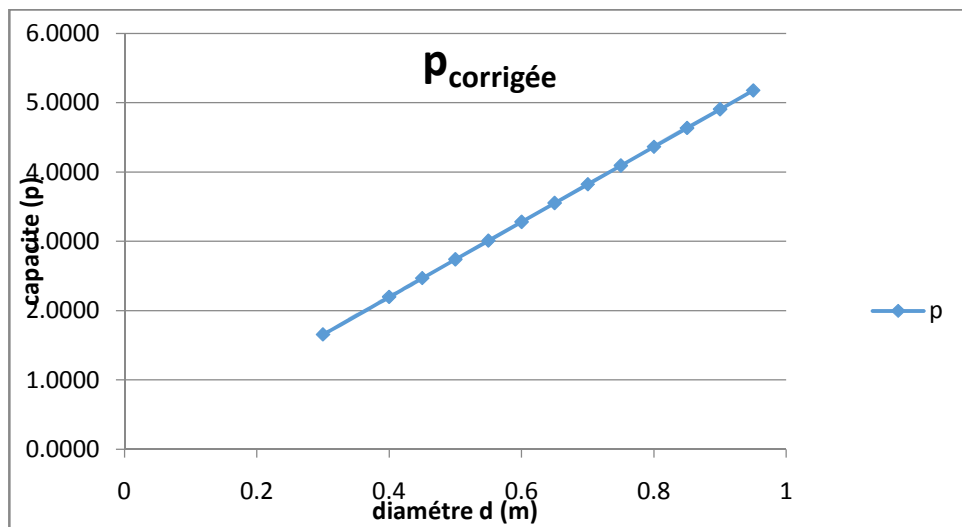


Figure 3.9 : relation entre le diamètre et la capacité corrigée

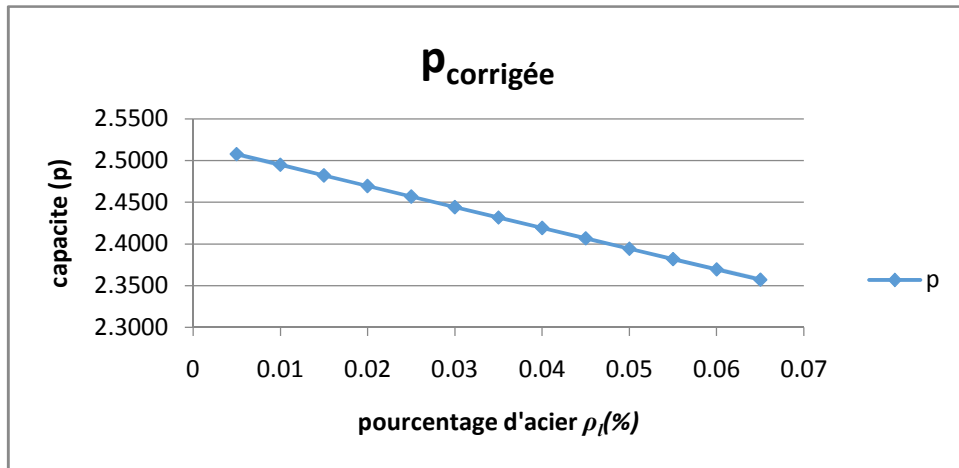


Figure 3.10 : relation entre le pourcentage d'acier longitudinal et la capacité corrigée

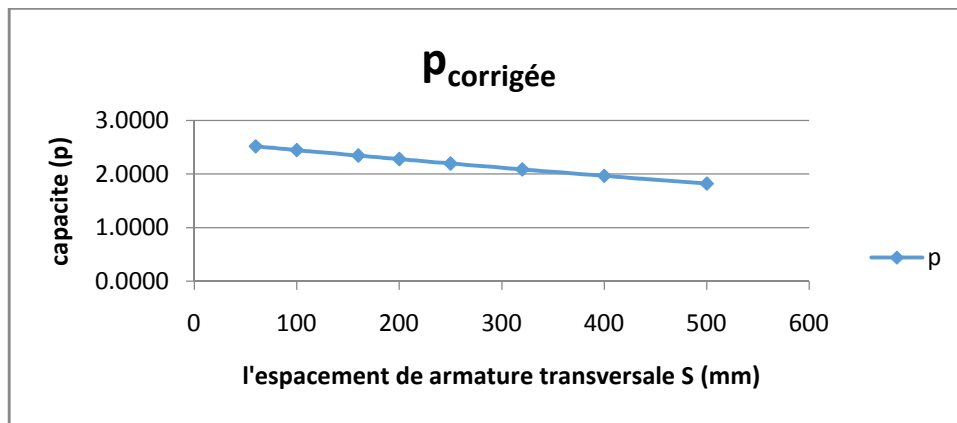


Figure 3.11 : relation entre l'espacement des armatures transversales et la capacité corrigée

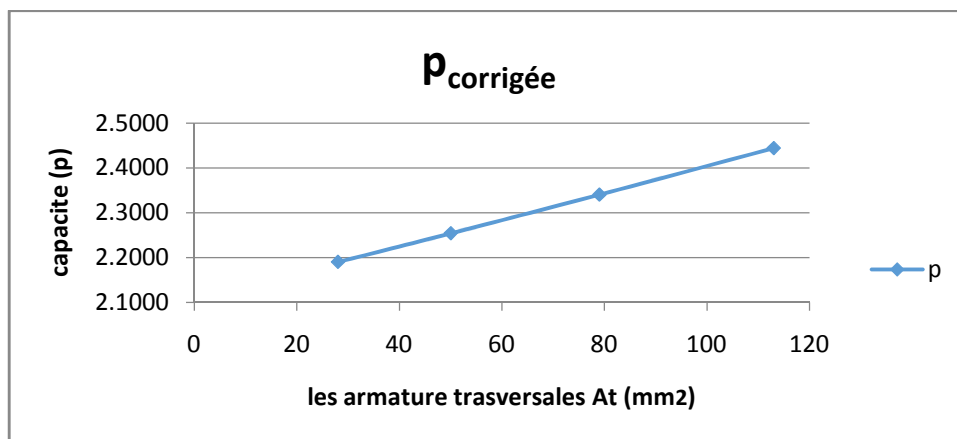


Figure 3.12 : relation entre les armatures transversales et la capacité corrigée

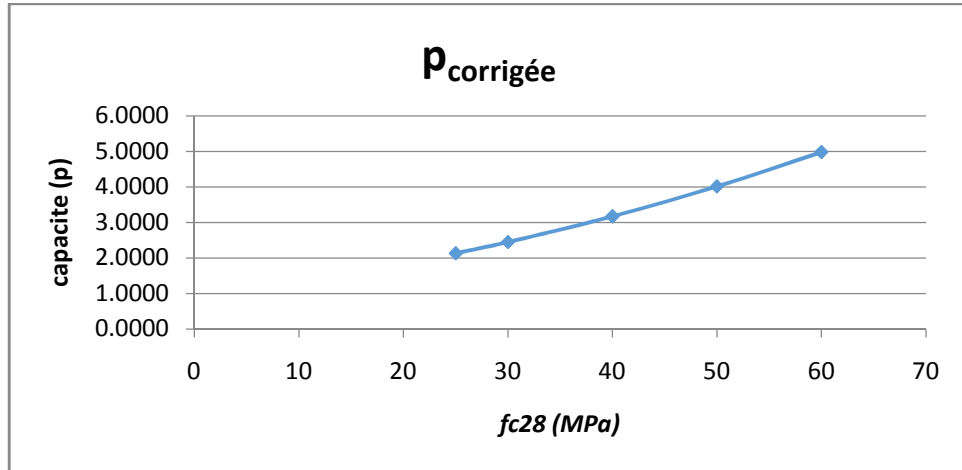


Figure 3.13 : relation entre f_{c28} et la capacité corrigée

3.8 Plage de Validation des Equations :

Construction de la zone **de confiance** à $100(1-\alpha)\%$ autour de la droite ajustée (schéma ci-après). On se situe ici encore dans le contexte paramétrique.

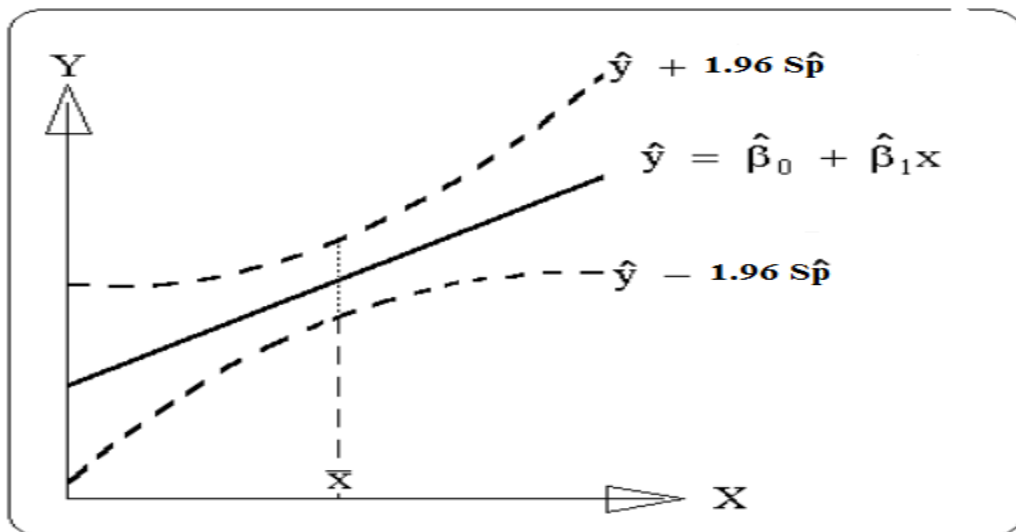


Figure 3.14 : Intervalles de la plage valide des équations

$S_{\hat{p}}$: Erreur typique de y (capacité **selon le code ACI**) égale **0.121**(Tableau 3.3) ;

\hat{y} : Capacité d'Estimation ;

$t_{n-2; \alpha/2} = 1.96$ si $n \geq 100$;

3.8.1 Plage de Validation de la Variable D :

$P = f(D = \text{variable}; H = \text{constant}; \rho_l = \text{constant}; S = \text{constant}; A_t = \text{constant}; f_{c28} = \text{constant})$; Le résultat dans le tableau 3.8 suivante :

Tableau 3.8 : Validation en Fonction de la variable D

D	H	ρ_l	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.1	3.5	0.03	100	113	30	0.8906	0.3337	0.5709	0.8081
0.15	3.5	0.03	100	113	30	1.1190	0.6048	0.8420	1.0792
0.2	3.5	0.03	100	113	30	1.3473	0.8759	1.1131	1.3503
0.25	3.5	0.03	100	113	30	1.5756	1.1470	1.3842	1.6214
0.3	3.5	0.03	100	113	30	1.8040	1.4181	1.6553	1.8925
0.4	3.5	0.03	100	113	30	2.2607	1.9603	2.1975	2.4347
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.5	3.5	0.03	100	113	30	2.7174	2.5025	2.7397	2.9769
0.55	3.5	0.03	100	113	30	2.9457	2.7736	3.0108	3.2480
0.6	3.5	0.03	100	113	30	3.1740	3.0447	3.2819	3.5191
0.65	3.5	0.03	100	113	30	3.4024	3.3158	3.5530	3.7902
0.7	3.5	0.03	100	113	30	3.6307	3.5869	3.8241	4.0613
0.75	3.5	0.03	100	113	30	3.8591	3.8580	4.0952	4.3324
0.8	3.5	0.03	100	113	30	4.0874	4.1291	4.3663	4.6035
0.85	3.5	0.03	100	113	30	4.3158	4.4002	4.6374	4.8746

3.8.2 Plage de Validation de la Variable H :

$P = f(H = \text{variable}; D = \text{constant}; \rho_l = \text{constant}; S = \text{constant}; A_t = \text{constant}; f_{c28} = \text{constant})$; Le résultat dans le tableau 3.9 suivante :

Tableau 3.9 : Validation en Fonction de la Variable H

D	H	ρ_l	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.45	2	0.03	100	113	30	1.6083	0.9669	1.2041	1.4413
0.45	2.5	0.03	100	113	30	1.9018	1.3884	1.6256	1.8628
0.45	3	0.03	100	113	30	2.1954	1.8099	2.0471	2.2843
0.45	3.25	0.03	100	113	30	2.3422	2.0207	2.2579	2.4950
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.45	3.75	0.03	100	113	30	2.6358	2.4422	2.6794	2.9165
0.45	4	0.03	100	113	30	2.7826	2.6529	2.8901	3.1273
0.45	4.25	0.03	100	113	30	2.9294	2.8637	3.1009	3.3380
0.45	4.5	0.03	100	113	30	3.0762	3.0744	3.3116	3.5488
0.45	4.75	0.03	100	113	30	3.2230	3.2852	3.5224	3.7595
0.45	5	0.03	100	113	30	3.3698	3.4959	3.7331	3.9703

3.8.3 Plage de Validation de la Variable ρ_1 :

$P = f(\rho_1 = \text{variable} ; D = \text{constant} ; H = \text{constant} ; S = \text{constant} ; A_t = \text{constant} ; f_{c28} = \text{constant})$; Le résultat dans le tableau 3.10 suivante :

Tableau 3.10 : Validation en Fonction de la variable ρ_1

D	H	ρ_1	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.45	3.5	0.005	100	113	30	2.5420	2.3044	2.5416	2.7788
0.45	3.5	0.01	100	113	30	2.5314	2.2898	2.5270	2.7642
0.45	3.5	0.015	100	113	30	2.5208	2.2752	2.5124	2.7496
0.45	3.5	0.02	100	113	30	2.5102	2.2606	2.4978	2.7350
0.45	3.5	0.025	100	113	30	2.4996	2.2460	2.4832	2.7204
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.45	3.5	0.035	100	113	30	2.4784	2.2168	2.4540	2.6912
0.45	3.5	0.04	100	113	30	2.4678	2.2022	2.4394	2.6766
0.45	3.5	0.045	100	113	30	2.4572	2.1876	2.4248	2.6620
0.45	3.5	0.05	100	113	30	2.4466	2.1730	2.4102	2.6474

3.8.4 Plage de Validation de la Variable S :

$P = f(S = \text{variable} ; D = \text{constant} ; H = \text{constant} ; \rho_1 = \text{constant} ; A_t = \text{constant} ; f_{c28} = \text{constante})$; Le résultat dans le tableau 3.11 suivant :

Tableau 3.11 : Validation en Fonction de la Variable S

D	H	ρ_1	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.45	3.5	0.03	50	113	30	2.9229	2.3314	2.5686	2.8058
0.45	3.5	0.03	60	113	30	2.7783	2.3114	2.5486	2.7858
0.45	3.5	0.03	70	113	30	2.6750	2.2914	2.5286	2.7658
0.45	3.5	0.03	80	113	30	2.5975	2.2714	2.5086	2.7458
0.45	3.5	0.03	90	113	30	2.5372	2.2514	2.4886	2.7258
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.45	3.5	0.03	110	113	30	2.4496	2.2114	2.4486	2.6858
0.45	3.5	0.03	130	113	30	2.3889	2.1714	2.4086	2.6458
0.45	3.5	0.03	160	113	30	2.3263	2.1114	2.3486	2.5858
0.45	3.5	0.03	200	113	30	2.2721	2.0314	2.2686	2.5058
0.45	3.5	0.03	250	113	30	2.2287	1.9314	2.1686	2.4058
0.45	3.5	0.03	350	113	30	2.1791	1.7314	1.9686	2.2058
0.45	3.5	0.03	400	113	30	2.1636	1.6314	1.8686	2.1058

3.8.5 Plage de validation de la variable A_t :

$P = f(A_t = \text{variable} ; D = \text{constant} ; H = \text{constant} ; \rho_l = \text{constant} ; S = \text{constant} ; f_{c28} = \text{constant})$; Le résultat dans le tableau 3.12 suivante :

Tableau 3.12 : Validation en Fonction de la Variable A_t

D	H	ρ_l	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.45	3.5	0.03	100	28	30	2.1626	1.9254	2.1626	2.3998
0.45	3.5	0.03	100	50	30	2.2471	2.0046	2.2418	2.4790
0.45	3.5	0.03	100	79	30	2.3585	2.1090	2.3462	2.5834
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.45	3.5	0.03	100	201	30	2.8269	2.5482	2.7854	3.0226
0.45	3.5	0.03	100	314	30	3.2609	2.9550	3.1922	3.4294
0.45	3.5	0.03	100	491	30	3.9405	3.5922	3.8294	4.0666
0.45	3.5	0.03	100	804	30	5.1425	4.7190	4.9562	5.1934
0.45	3.5	0.03	100	1257	30	6.8820	6.3498	6.5870	6.8242

3.8.6 Plage de Validation de la variable f_{c28} :

$P = f(f_{c28} = \text{variable} ; D = \text{constant} ; H = \text{constant} ; \rho_l = \text{constant} ; S = \text{constant} ; A_t = \text{constant})$; Le résultat dans le tableau 3.13 suivante :

Tableau 3.13 : Validation en Fonction de la variable f_{c28}

D	H	ρ_l	S	A_t	f_{c28}	P	$P_{sem} - 1.96 * S_{psem}$	P_{sem}	$P_{sem} + 1.96 * S_{psem}$
0.45	3.5	0.03	100	113	25	2.1465	1.8464	2.0836	2.3208
0.45	3.5	0.03	100	113	30	2.4890	2.2314	2.4686	2.7058
0.45	3.5	0.03	100	113	40	3.1740	3.0014	3.2386	3.4758
0.45	3.5	0.03	100	113	50	3.8591	3.7714	4.0086	4.2458
0.45	3.5	0.03	100	113	60	4.5441	4.5414	4.7786	5.0158
0.45	3.5	0.03	100	113	70	5.2291	5.3114	5.5486	5.7858
0.45	3.5	0.03	100	113	80	5.9142	6.0814	6.3186	6.5558

Après analyse de tous les résultats, il apparaît nettement que l'expression développée donne des résultats proches de la réalité et des normes selon les conditions suivantes :

$$0.2 \text{ m} \leq D \leq 0.75 \text{ m}$$

$$3 \text{ m} \leq H \leq 4.5 \text{ m}$$

$$0.005 \leq \rho \leq 0.04$$

$$0.060 \text{ m} \leq S \leq 0.350 \text{ m}$$

$$28 \text{ mm}^2 \leq A_t \leq 804 \text{ mm}^2$$

$$25 \text{ MPa} \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

3.9 Conclusion

Les techniques de simulation numérique peuvent être utilisées pour quantifier l'impulsion critique des colonnes circulaires chargées axialement. Les équations empiriques sont développées pour prédire la charge critique de rupture et l'impulsion associée. Les équations linéaires sont fournies pour une estimation plus précise avec des équations multiples pour l'évaluation approximative. Il faut noter que :

- L'impulsion maximum augmente avec la charge verticale pour le cisaillement critique.
- La variation de l'impulsion maximale est approximativement proportionnelle au pourcentage d'armatures longitudinal.
- La variation de l'impulsion maximale est approximativement proportionnelle au rapport de la qualité du béton.
- L'efficacité du confinement dépend de la charge axiale, l'axe de flexion, le diamètre, la hauteur de la colonne et le pourcentage d'armatures longitudinal. Les effets du confinement peuvent changer la ductilité ainsi que le mode de fonctionnement des colonnes en défaillance. L'amélioration relative de la capacité est plus importante lorsque le diamètre des cerces est augmenté, plutôt que leurs espacements.

CHAPIRE IV :

**ANALYSE NUMERIQUE D'UNE
COLONNE EN BETON ARME SOUS
CHARGE D'IMPACT TRANSVERSAL**

4.1. Introduction :

Ce chapitre concerne le travail réalisé pour étudier le comportement des structures sous chargement d'impact (véhicule). Une étude paramétrique est faite par modélisation en 3D avec le code de calcul ABAQUS sur une pile de pont en béton armé exposée simultanément à l'action d'une charge axiale et une charge d'impact provoquée par un véhicule. Deux paramètres sont pris en compte à savoir le pourcentage d'acier longitudinal et la contrainte caractéristique en compression du béton. Pour cela quatre variantes avec des valeurs différentes prenant en compte les paramètres déjà énoncés et trois chargements latéraux provoqués par les impacts des véhicules.

4.2. Présentation du Modèle Etudié :

Le modèle étudié dans le présent mémoire est une pile de pont en béton armé de 450 mm de diamètre et de 3500 mm de hauteur. L'acier utilisé est de nuance Fe E400. Les armatures transversales sont de 12 mm de diamètre avec un espacement de 100 mm. L'acier longitudinal est variable suivant le pourcentage, soit :

- 8 \emptyset 16 pour 1% ;
- 10 \emptyset 20 pour 2% ;
- 10 \emptyset 25 pour 3% ;
- 8 \emptyset 32 pour 4%.

Le béton de la pile a une résistance caractéristique à la compression f_{c28} prise égale à 25MPa ; 30MPa ; 40MPa et 50MPa pour les différentes variantes étudiées.

Il faut noter que la pile est soumise à l'action simultanée d'une charge axiale de 200 KN et un chargement latéral d'impact dû un véhicule de :

- 1) 1329 kg (*Renault Fuego*) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s.
- 2) 1691 kg (*Ford Taurus*) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s.
- 3) 2242 kg (*Ford Explorer*) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.

La colonne a été ainsi soumise à des impulsions équivalentes à $F\Delta t = mv = \text{constante}$, avec des durées différentes Δt et un impact de l'impulsion de 100 ms. ces impulsions reproduisent en fait les véhicules avec une masse constante (m) et une vitesse (v). La figure suivante (fig.4) montre le changement d'impulsion d'impact latéral (NSTHA 1997) :

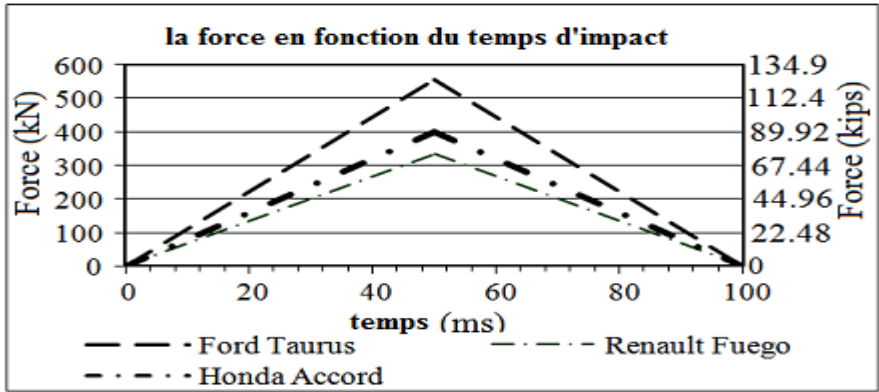


Figure 4.1 : Le changement d'impulsion d'impact latéral (NSTHA 1997).

Tableau 4.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

Matériau	Densité (kg/mm ³)	Module de Young (N/mm ²)	Coefficient de Poisson
Béton 25	2380 x 10 ⁻⁹	32164.2	0.2
Béton 30	2380 x 10 ⁻⁹	34179.5	0.2
Béton 40	2380 x 10 ⁻⁹	37619.5	0.2
Béton 50	2380 x 10 ⁻⁹	40524.3	0.2
Acier	7800 x 10 ⁻⁹	200000	0.3

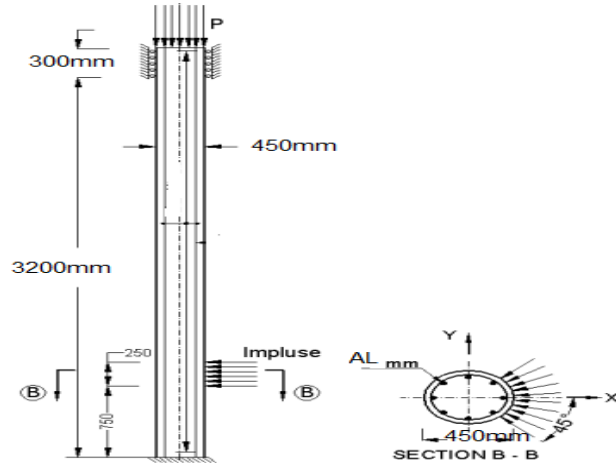


Figure 4.2: Conditions d'application de la charge d'impact

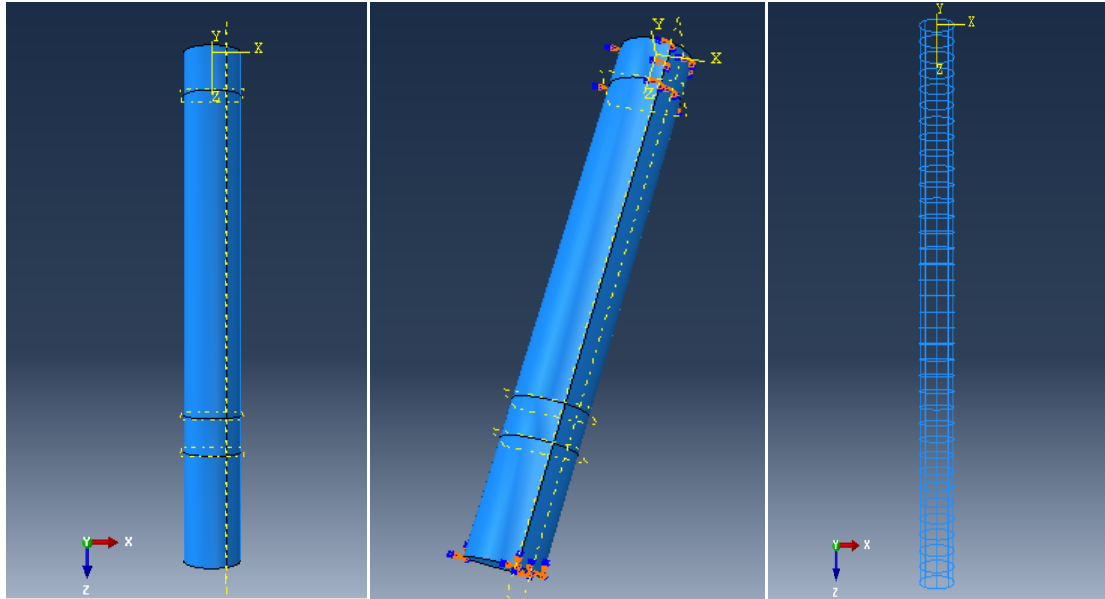


Figure 4.3: Modèle d'une colonne sur ABAQUS

4.3. Présentation de Logiciel ABAQUS :

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique créé en 1978. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non – linéaires. Il comporte deux grands codes de calcul :

- **ABAQUS/Standard**: résolution par un algorithme statique;
- **ABAQUS/Explicit**: résolution par un algorithme dynamique explicite.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "**moteur de calcul**". A partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe.inp), ainsi deux méthodes se présentent pour générer un fichier d'entrée (.inp) soit manuellement (fichier texte), soit avec ABAQUS/CAE (graphique), qui décrit l'ensemble du problème mécanique. Le logiciel analyse alors les données, effectue les simulations demandées, et enfin fournit les résultats dans un fichier (.odb). 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. ABAQUS propose alors le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation comme suit :

- Génération du fichier de données,
- Lancement du calcul proprement dit,

- Exploitation des résultats.

4.3.1 Présentation Rapide du Module CAE

Le module CAE se lance en entrant simplement la commande : **ABAQUS CAE** se présente sous la forme d'une interface graphique et propose les sous – modules suivants :

- Sketch,
- Part,
- Property,
- Assembly,
- Step,
- Interaction,
- Load,
- Mesh,
- Job,
- Visualization.

Les huit premiers sous - modules servent à définir le problème mécanique à simuler. Le module Job est celui qui gère le passage du calcul de simulation proprement dit, c'est-à-dire le cœur du code. Enfin, le dernier module regroupe tout ce qui concerne l'exploitation des résultats sous forme de diverses visualisations.

L'ABAQUS utilise les domaines physiques suivants : Mécanique, Thermique, Électrique (Piézo et Thermique), Problèmes Couplés. Les catégories d'éléments utilisées dans ce code sont : Milieu continu (2D et 3D), Poutres, Plaques, Coques, Éléments Spéciaux (ressorts, masses,...etc.). Il comporte un très large choix d'éléments (plus de 100). Ce logiciel utilise trois types d'analyses non linéaires : Matériel, géométrique et de contact. Le non linéarité matérielle dispose de quatre théories possibles : Hyper - Elasticité, Plasticité, Viscoplasticité, et Endommagement. Concernant le non linéarité géométrique celle-ci comporte les grandes déformations, les grands déplacements, les grandes rotations, et l'Instabilité (bifurcations, points limites).

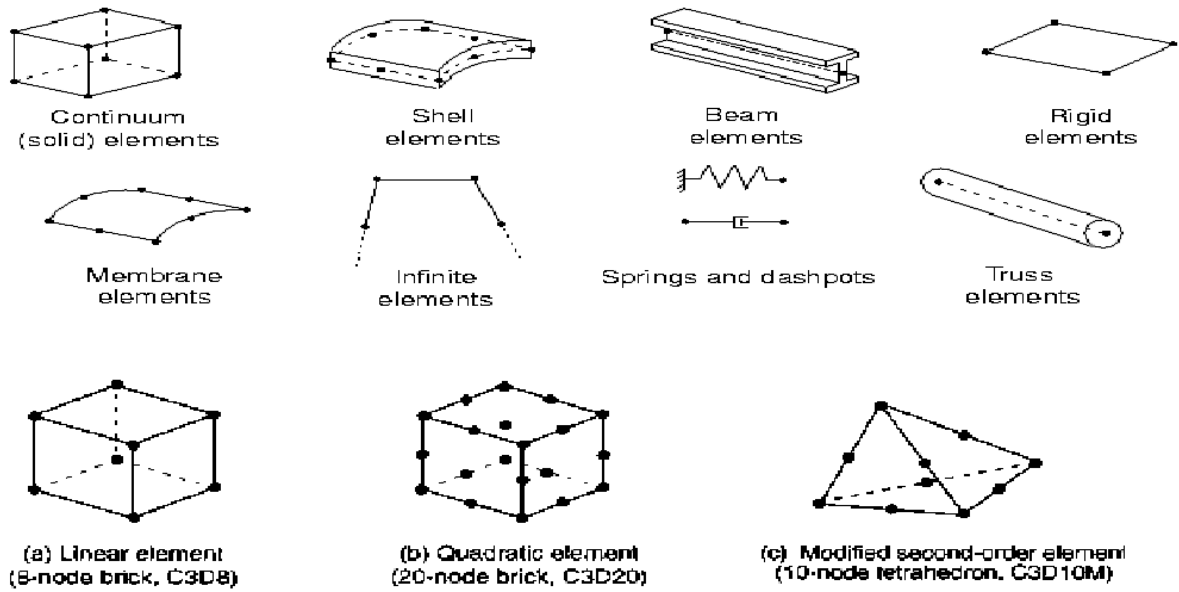


Figure 4.4: Différents types d'éléments de la bibliothèque d'ABAQUS

4.3.2 Maillage du Modèle :

Le maillage de la colonne est réalisé en utilisant l'élément quadrilatère à 4 nœuds dénommé S4.

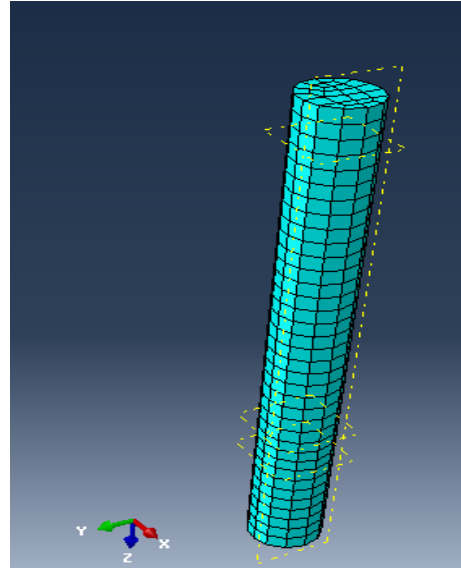
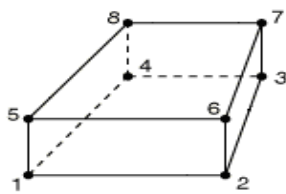


Figure 4.5 : Maillage du modèle

4.4. Représentation des Résultats et Interprétation :

4.4.1 Les résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié relatif à une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d'impact horizontal d'une intensité de 1691 kg (*Ford Taurus*) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s : sont présentés sur les figures et dans les tableaux suivants :

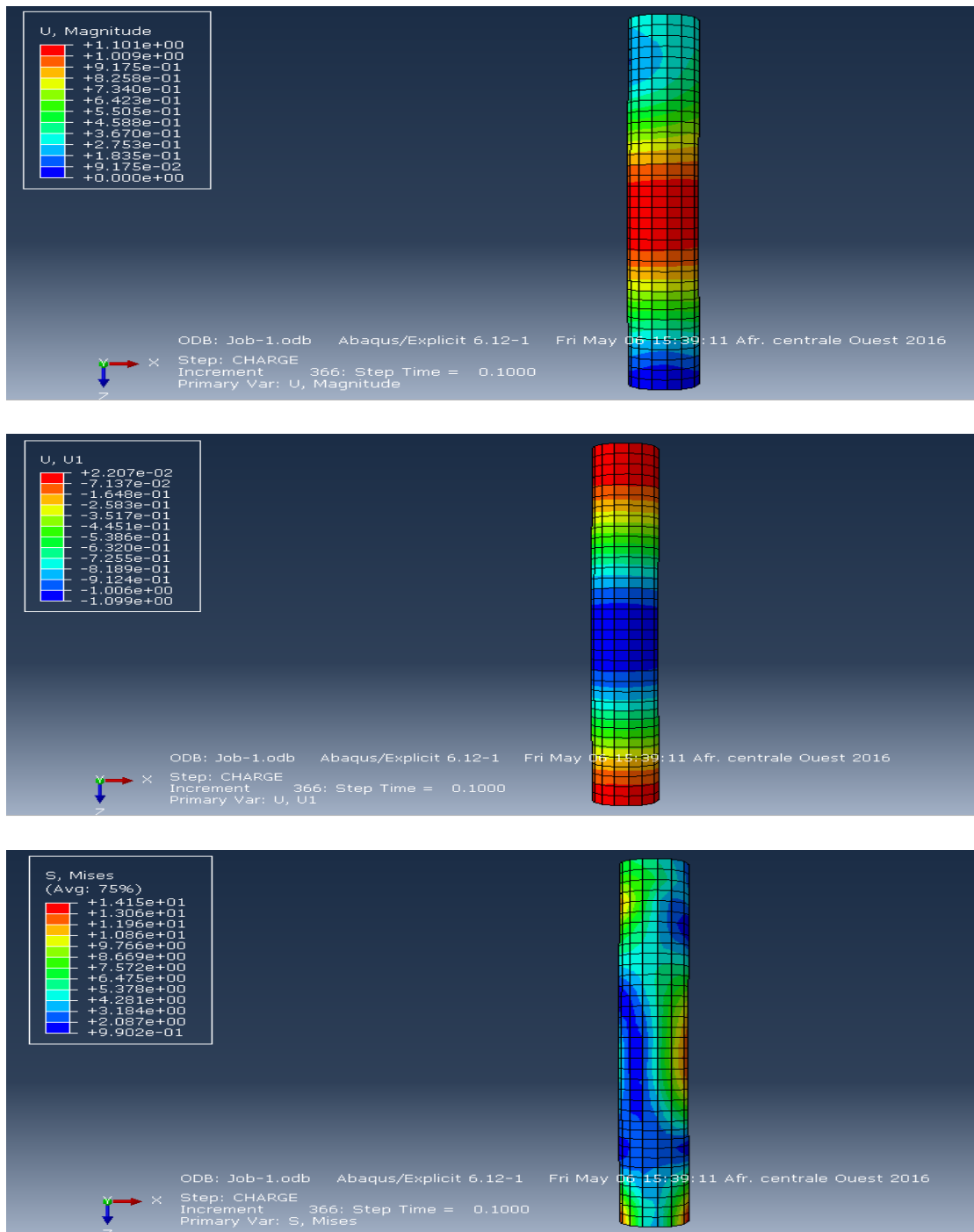


Figure 4.6: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho = 1\%$ et $f_{c28} = 25\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

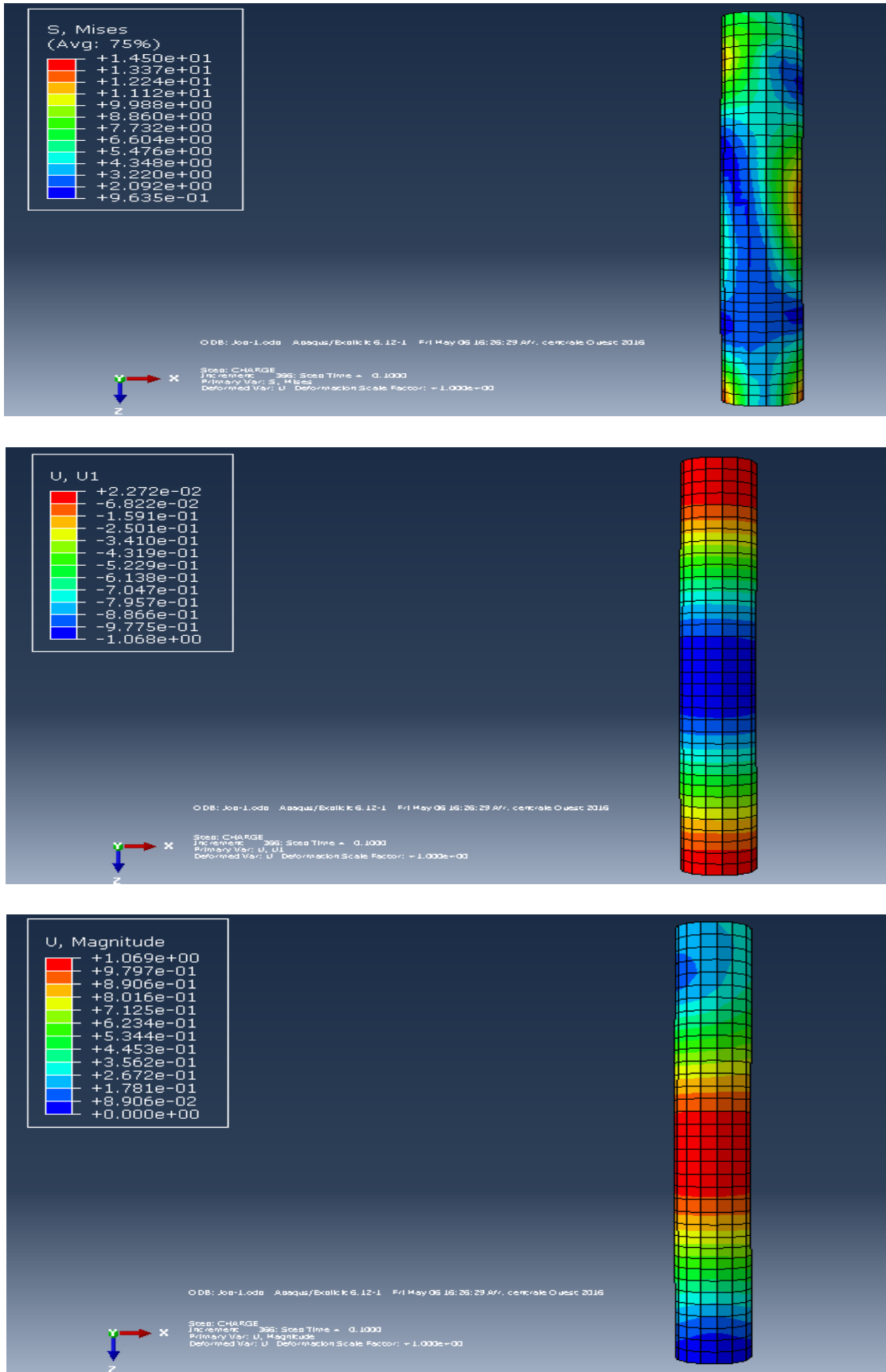


Figure 4.7: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho = 1\%$ et $f_{c28} = 30\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

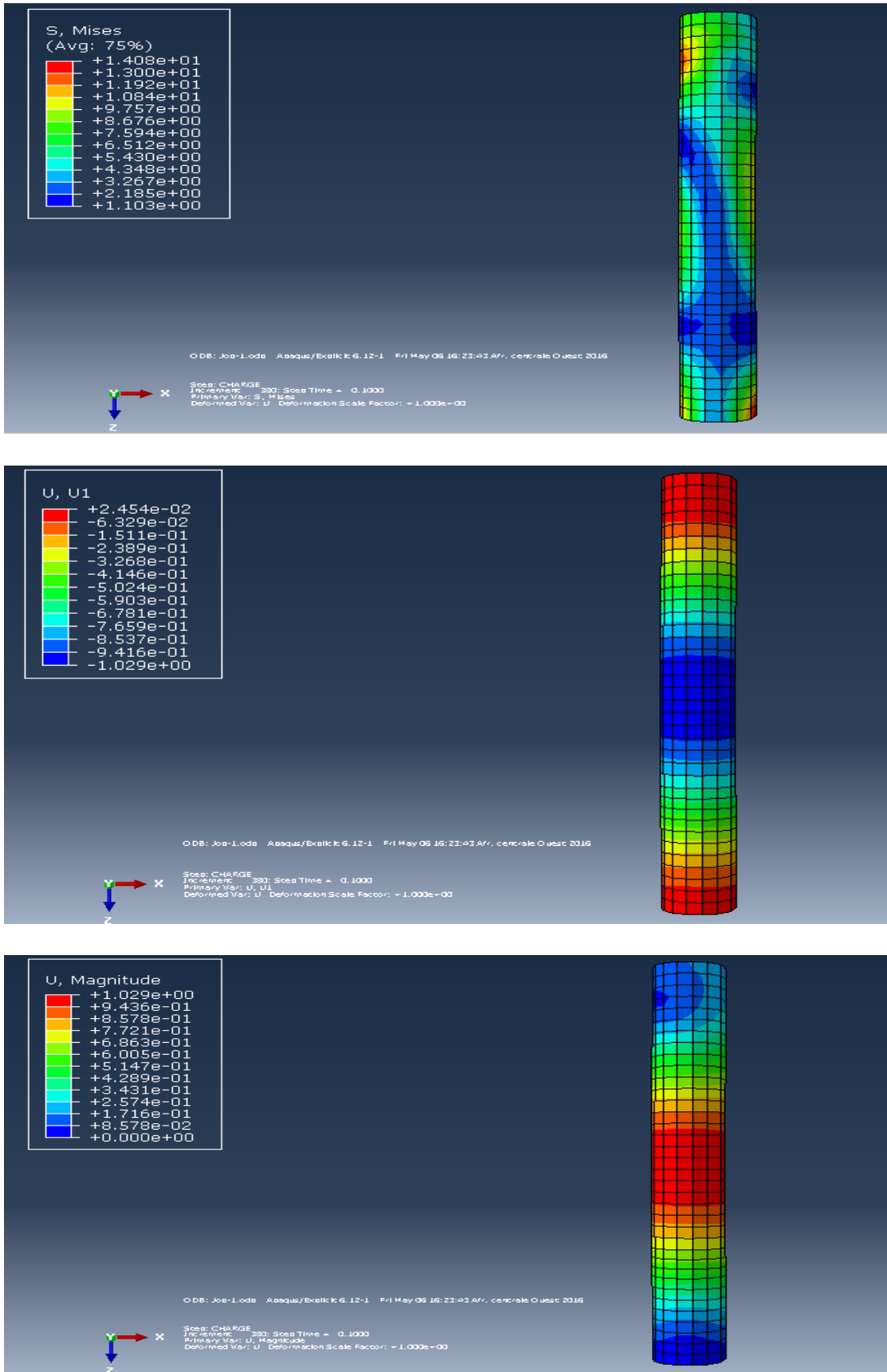


Figure 4.8: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho = 1\%$ et $f_{c28} = 40\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

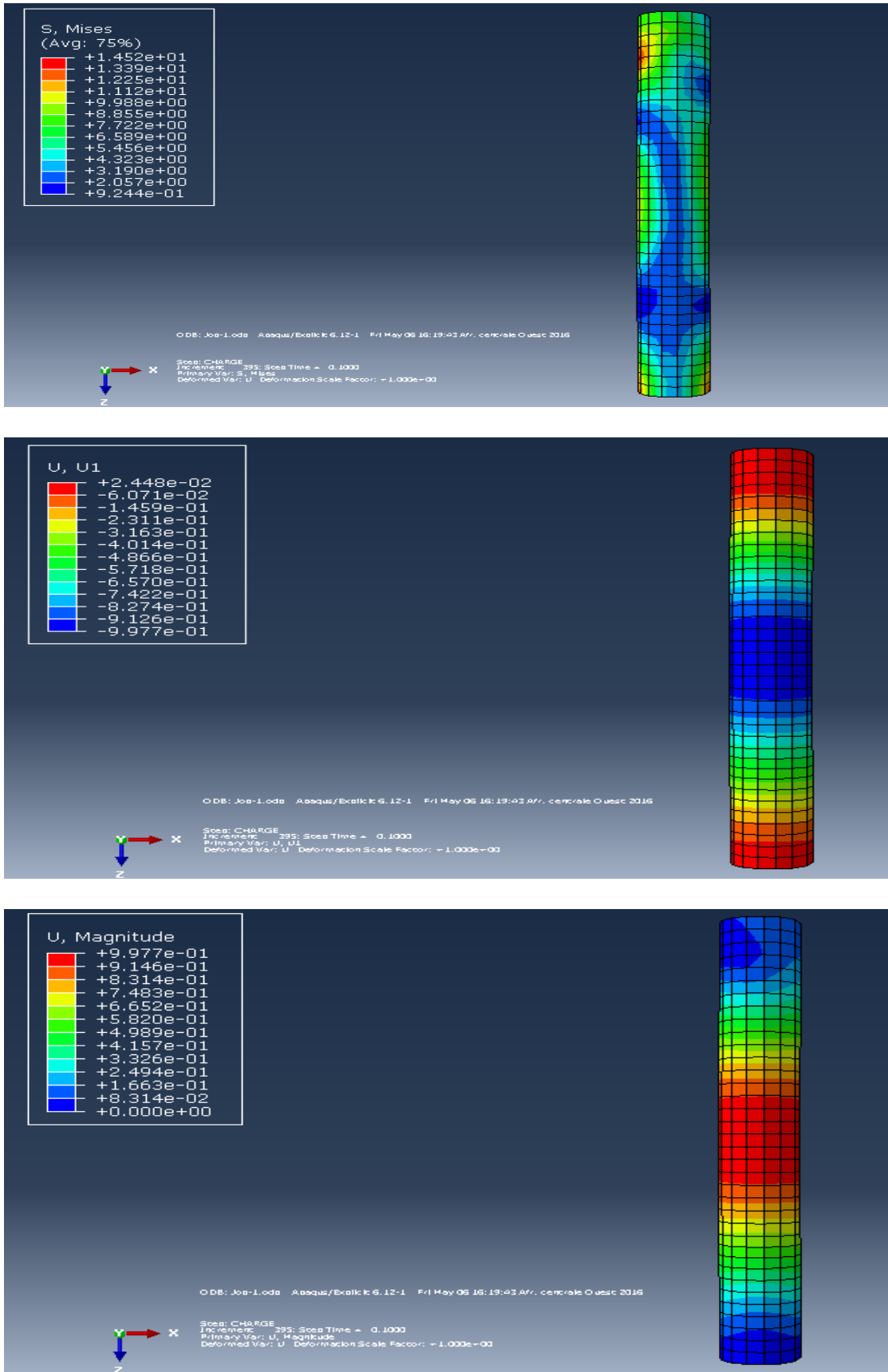


Figure 4.9: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 1 ($\rho = 1\%$ et $f_{c28} = 50\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

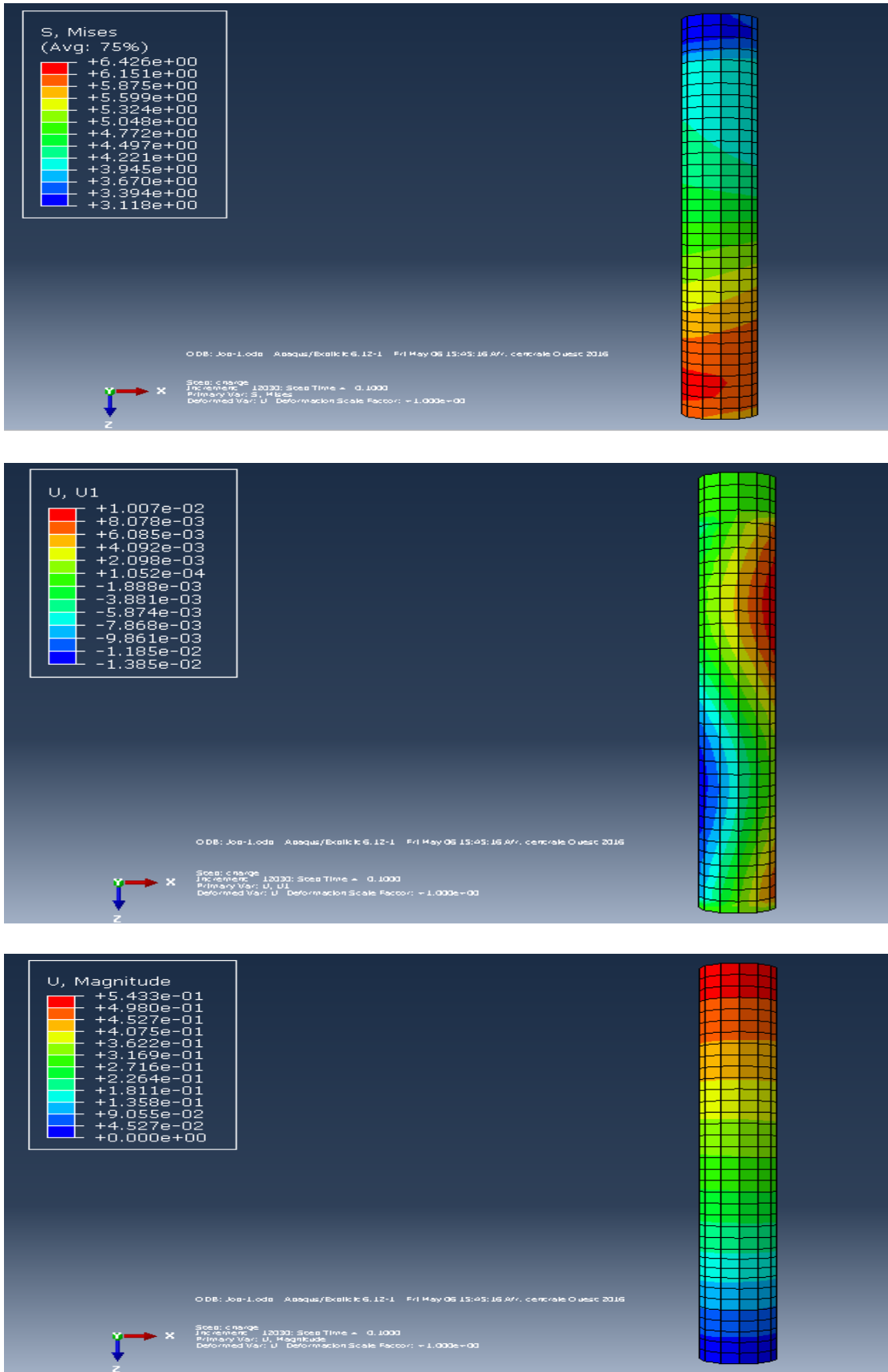


Figure 4.10: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2($\rho=2\%$ et $f_{c28}=25\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

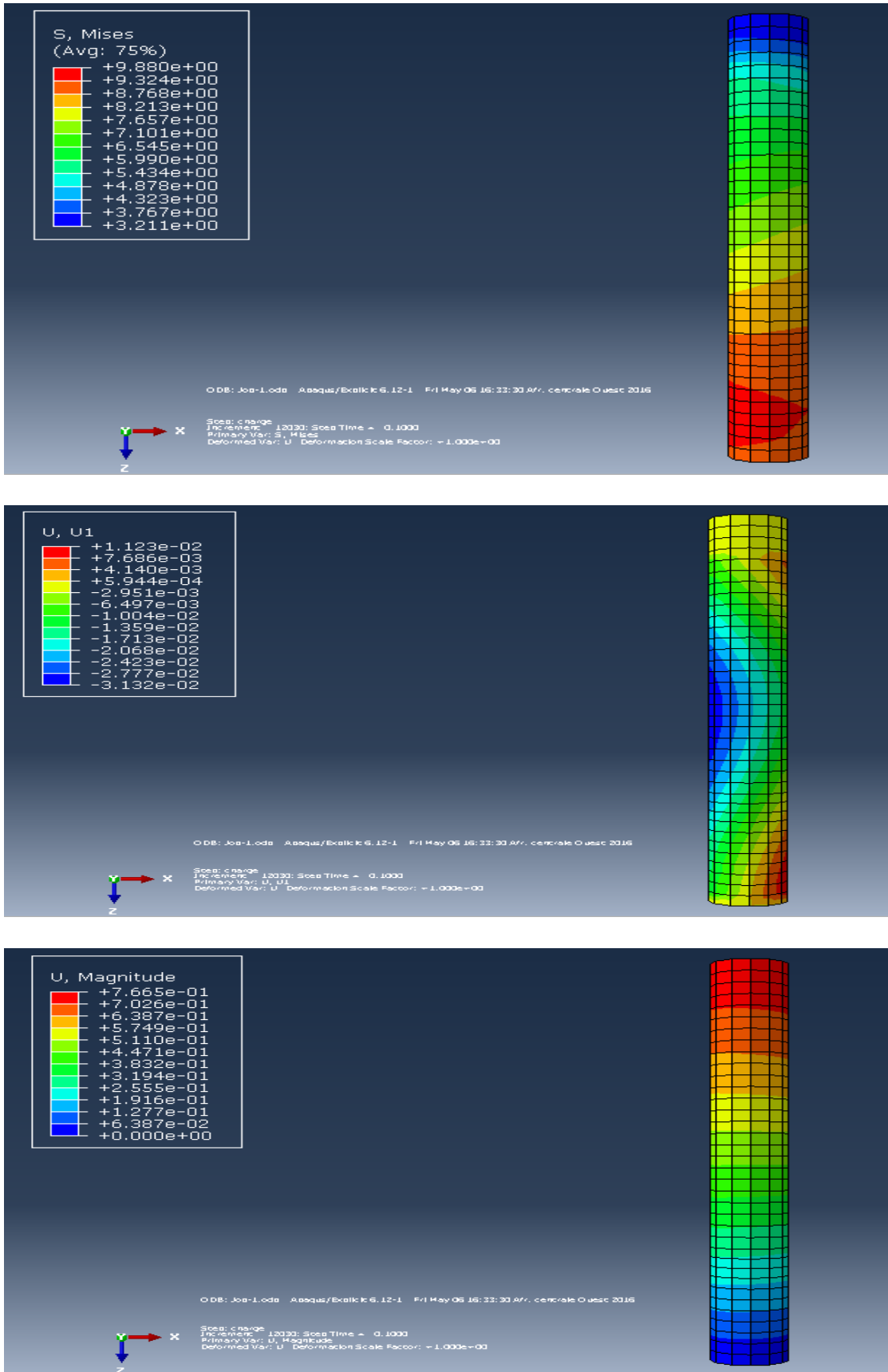


Figure 4.11: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2($\rho=2\%$ et $f_{c28}=30\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

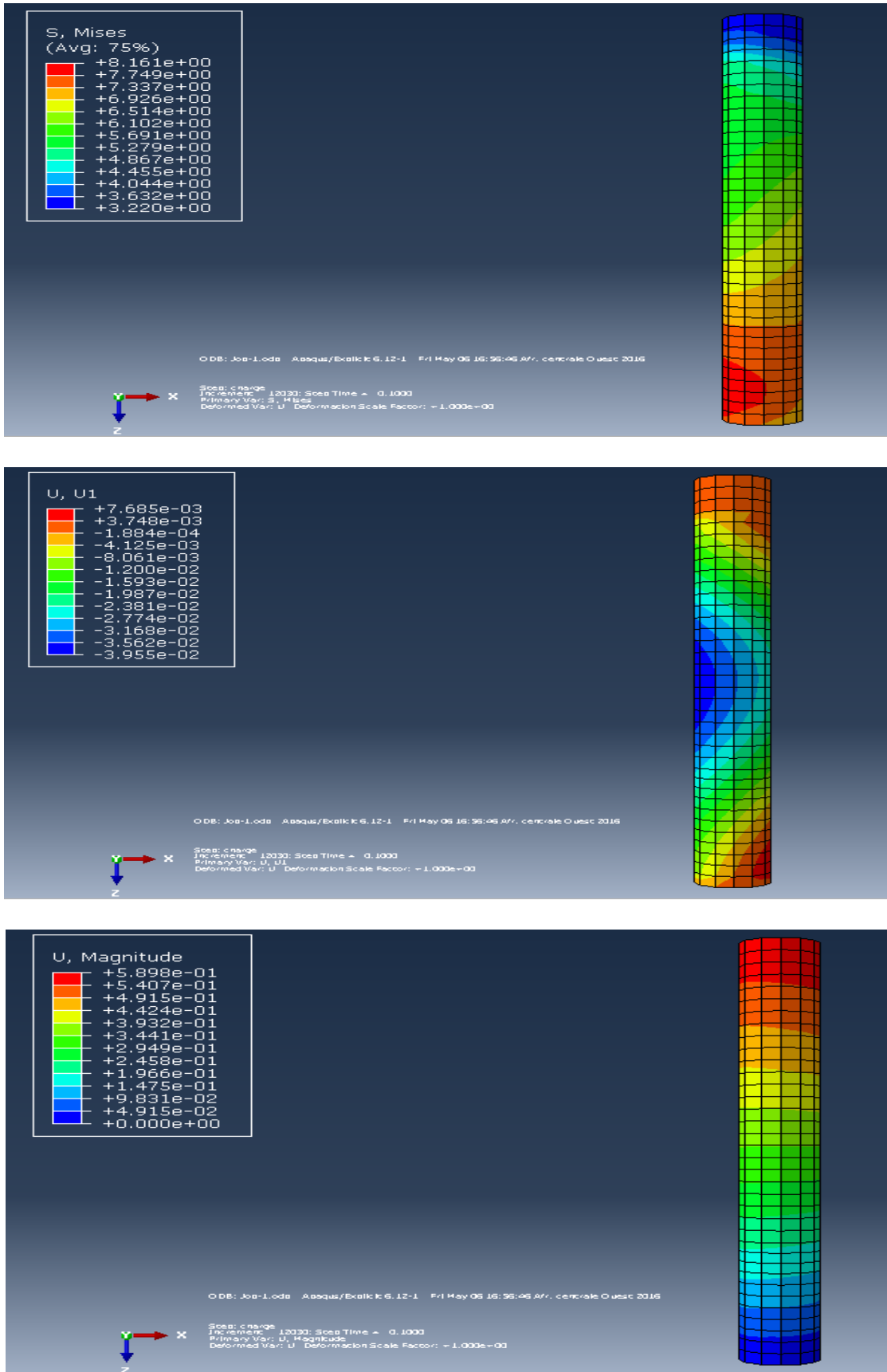


Figure 4.12: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2($\rho= 2\%$ et $f_{c28}=40\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

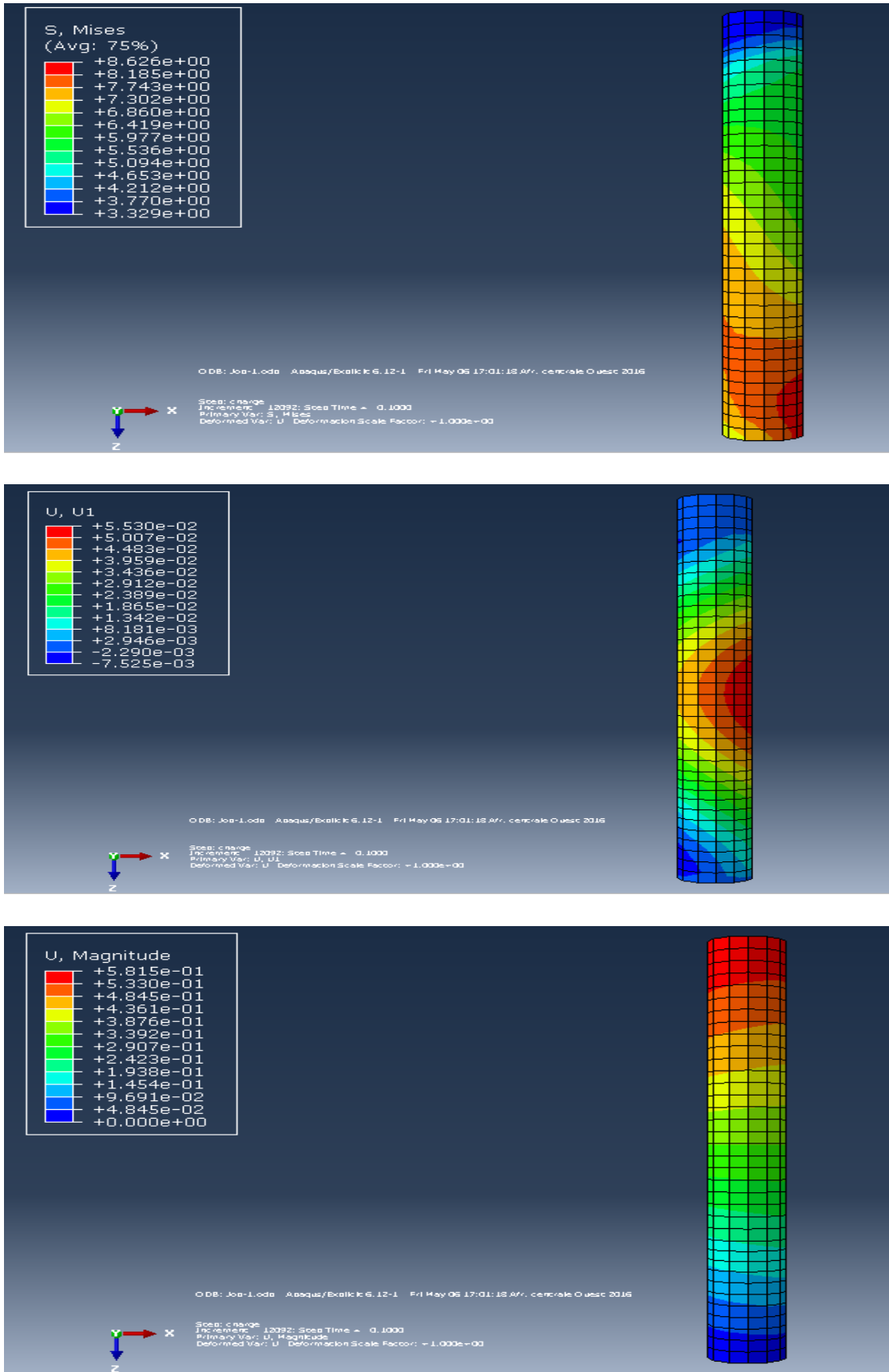


Figure 4.13: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 2($\rho=2\%$ et $f_{c28}=50\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

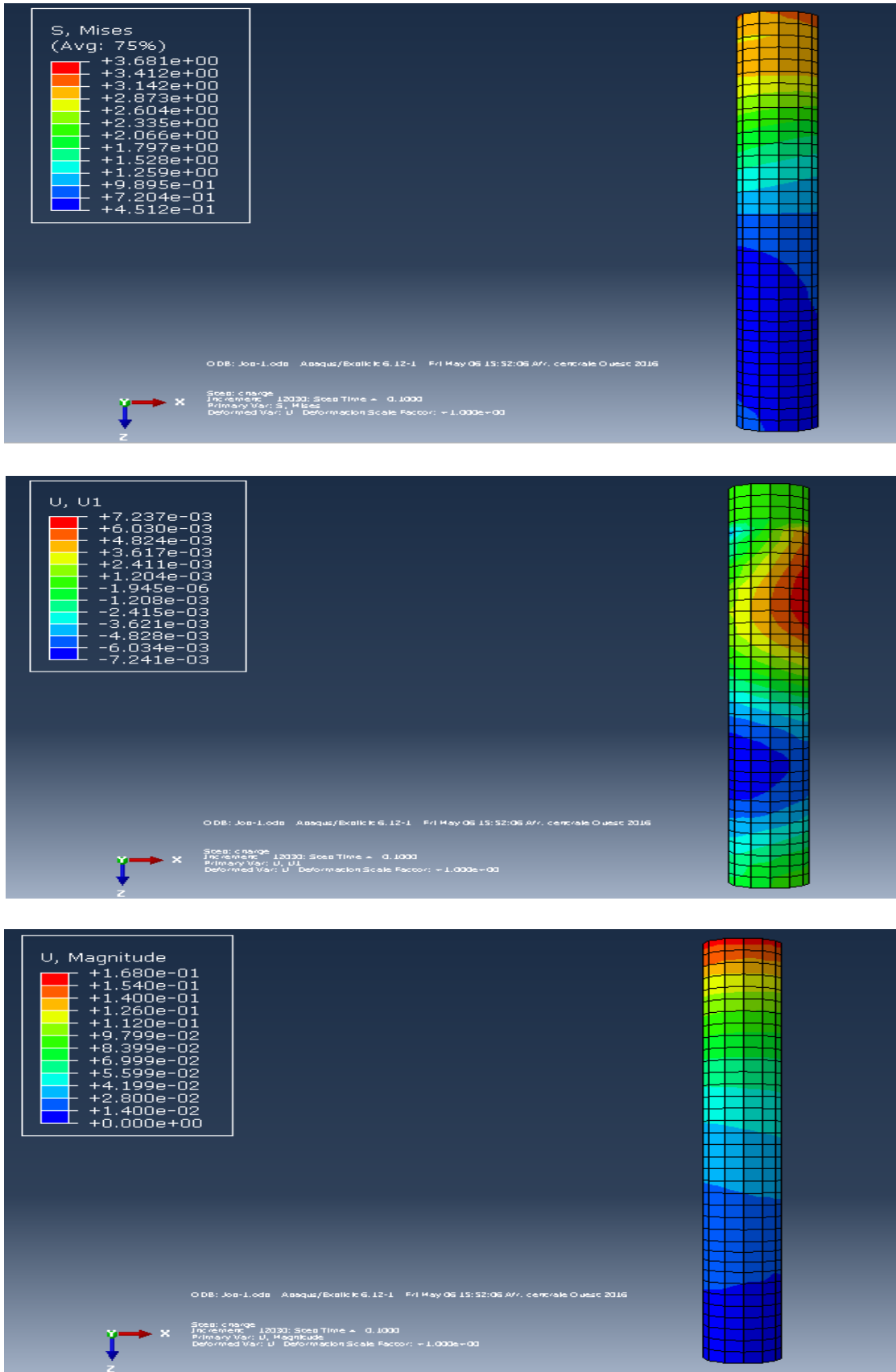


Figure 4.14: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 25\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

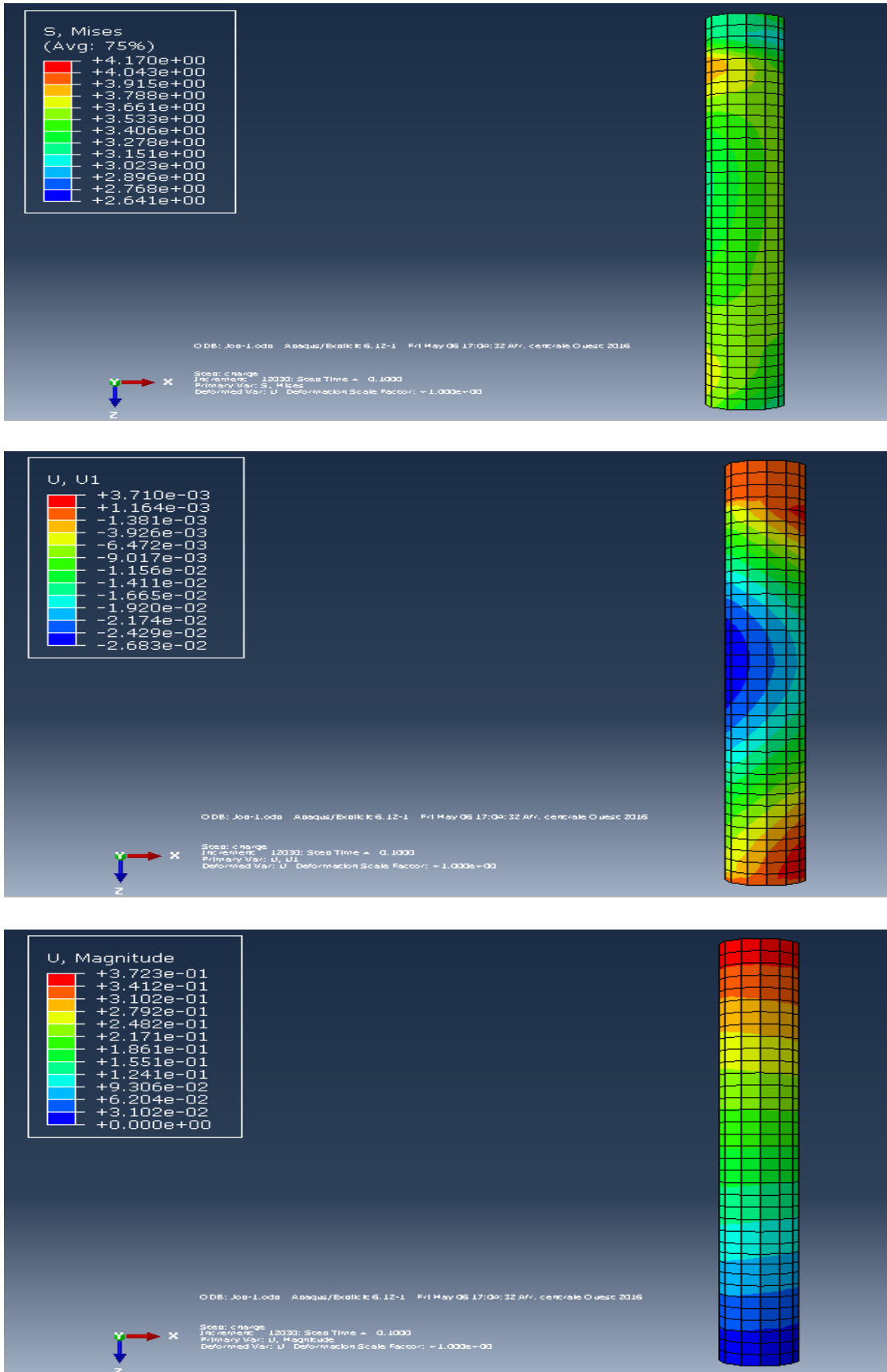


Figure 4.15: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 30\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

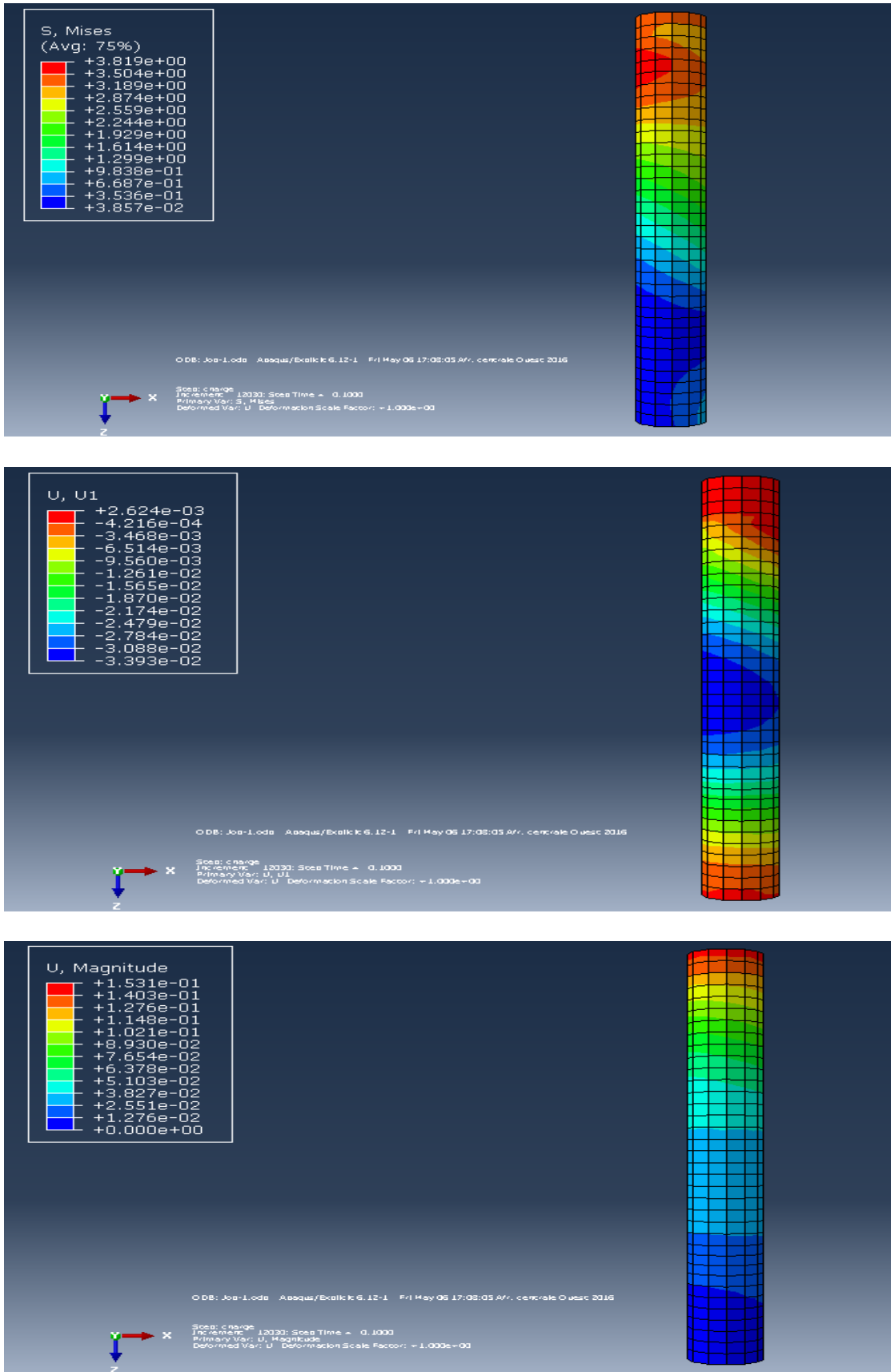


Figure 4.16: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 40\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

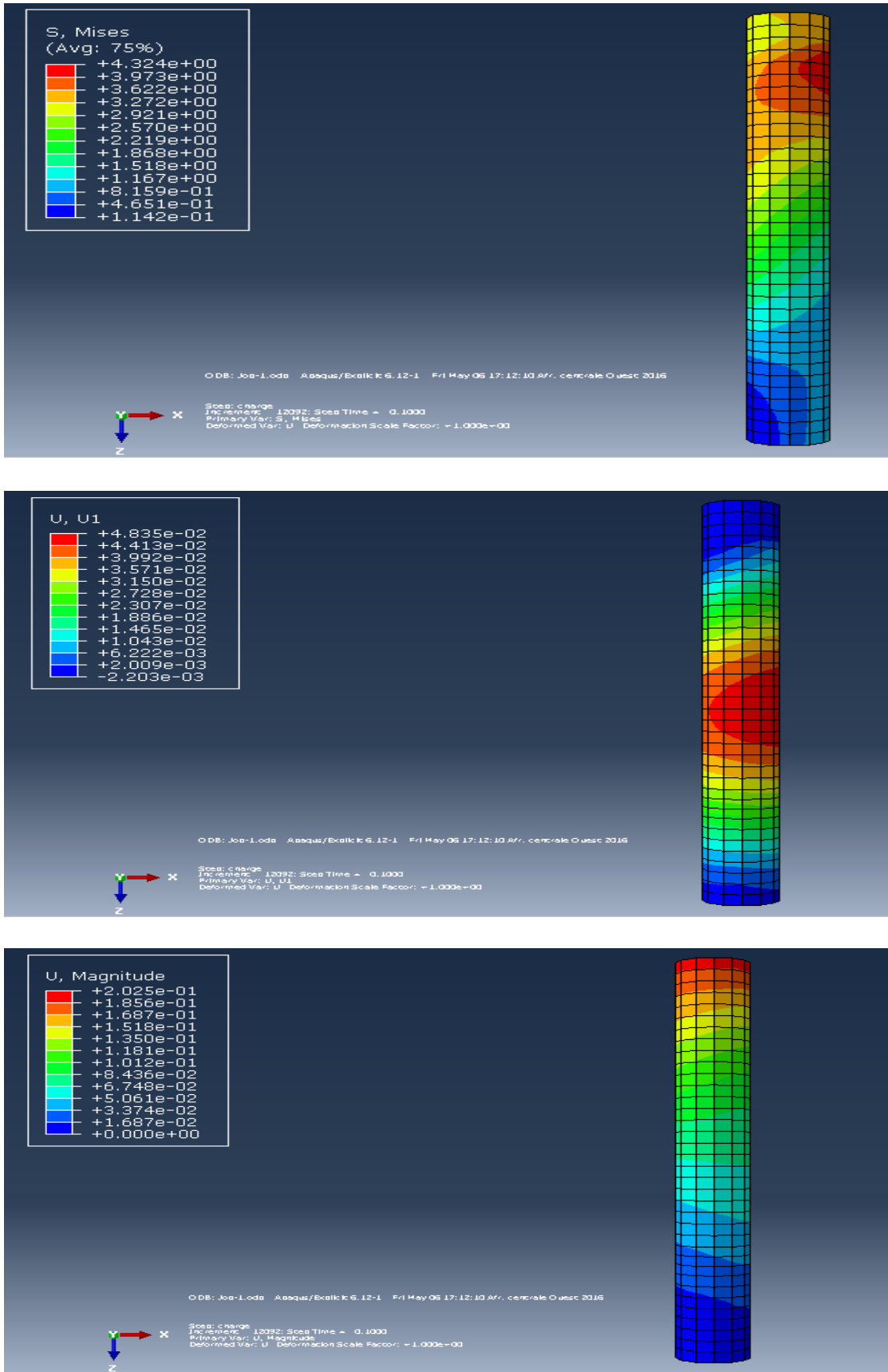


Figure 4.17: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 3 ($\rho = 3\%$ et $f_{c28} = 50\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

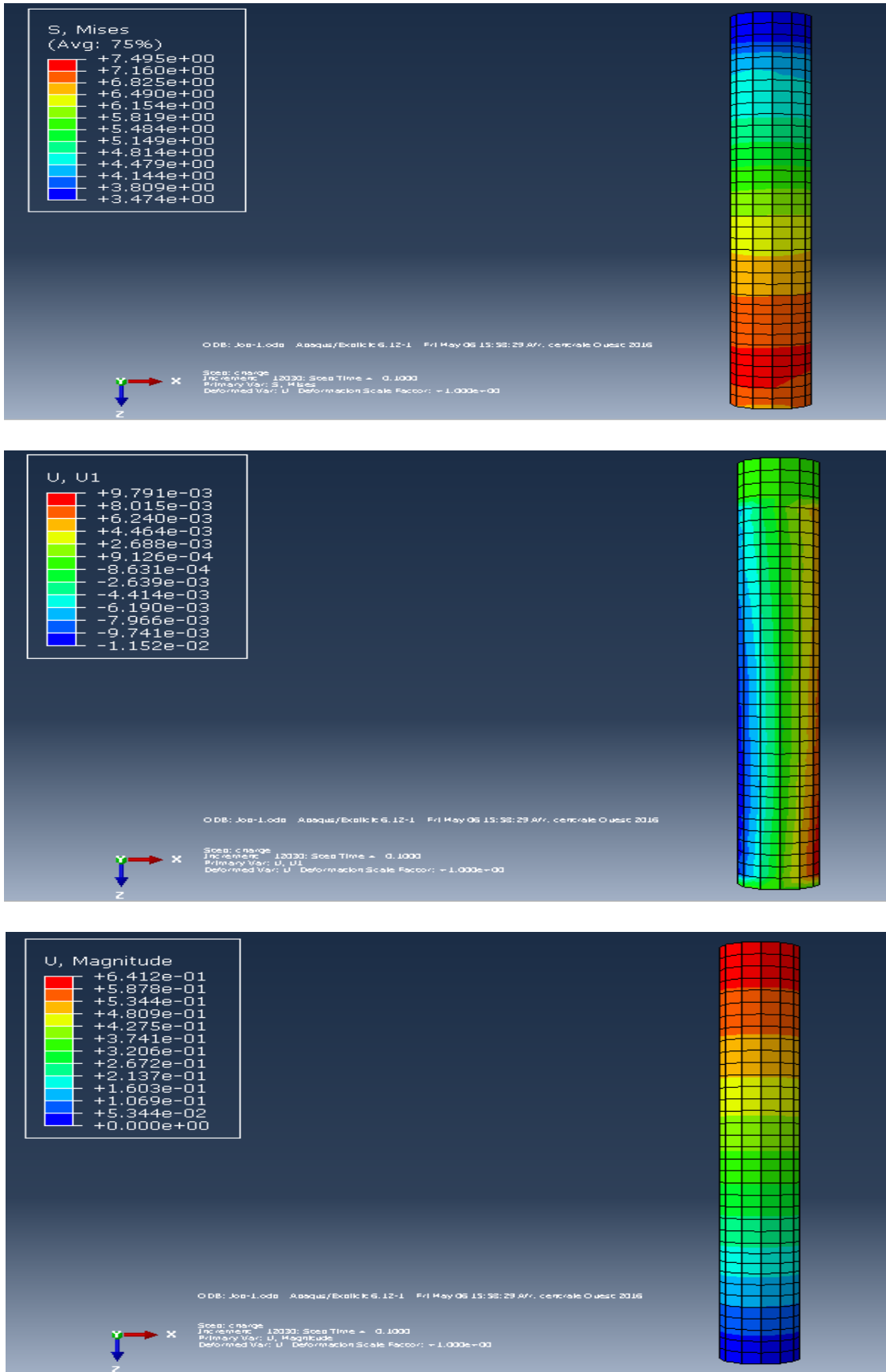


Figure 4.18: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 25\text{MPa}$)

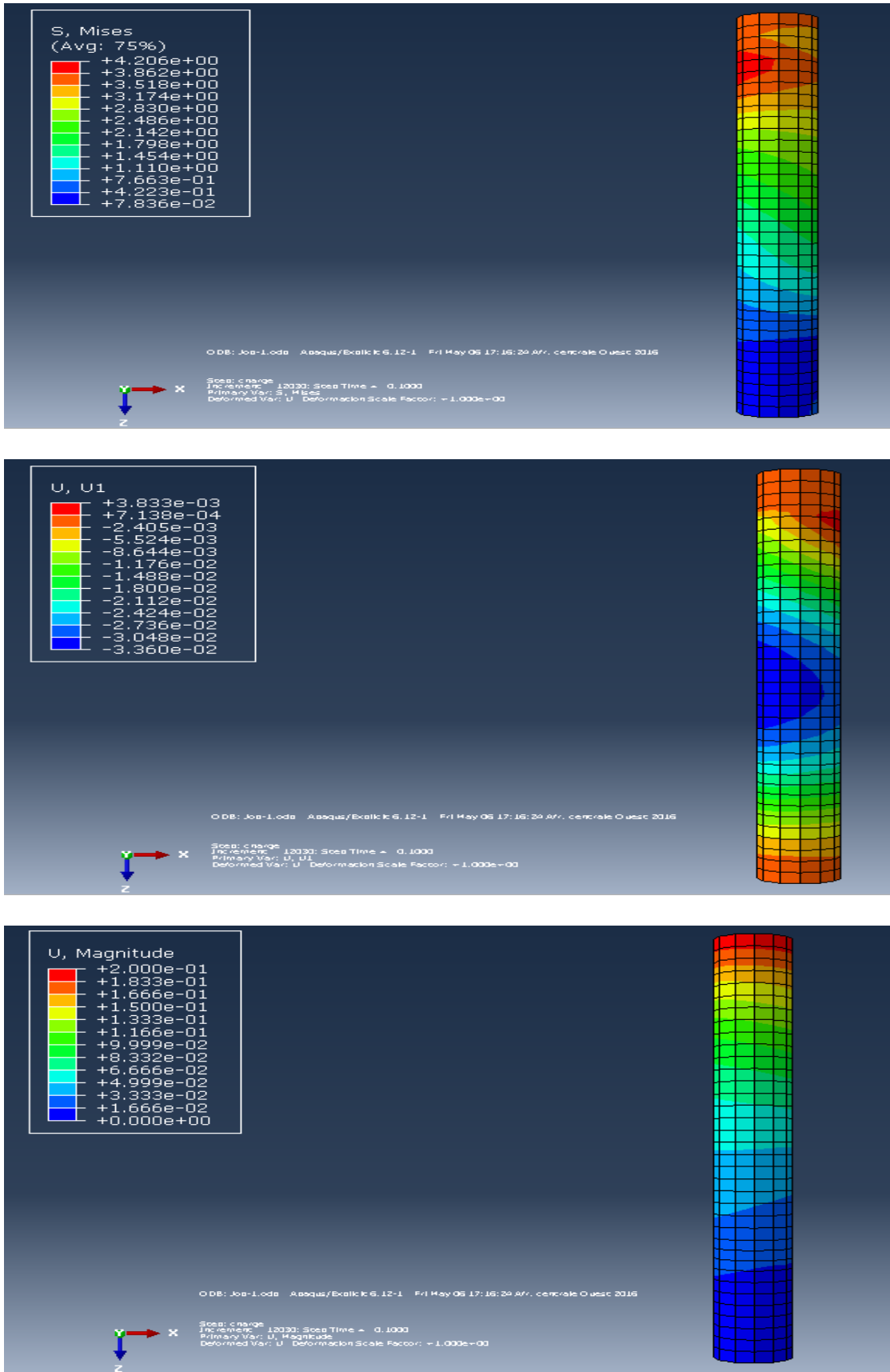


Figure 4.19: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 30\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

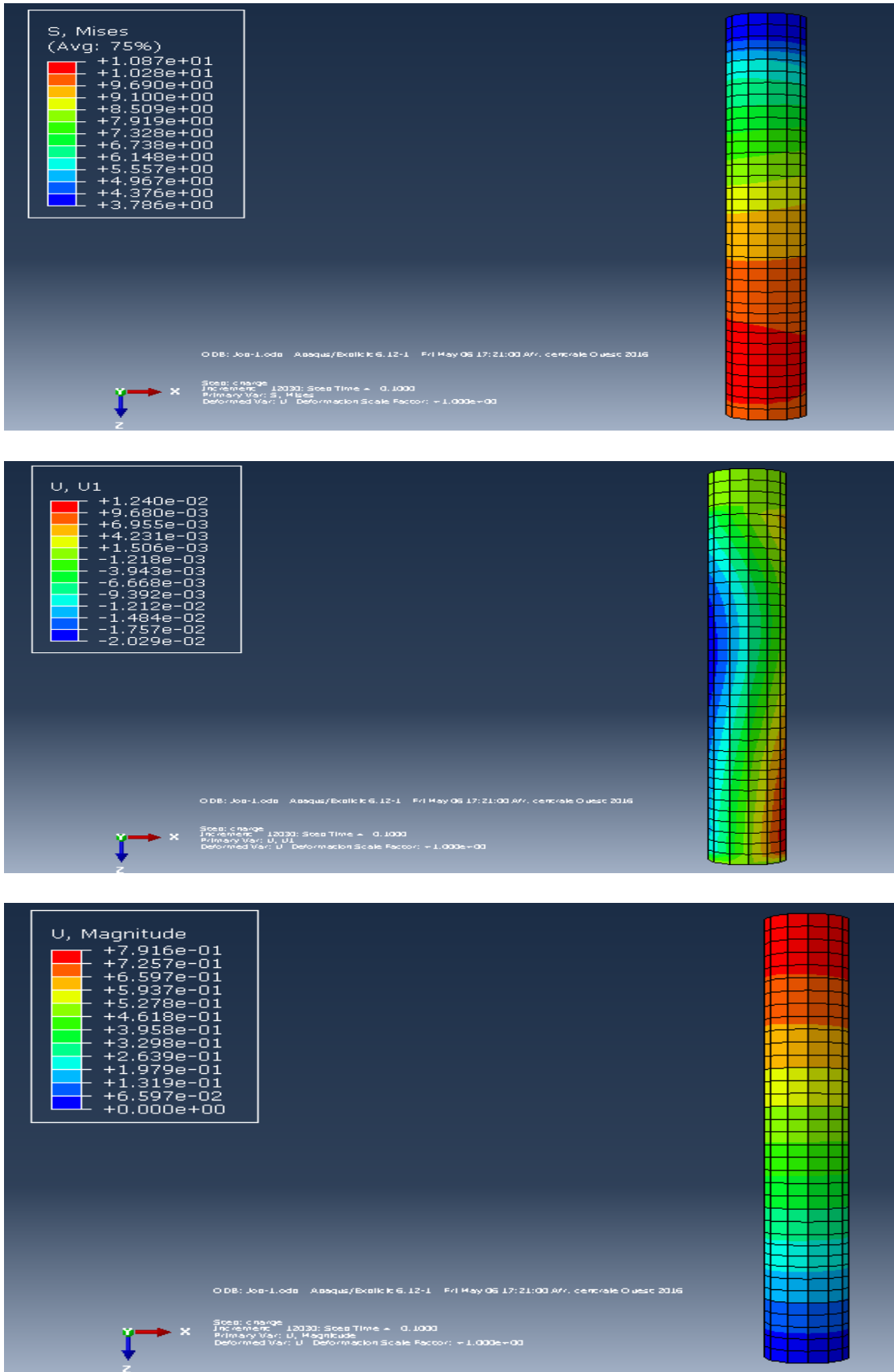


Figure 4.20: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 40\text{MPa}$)

CH IV : ANALYSE NUMERIQUE D'UNE COLONNE EN BETON ARME SOUS CHARGE D'IMPACT TRANSVERSALE

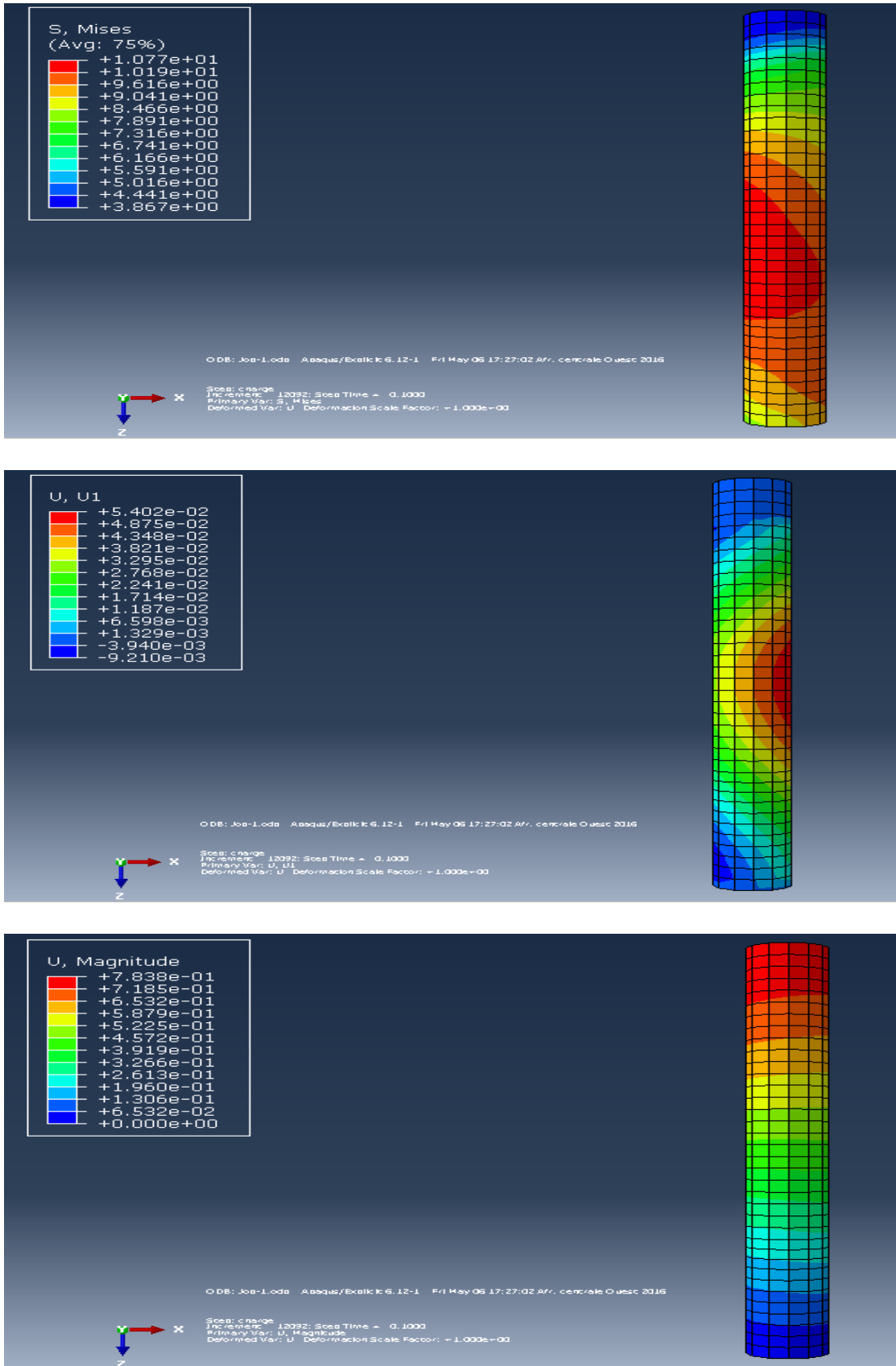


Figure 4.21: Résultats de contrainte, déplacement total et déplacement transversal de la variante 4 ($\rho = 4\%$ et $f_{c28} = 50\text{MPa}$)

Tableau 4.2 Récapitulatif des résultats de contrainte (MPa)

ρ \ f_{c28}	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	14.15	14.50	14.08	14.52
2%	6.426	9.88	8.16	8.62
3%	3.681	4.170	3.819	4.324
4%	7.495	4.206	10.87	10.77

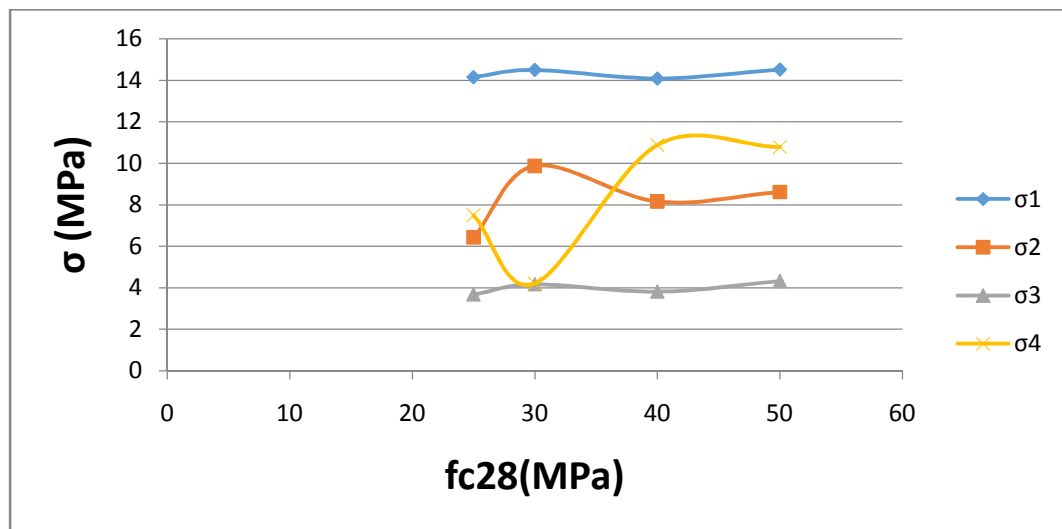


Figure 4.22(a) et(b): Courbes de variation de la contrainte en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsqu'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de 25 à 50 Mpa (augmentation de 100%), on constate une très légère augmentation de la contrainte de béton. Lorsque on fait varier le pourcentage d'armatures longitudinales (ρ) de 1% à 4% on constate une diminution importante de la contrainte $[(14.5-3.681)*100/14.5]=71\%$ pour $\rho=3\%$

figure 4.22(a) et(b), puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où la contrainte reste presque la même que celle de $\rho=3\%$.

Tableau 4.3 Récapitulatif des résultats du déplacement x (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	1.099	1.068	1.029	0.9977
2%	0.01385	0.03132	0.03955	0.0553
3%	0.007241	0.02683	0.0393	0.04835
4%	0.01152	0.0336	0.02029	0.054

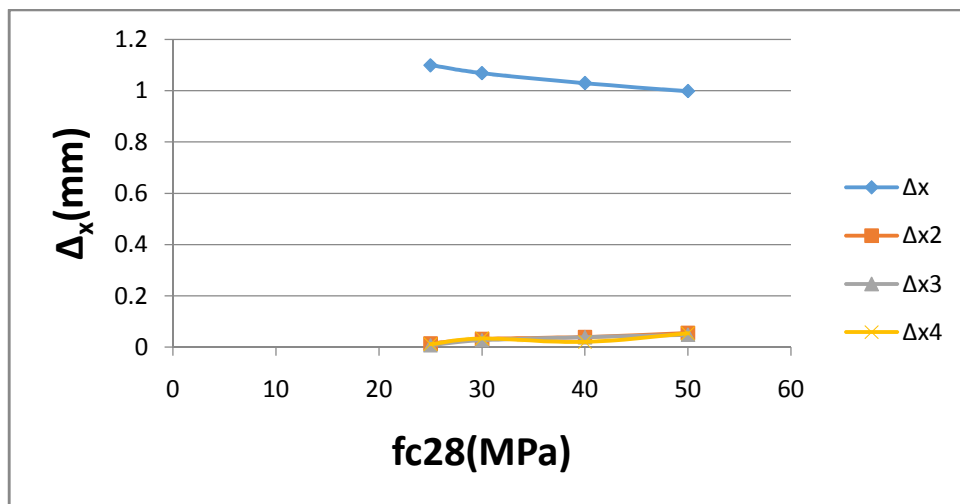
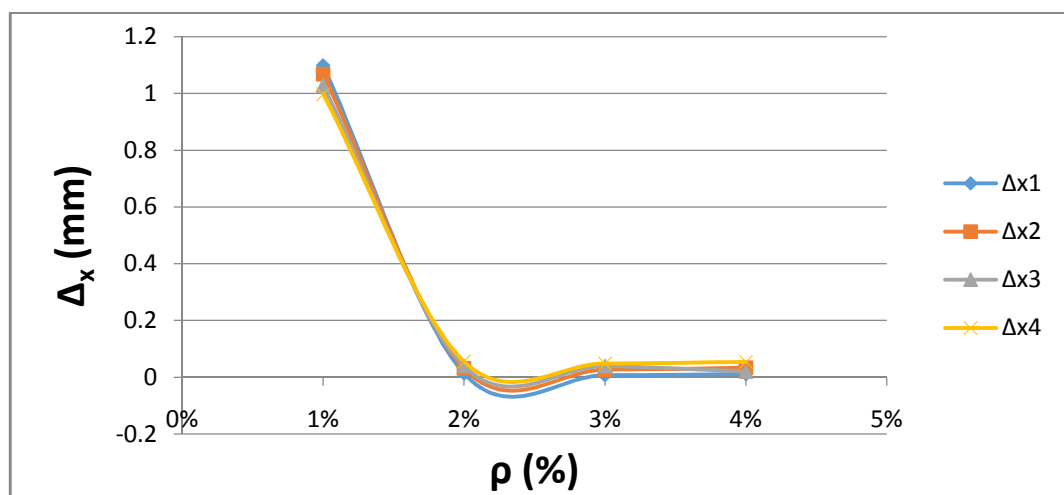


Figure 4.23(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique du béton f_{c28} de (25 à 50) Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution de déplacement Δ_x dans le sens d'impact $[(1.099-0.9977)*100/1.099] = 9.29\%$ figure 4.23 (b), ainsi la variation de

pourcentage du ferrailage (ρ) de (1% à 4%) nous montre que le déplacement Δ_x diminue d'une manière significative $[(1.099-0.01152)*100/1.099] = 98\%$ pour $\rho = 4\%$ figure 4.23 (a).

Tableau 4.4 Récapitulatif des résultats du déplacement total (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	1.101	1.069	1.029	0.9977
2%	0.543	0.766	0.5898	0.581
3%	0.168	0.372	0.1531	0.2025
4%	0.641	0.2	0.791	0.7838

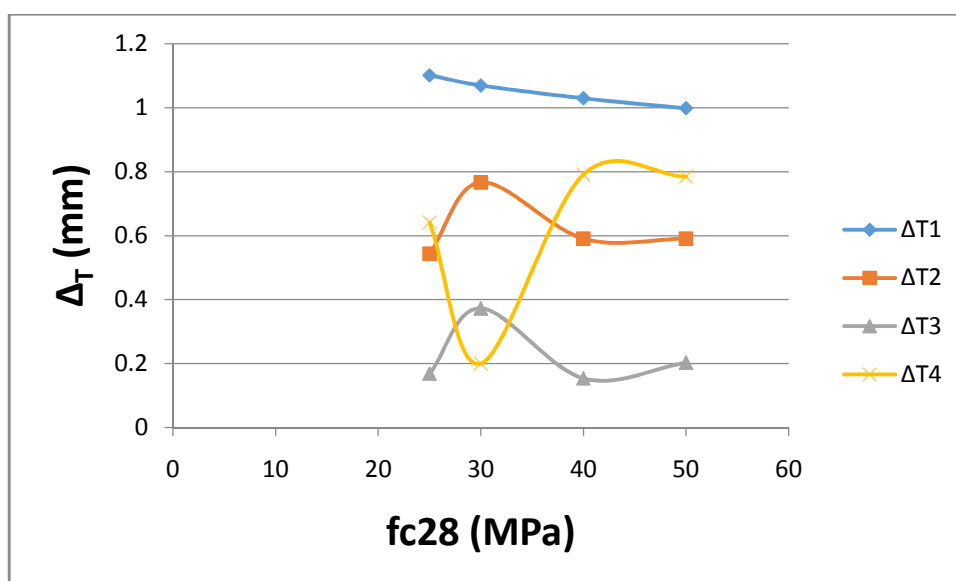
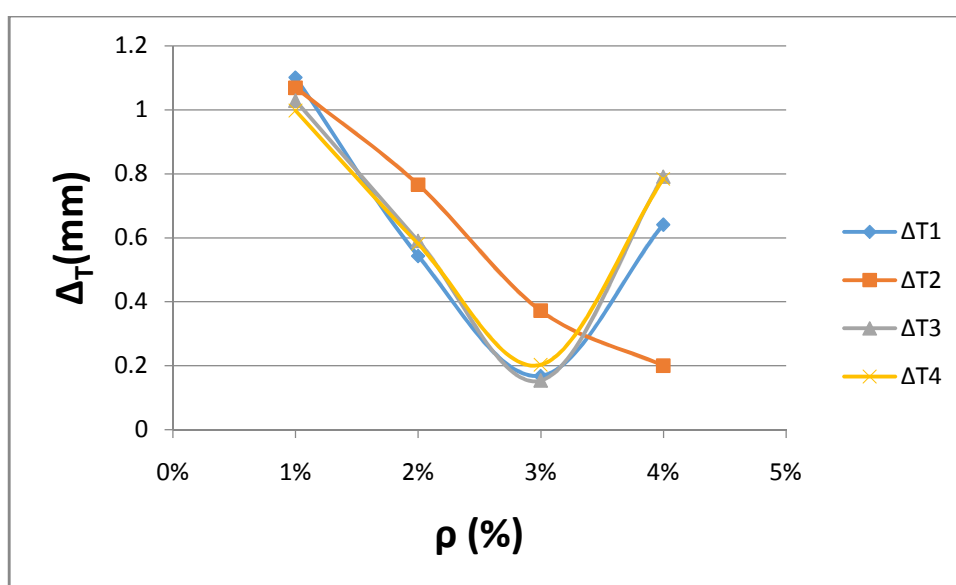


Figure 4.24(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction ρ et f_{c28} .

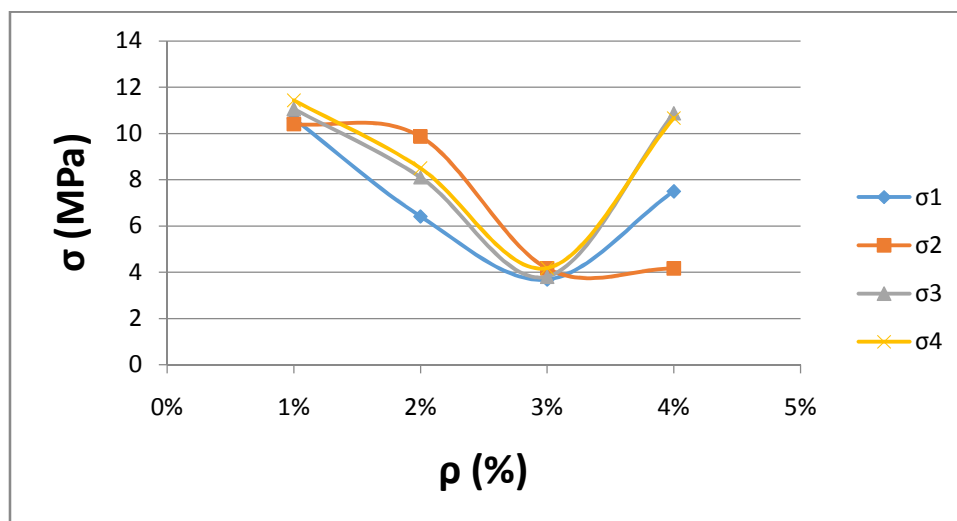
Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique du béton f_{c28} de 25 à 50Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution de déplacement Δ_t dans le sens d'impact $[(1.101-0.9977)*100/1.101] =9.38\%$ figure 4.24 (b).

Lorsque on fait varier le pourcentage des armatures longitudinales (ρ) de 1% à 4% on constate une diminution importante du déplacement Δ_t $[(1.101-0.168)*100/1.101] =85\%$ pour $\rho=3\%$ figure 4.24(a), puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où le déplacement Δ_t reste presque le même que celui de $\rho=3\%$.

4.4.2 Les résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d'une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d'impact de 1329 kg (Renault Fuego) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s sont présenté dans les figures et les tableaux suivants :

Tableau 4.5 Récapitulatif des résultats de contrainte (MPa)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	10.64	10.41	11.06	11.43
2%	6.412	9.869	8.105	8.497
3%	3.681	4.17	3.81	4.185
4%	7.502	4.173	10.87	10.66



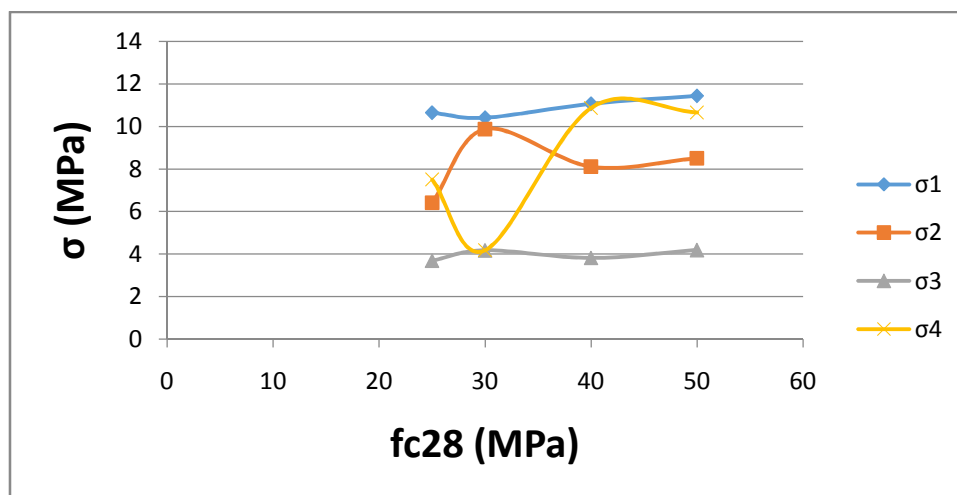


Figure 4.25(a) et(b): Courbes de variation de la contrainte en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsqu'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de 25 à 50 Mpa (augmentation de 100%), on constate une très légère augmentation de la contrainte de béton.

Lorsque on fait varier le pourcentage des armatures longitudinales (ρ) de 1% à 4% on constate une diminution importante de la contrainte $[(10.64-3.681)*100/10.64] = 65\%$ pour $\rho=3\%$ figure 4.25(a) et(b), puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où la contrainte reste presque la même que celle de $\rho=3\%$.

Tableau 4.6Récapitulatif des résultats du déplacement x (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	0.769	0.7474	0.72	0.6978
2%	0.01205	0.02488	0.02992	0.04089
3%	0.00589	0.0201	0.02425	0.0345
4%	0.0111	0.02416	0.01745	0.04113

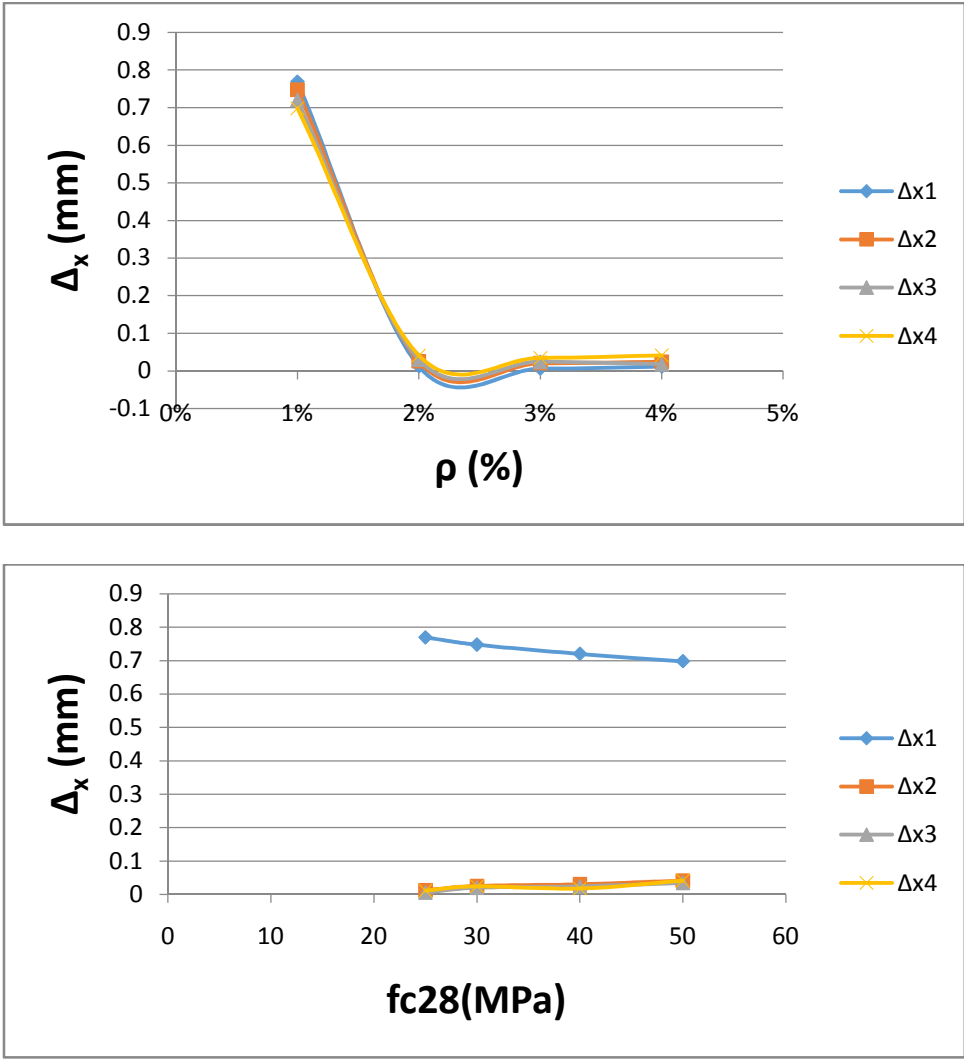


Figure 4.26(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de (25 à 50) Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution du déplacement Δ_x dans le sens d'impact $[(0.769-0.6978)*100/0.769] = 9.26\%$ figure 4.26 (b), ainsi la variation du pourcentage d'armature (ρ) de (1% à 4%) nous montre que le déplacement Δ_x diminue d'une manière significative $[(0.769-0.0111)*100/0.769] = 98\%$ pour $\rho = 4\%$ figure 4.26 (a).

Tableau 4.7 Récapitulatif des résultats du déplacement total (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	1.653	1.606	1.547	1.50
2%	0.5443	0.7028	0.5903	0.5825
3%	0.1686	0.373	0.1536	0.2035
4%	0.6409	0.1999	0.791	0.7833

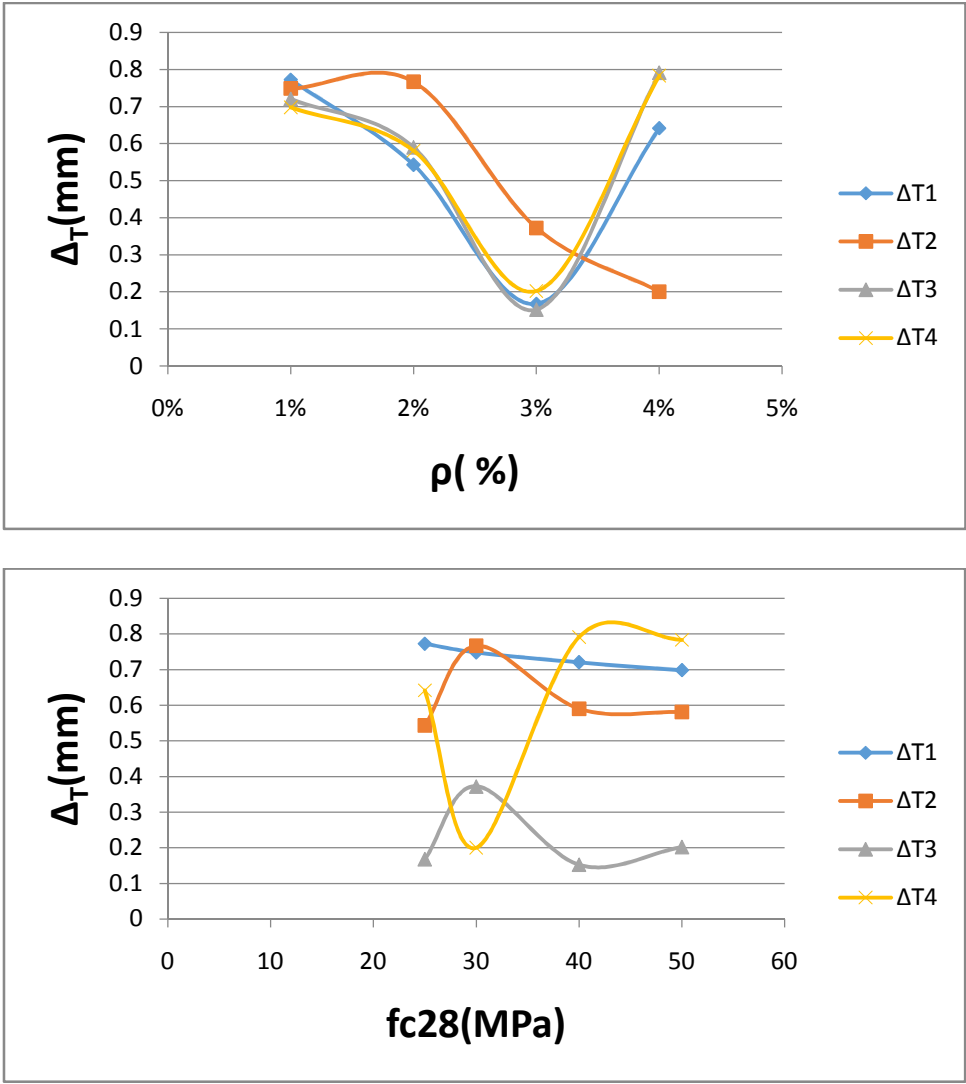


Figure 4.27(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de (25 à 50) Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution du déplacement Δ_t dans le sens d'impact $[(1.653-1.50)*100/1.653] = 9.25\%$ figure 4.27 (b). Lorsque on fait varier le pourcentage d'armatures longitudinales (ρ) de 1% à 4% on constate une diminution importante du déplacement Δ_t $[(1.653-0.1686)*100/1.653] = 90\%$ pour $\rho=3\%$ figure 4.27(a), puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où la déplacement Δ_t reste presque le même que celle de $\rho=3\%$.

4.4.3 Les résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié d'une pile de pont soumise à une charge axiale et une charge d'impact latéral de 2242 kg (Ford Explorer) circulant à une vitesse de 16,9 m/s sont présentés dans les figures et les tableaux suivants :

Tableau 4.8 Récapitulatif des résultats de contrainte (MPa)

ρ \ f_{c28}	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	21.24	21.36	20.90	19.92
2%	6.467	9.932	8.257	8.901
3%	3.681	4.169	3.968	4.593
4%	7.483	4.291	10.88	10.95

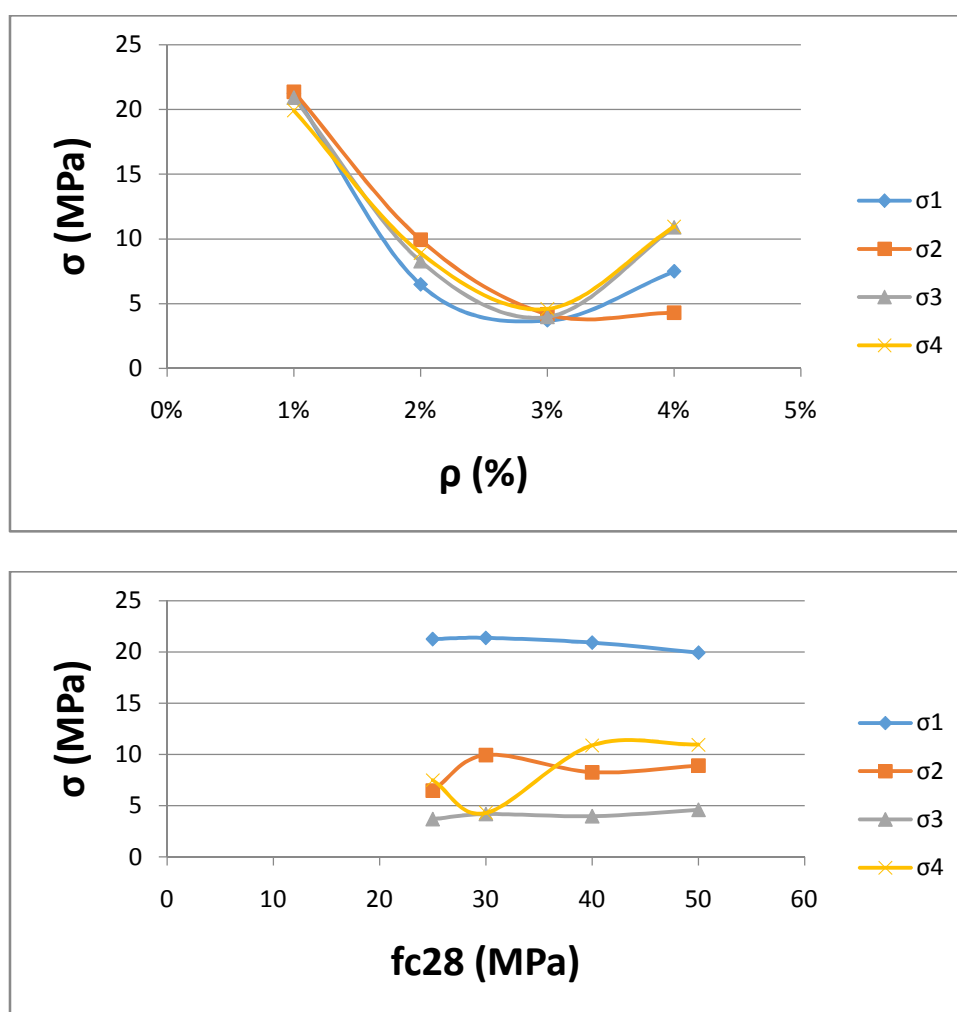


Figure 4.28(a) et (b): Courbes de variation de la contrainte en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsqu'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de 25 à 50 Mpa (augmentation de 100%), on constate une très légère augmentation de la contrainte de béton. Lorsque on fait varier le pourcentage d'armatures longitudinal (ρ) de 1% à 4% on constate

une diminution importante de la contrainte $[(21.24-3.681)*100/21.24] = 82\%$ pour $\rho=3\%$ figure 4.28(a) et(b) , puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où la contrainte reste presque la même que celle de $\rho=3\%$.

Tableau 4.9 Récapitulatif des résultats du déplacement x (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	1.65	1.606	1.547	1.50
2%	0.01693	0.04215	0.0557	0.0794
3%	0.01041	0.0381	0.05012	0.07051
4%	0.01231	0.04938	0.02512	0.0756

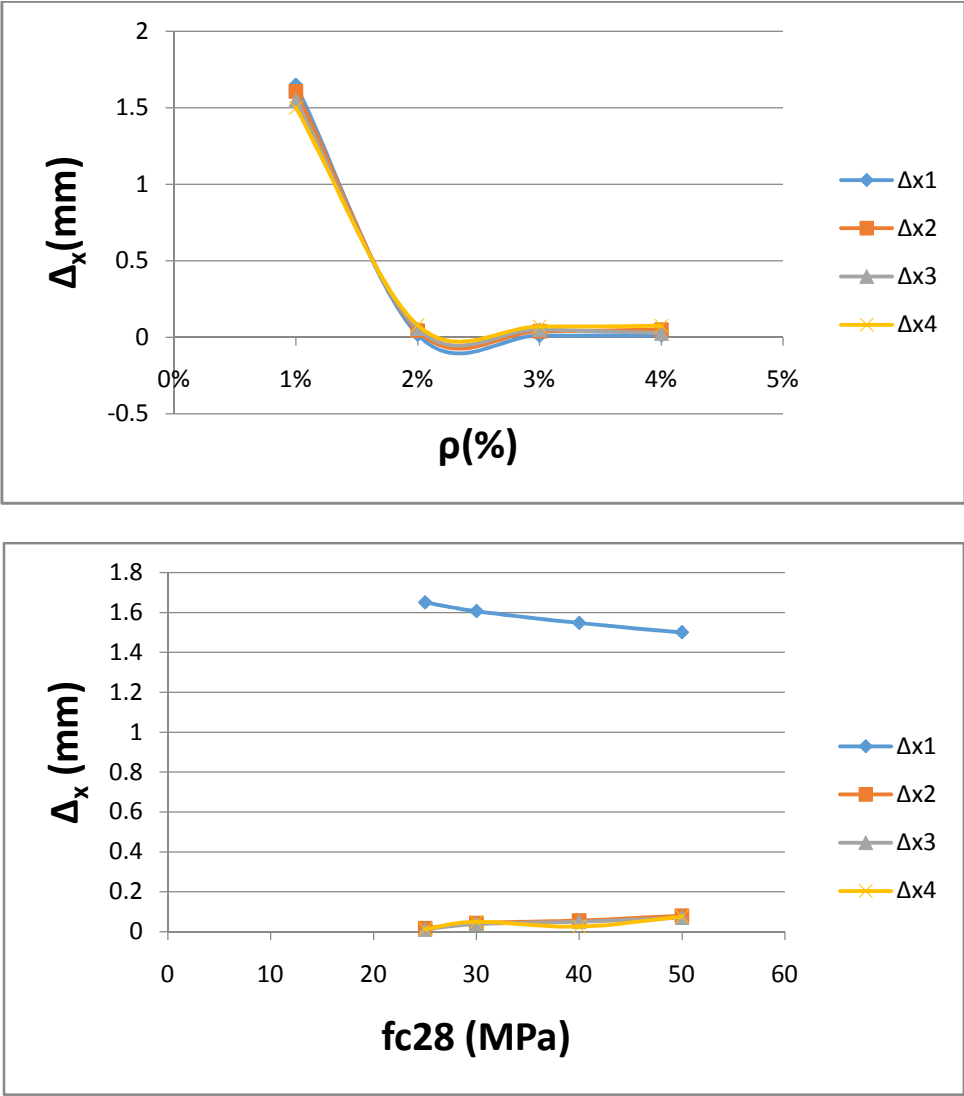


Figure 4.29(a) et(b): Courbes de variation du déplacement x en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de (25 à 50) Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution du déplacement Δ_x dans le sens d'impact $[(1.65-1.5)*100/1.65] = 9.1\%$ figure 4.29 (b), ainsi la variation du pourcentage d'armatures longitudinales (ρ) de (1% à 4%) nous montre que le déplacement Δ_x diminue d'une manière significative $[(1.65-0.01231)*100/1.65] = 99\%$ pour $\rho = 4\%$ figure 4.29 (a).

Tableau 4.10 Récapitulatif des résultats du déplacement total (mm)

$\rho \backslash f_{c28}$	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
1%	1.653	1.606	1.547	1.50
2%	0.5443	0.7028	0.5903	0.5825
3%	0.1686	0.373	0.1536	0.2035
4%	0.6409	0.1999	0.7915	0.7846

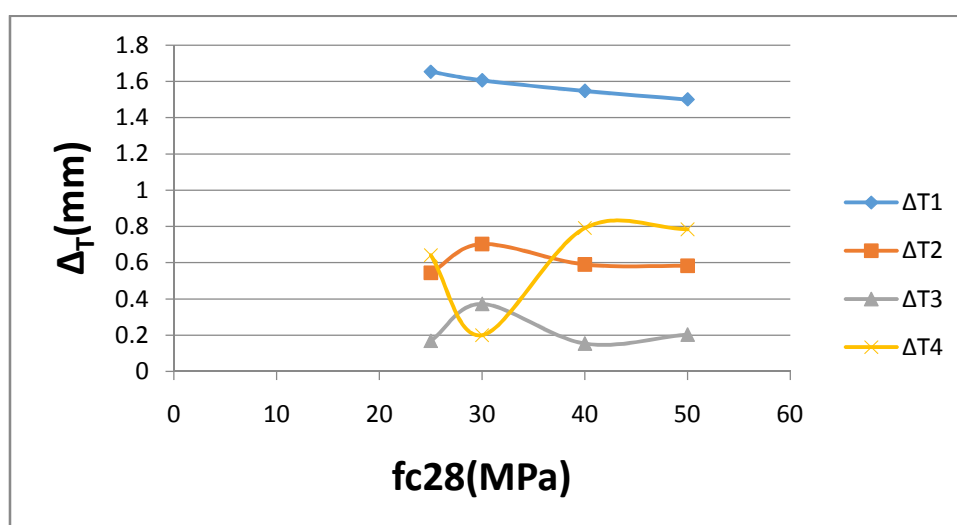
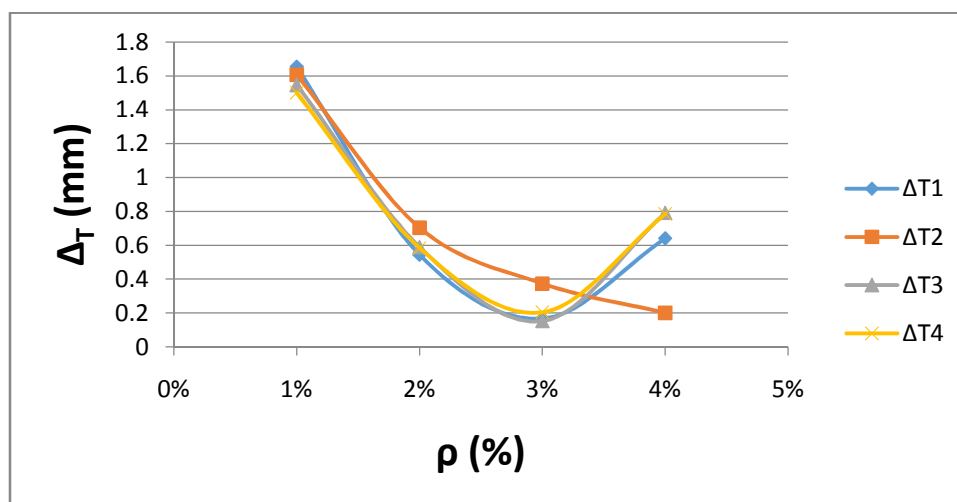
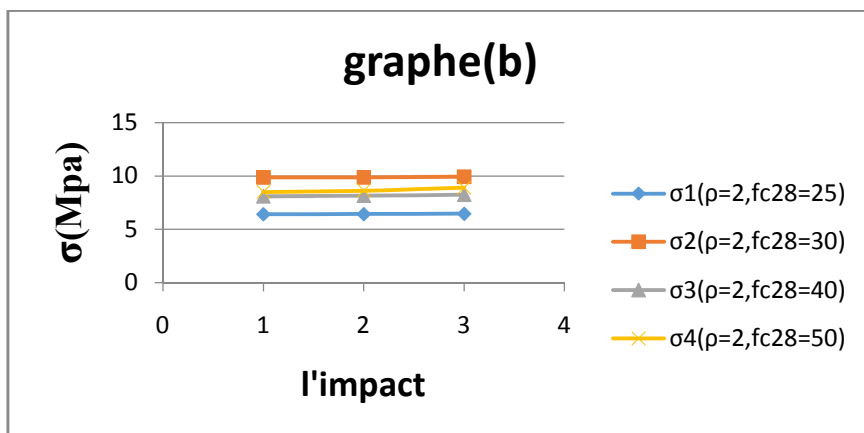
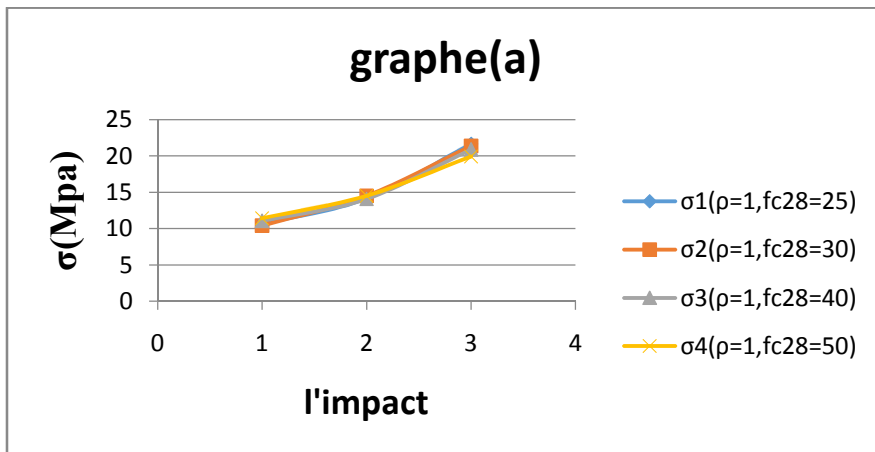


Figure 4.30(a),(b): Courbes de variation du déplacement total en fonction ρ et f_{c28} .

Lorsque l'on fait varier la résistance caractéristique f_{c28} du béton de (25 à 50) Mpa (augmentation de 100%), on constate une légère diminution du déplacement Δ_t dans le sens d'impact d'une valeur $[(1.653-1.5)*100/1.653] = 9.25\%$ figure 4.30 (b). Lorsque on fait varier de pourcentage d'armatures longitudinales (ρ) de 1% à 4% on constate une diminution importante du déplacement Δ_t d'une valeur de $[(1.653-0.1686)*100/1.653] = 89.8\%$ pour $\rho=3\%$ figure 4.30(a), puis une légère augmentation pour $\rho=4\%$ sauf pour $f_{c28}=30\text{Mpa}$ où le déplacement Δ_t reste presque la même que celle de $\rho=3\%$.

4.4.4 Comparaison des résultats obtenus par ABAQUS du modèle étudié représenté par une pile de pont soumise à une charge axiale et trois chargements latéraux dû à l'impact d'un véhicule ayant les caractéristiques ci-dessous :

- 1/ De 1329 kg (*Renault Fuego*) circulant avec une vitesse de 13,3 m/s.
- 2/ De 1691 kg (*Ford Taurus*) circulant avec une vitesse de 15,6 m/s.
- 3/ De 2242 kg (*Ford Explorer*) circulant avec une vitesse de 16,9 m/s.



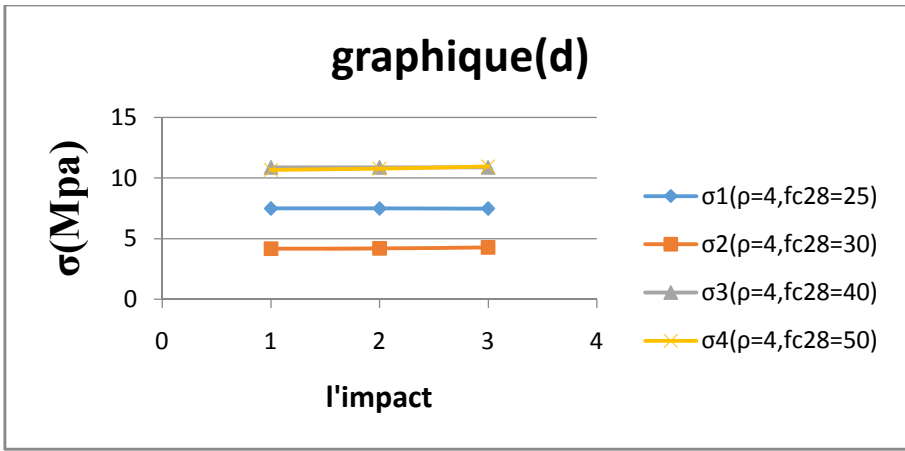
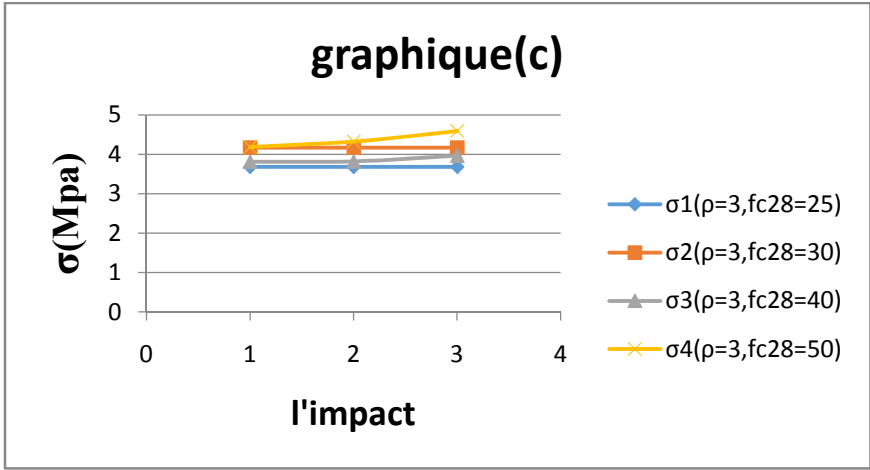
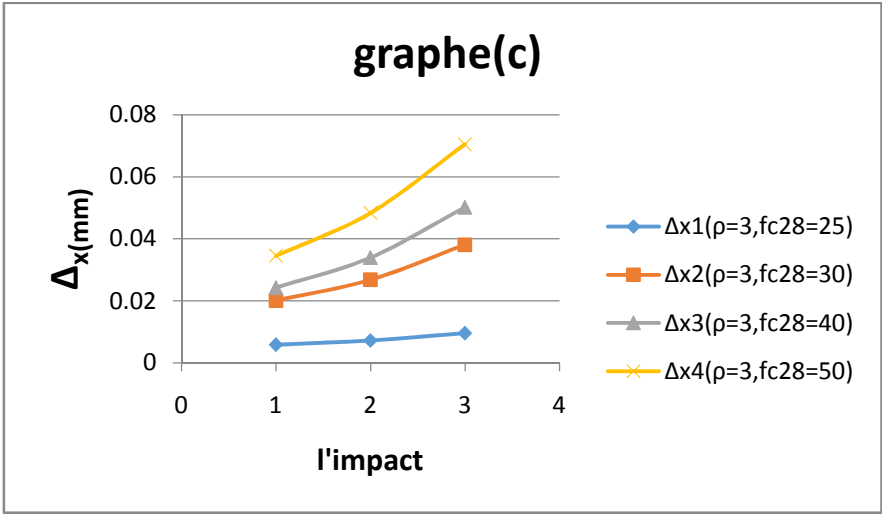
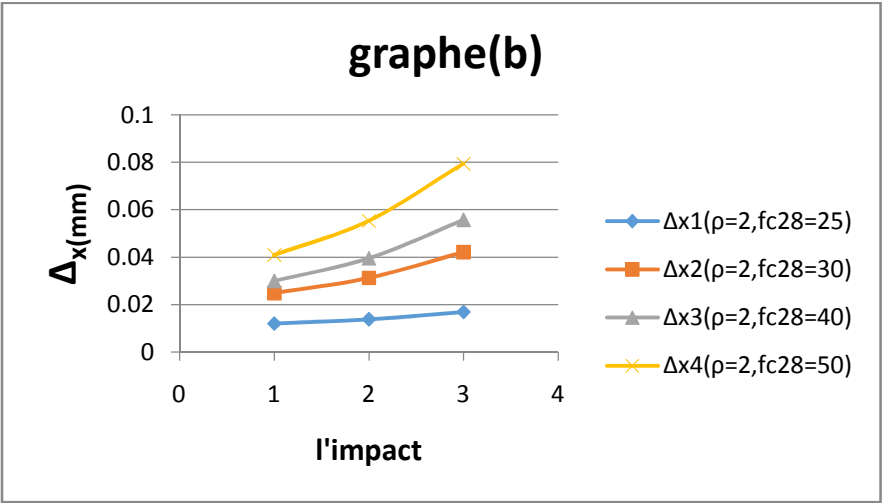
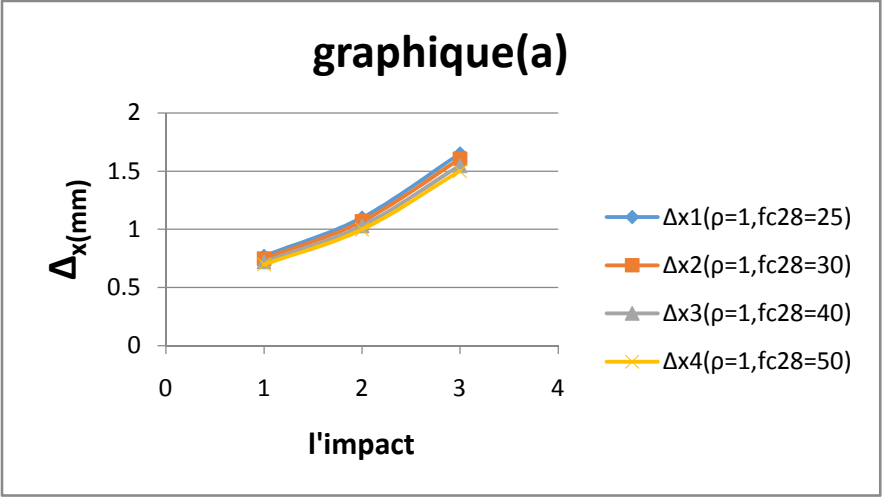


Figure 4.31 (a, b, c et d): Courbes de variation de la contrainte en fonction la charge latérale d'impact.

Dans le cas où l'on fixe le pourcentage d'armatures $\rho=1\%$ et on fait varier la force d'impact (de 1329 kg à 2242 kg), on constate une augmentation marquante de la contrainte dans le béton, tandis que la variation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} n'a aucun effet sur la contrainte dans le béton figure 4.31(a),

Cependant pour $\rho=2\%$ jusqu'à 4% figure 4.31 (b, c et d) il a été enregistré une légère augmentation de la contrainte dans le béton proportionnellement à l'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} , par contre l'effet de la variation de la force d'impact sur la contrainte est négligeable.

Si $\rho \geq 2\%$ l'augmentation du pourcentage d'armature ρ n'a pas un effet significatif sur les résultats (contrainte dans le béton).



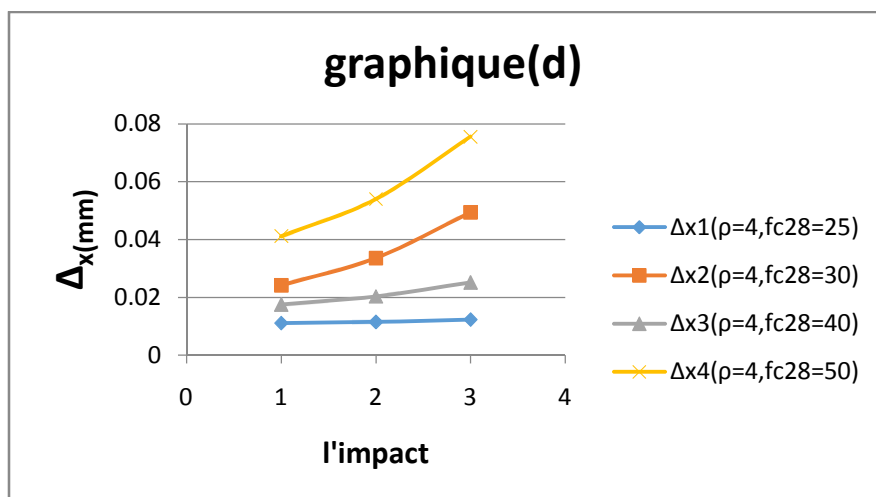
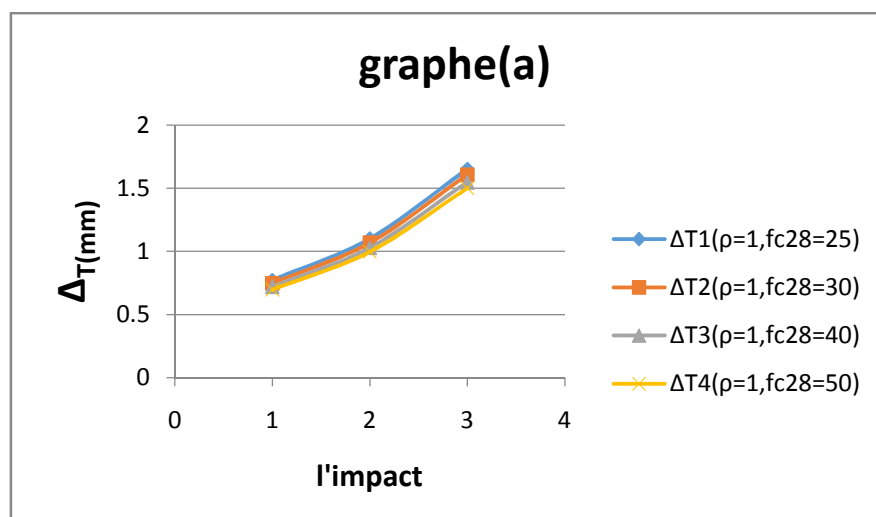


Figure 4.32 (a, b, c et d): Courbes de variation du déplacement x en fonction de la charge latérale d'impact.

Dans le cas où l'on fixe le pourcentage d'armatures à $\rho=1\%$ et on fait varier la force d'impact (de 1329 kg à 2242 kg), on constate une augmentation marquante du déplacement (Δ_x), tandis que la variation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} n'a aucun effet sur le déplacement (Δ_x) figure 4.32(a).

Cependant pour $\rho=2\%$ jusqu'à 4% on remarque que le déplacement (Δ_x) varie proportionnellement par rapport à la variation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} , il en est de même pour la force d'impact, mais les valeurs de déplacements enregistrés dans ce cas restent faibles.



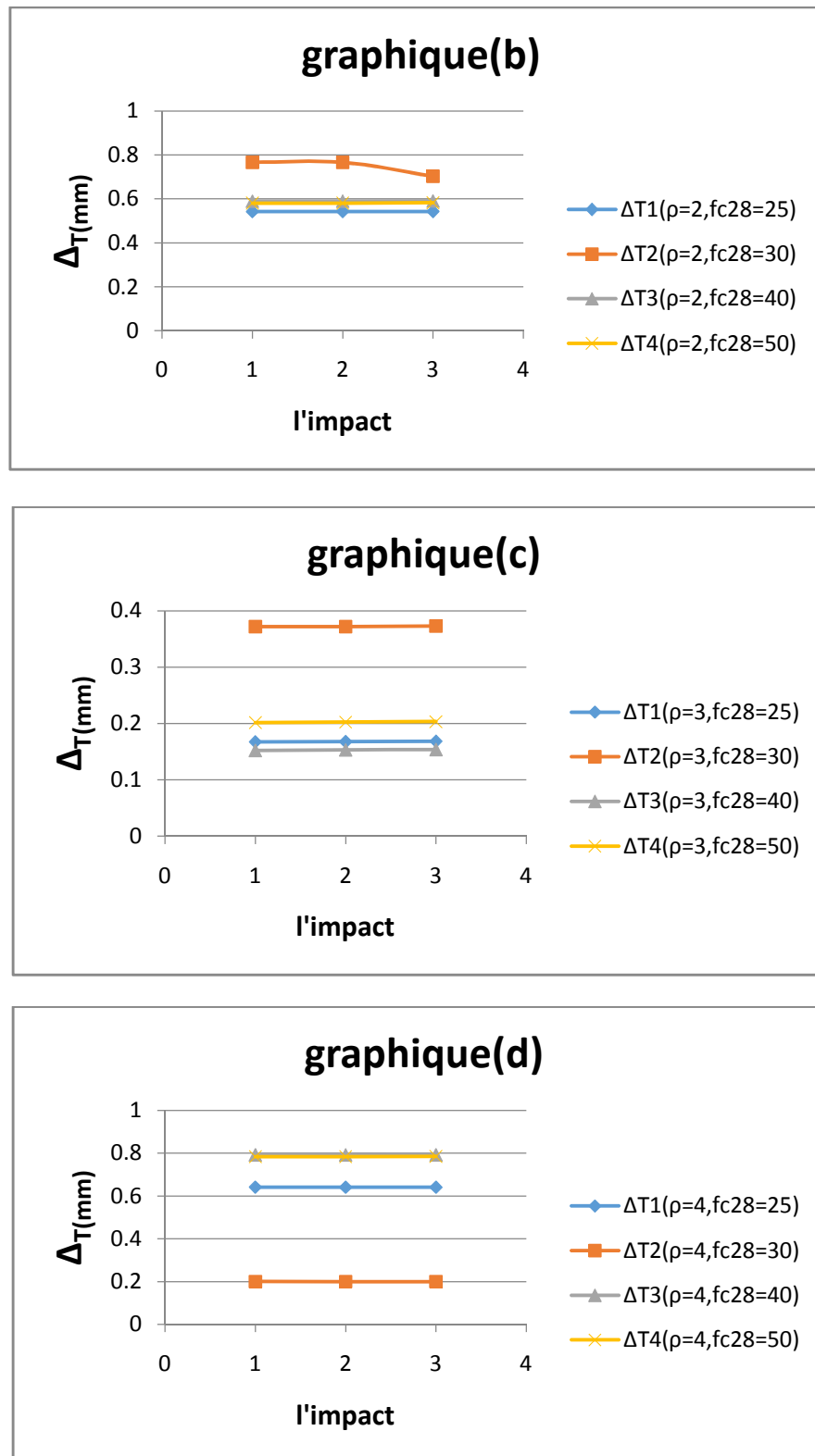


Figure 4.33 (a, b, c et d): Courbes de variation du déplacement total en fonction de la charge latérale d'impact.

Dans le cas où l'on fixe le pourcentage d'armatures à $\rho=1\%$ et on fait varier la force d'impact (de 1329 kg à 2242 kg), on constate une augmentation marquante du

déplacement (Δ_T), tandis que la variation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} n'a aucun effet sur le déplacement (Δ_T) figure 4.33(a),

Cependant pour $\rho=2\%$ jusqu'à 4% , figure 4.33 (b, c et d) on enregistre une légère augmentation du déplacement (Δ_T) proportionnellement à l'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} , par contre l'effet de la variation de la force d'impact sur le déplacement (Δ_T) est négligeable.

Si $\rho \geq 2\%$ l'augmentation de ρ n'a pas un effet significatif sur les résultats du déplacement (Δ_T).

4.5 Conclusion :

D'après une analyse approfondie des résultats des 4 variantes, d'après une étude paramétrique sur quatre modèles nous avons obtenus plusieurs résultats concernant la contrainte dans le béton et le déplacement dans le sens d'impact (Δ_x) et le déplacement totale (Δ_T). Une analyse approfondie de ces résultats nous conduit à conclure que:

- La résistance f_{c28} n'a pas de grande influence sur le déplacement latéral,
- Lorsque le pourcentage d'acier (ρ) augmente, le déplacement latéral diminue,
- Le déplacement total et la contrainte diminue avec l'augmentation de (ρ),
- L'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} n'a presque pas d'influence sur la contrainte et le déplacement total,
- Il convient de noter que l'augmentation du pourcentage d'acier ρ au-delà de 2% n'a pas de grande influence sur les résultats (contrainte dans le béton et déplacement) et cela correspond aux différents niveaux de la force d'impact.

CONCLUSION GENERALE

Le comportement des colonnes sous chargement d'impact est très important pour les structures en béton armé, en général, et principalement pour les ponts, puisque ces derniers sont souvent soumis à des accidents de trafic qui causent des dégâts matériels et humains très importants.

Les techniques de simulation numérique peuvent être utilisées pour quantifier l'impulsion critique des colonnes circulaires chargées axialement. Les équations empiriques sont développées pour prédire la charge critique de rupture et l'impulsion associée.

Les équations linéaires sont fournies pour une estimation plus précise avec des équations multiples pour l'évaluation approximative.

L'impulsion maximale augmente avec la charge verticale pour le cisaillement critique.

La variation l'impulsion maximale est approximativement proportionnelle au pourcentage d'acier longitudinal.

L'efficacité du confinement dépend de la charge axiale, l'axe de flexion, le diamètre de la colonne et le rapport de l'acier longitudinal. Les effets de confinement peuvent changer la ductilité ainsi que le mode de fonctionnement des colonnes affectées de défaillances. L'amélioration relative de la capacité est plus importante lorsque le diamètre des cerces est augmenté, plutôt que l'espacement des cerces.

- La résistance f_{c28} n'a pas de grande influence sur le déplacement latéral.
- Lorsque le pourcentage d'acier (ρ) augmente, le déplacement latéral diminue.
- Dans la note générale dans les courbes que chaque fois plus que la force d'impact augmente avec déplacement x .
- Le déplacement total et la contrainte diminue avec l'augmentation de (ρ).
- L'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{c28} presque n'a pas d'influence sur la contrainte et le déplacement total.
- Il convient de noter que l'augmentation de pourcentage d'acier ρ au-delà de 2% n'a pas de grande influence sur les résultats (contrainte dans le béton et déplacement) et sa correspond aux différents niveaux de la force d'impact.

Il est évident que beaucoup reste à faire dans ce domaine et plus précisément dans notre pays. Il n'y a actuellement aucun règlement algérien régissant le phénomène de comportement de

structures sous charges d'impact. Dans cette recherche, il a été mis en évidence certain paramètres ayant une influence certaine sur le comportement des structures sous l'effet des charges d'impact. Il faut aussi proposer une expression non linéaire faisant intervenir les caractéristiques jugées les plus influentes afin de mieux évaluer la capacité portante de ces structures sous l'effet de choc. Des études expérimentales en laboratoires sont aussi nécessaires afin de mieux cerner et appréhender et justifier les modèles numériques proposés.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES:

- [01] ABAQUS (2012) ABAQUS Theory Manual – Version 6.12.1, US.
- [02] Julien Briche « Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS ».
- [03] Tsang, H.H, et al., collapse of reinforced concrete column by vehicle impact. 6 th Asia-pacific conference on shock & impact loads on structures, 2005. Perth, Australia.
- [04] Sukonatasakal, P. and S . mindess , the shear fracture of concrete under impact loading using end confined beams. Material and structures, 2003.
- [05] Shi,Y.,H.hao,and Z.X. Li, numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads ,2008.
- [06] Sastranegara, A.,Adachi, T. , and yamji, A., 2005``improvement of energy absorption of impacted column due to transverse impact``.
- [07] Polat , M.B (1992)`` behavior of normal and high strength concrete under axial compression`` department of civil engineering, university of Toronto.
- [08] Ho,J.C.M andH.J. Pam, influence of transverse steel configuration on post elastic behaviour of high strength reinforced concrete columns. Transaction of the Hong Kong institute of engineers ,2003.
- [09] Ho,J.C.M andH.J. Pam, inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns. Engineering structures, 2003.
- [10] Esmaeily,A.and Y.Xiao (2004) `` behavior of reinforced concrete columns under variable axial loads`` ACI.
- [11] EN 1991-1-7, Eurocode 1- actions on structure – part 1; general actions a accidental actions. Irish standards, 2006.
- [12] El tawil , S.,E. sevreion, and P. fonsera, vehicle collision with bridge piers. Journal of bridge engineering 2005.
- [13] CEB – FIP, model code 1990. Redwood books, trowbridge , Wiltshire , UK , (CEB 1993).
- [14] ACI 318 – 05 (2005), ACI 318 – 02 (2002), ACI 318 – 83 (1983), American concrete instutie.
- [15] Adachi, T.,T. Tanaka,et al. (2004), `` effect of transverse impact on buckling bhaviour of a column under static axial compressive force`` international journal of impact engineering.

[16] Avinash S Joshi and Laxmikant M Gupta; ‘‘A simulation study on quantifying damage in bridge piers subjected to vehicle collisions’’.(2012).

[17] Thilakarathna, Herath Mudiyansele Indika and Thambiratnam, David P. and Dhanasekar, Sekar and Perera, Nimal J. (2009) ‘‘Behaviour of axially loaded concrete columns subjected to transverse impact loads’’ . Article Online Id: 100034042.

[18] Gurbuz, Tuba and Thambiratnam, David and Perera, Nimal and Ilki, Alper (2010) ‘‘Performance of reinforced concrete columns under the vehicular impacts’’ .

[19] Sherif El-Tawil, P.E., M.ASCE; Edward Severino; and Priscilla Fonseca; ‘‘Vehicle Collision with Bridge Piers’’ . (2005).

[20] Lin Chen and Yan Xiao ; ‘‘ Finite Element Analysis of Vehicle Collisions with Bridge Piers’’ . (2010).

[21] HMI Thilakarathna. MSc, BSc (Hons.) ‘‘Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Columns Subjected to Vehicular Impacts’’ . (2010).

[22] Thilakarathna, Herath Mudiyansele Indika and Thambiratnam, David and Dhanasekar, Sekar and Perera, Nimal (2009) ‘‘Impact response and parametric studies of reinforced concrete circular columns ‘‘.

[23] Thilakarathna, Herath Mudiyansele Indika and Thambiratnam, David and Dhanasekar, Manicka and Perera, Nimal (2010) ‘‘Numerical simulation of axially loaded concrete columns under transverse impact and vulnerability assessment’’.

[24] Thilakarathna, Indika, Thambiratnam, David, Dhanasekar, Manicka, & Perera, Nimal (2013) ‘‘ Shear-critical impact response of biaxially loaded reinforced concrete circular columns’’ . ACI Structural Journal, 110(4), pp. 565-574.

[24] Dérivation des équations de régression linéaire est déterminée en utilisant un programme statistique "Excel".