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



Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil



Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

THESE DE DOCTORAT TROISIEME CYCLE LMD

Spécialité : Génie Civil Option : Structures et Matériaux Présentée par :

KEZMANE Ali

Thème

Prédiction du comportement mécanique des voiles de contreventement : analyse et simulation

BOUAFIA	Youcef	Professeur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou	Président
HAMIZI	Mohand	Professeur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou	Directeur
BOUZELHA	Karima	Professeur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou	Examinateur
KACHI	Mohand Said	Professeur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou	Examinateur
BOURAHLA	Noureddine	Professeur à l'université Saad DAHLAB de Blida	Examinateur
TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur à l'université Abedrahmane MIRA de Béjaia	Examinateur
HANNACHI	Naceur Eddine	Professeur à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou	Invité

Résumé

Les voiles en béton armé sont considérés comme le système de contreventement principal dans les bâtiments pour résister aux chargements latéraux dans les régions potentiellement sismiques. Les derniers séismes connus ont mis en évidence l'efficacité de ce genre de système pour résister aux chargements engendrés par les tremblements de terre. Toutefois, dans certains cas, les voiles peuvent subir des dommages légers mais aussi parfois sévères durant les séismes même s'ils sont conçus en respectant les codes de dimensionnement de dernières générations.

Les recherches présentées dans cette thèse se focalisent sur l'analyse du comportement mécanique, des réponses, et de la modélisation de voiles rectangulaires en béton armé avec l'objectif d'améliorer notre compréhension des voiles en béton armé. Pour cela, un inventaire des travaux expérimentaux réalisés sur les voiles en béton armé dans plusieurs pays à travers le monde depuis les années 1950 a été mené, ce qui nous a permis de collecter un maximum d'informations. Cet inventaire effectué, nous a permis de classer les voiles en trois catégories suivant leurs élancements ainsi que l'élaboration de trois bases de données pour chaque type de voiles. (Voiles courts avec élancement géométrique ≤ 1.00 , voile élancé les avec élancement > 2.00 et voiles de transition avec élancement entre 1.00 et 2.00). La faisabilité et la performance de prédiction de la résistance ultime des voiles en cisaillement ou en flexion de certaines équations utilisées dans des pays sismiques sont évaluées en utilisant les trois bases de données. L'évaluation de ces équations a montré qu'elles ne sont pas capables de prédire correctement les réponses expérimentales observées pour chaque type de voiles et elles présentent un coefficient de variation important.

Une investigation de l'influence des variables de conception affectant la résistance maximale des voiles rectangulaires a été conduite en exploitant les données recueillies auparavant dans la littérature, hélas, ces données ne sont pas assez suffisantes pour clarifier suffisamment le rôle et l'influence de chaque variable. Pour cela, Nous avons eu recours aux simulations numériques, qui nous ont paru être les plus économiques et termes de temps et d'argent, pour comprendre l'influence de chaque variable d'avantage.

Deux types d'approches de modélisation des voiles en béton armé ont été menés en détails, l'un en 3D, en utilisant le code de calcul Abaqus, où une échelle de discrétisation locale est adoptée, l'autre en 2D en utilisant le code Vec Tor2 avec une échelle de discrétisation semilocale. L'approche du Code d'Abaqus offre des résultats complets et en très bonne concordance avec les réponses expérimentales, ce qui offre une certaine assurance et motivation pour la conduite d'investigation sur l'influence des variables de conception. Les éléments importants pour reproduire la réponse des voiles numériquement ont été explorés et des recommandations sur les analyses numériques ont été faites.

L'investigation de l'influence de ces variables de conception menée avec Abaqus a permis de clarifier d'avantage le rôle et l'influence de chaque variable, cela nous a permis de développer trois nouvelles équations de prédiction de la résistance ultime pour chaque type de voiles, en considérant toutes les variables de conception influentes.

Mots clés : Prédiction, nouveaux modèles, résistance ultime, comportement mécanique, voiles rectangulaire en béton armé, voiles, simulation 2D et 3D, ABAQUS, Vec Tor2

Abstract: Reinforced concrete walls are considered as the main lateral-force-resisting in buildings subject to earthquakes load in many seismic regions. The last known earthquakes have demonstrated the effectiveness of this kind of system to resist to the loads generated by earthquakes. However, in some cases, these walls can suffer mild or severe damage during earthquake, even if, they are designed in compliance with the latest design codes generation.

The studies presented in this thesis focus on the examining the mechanical behavior, responses, and modeling of rectangular reinforced concrete walls with the objective of improving our ability understand behavior of rectangular reinforced concrete walls. For this, an inventory of the experimental work carried out on the reinforced concrete walls in several countries around the world since 1950 was conducted which allowed us to collect a maximum of information. The conducted inventory has allowed classifying rectangular reinforced concrete walls into three categories according to their slenderness and to assemble three databases for each type of walls. (Squat reinforced concrete walls with slenderness ≤ 1.00 , slender walls with slenderness> 2.00 and transition walls with slenderness between 1.00 and 2.00). The utility and the ability of predictive equation currently used some seismic countries for the ultimate strength of reinforced concrete walls is evaluated and determined using the assembled databases. The evaluation of these equations has shown that they don't provide unbiased estimates of the ultimate strength.

An investigation of the effect of design variables that affect the ultimate strength of rectangular reinforced concrete walls was conducted using the databases, unfortunately, these data are not sufficient enough to clarify the effect of each variable. For this, we used the numerical simulations to understand the influence of each variable.

Two finite element analysis approaches of modeling reinforced concrete walls were conducted in this study, the first was with 3D approach and conducted by using Abaqus software, where a local discretization is adopted, the second was in 2D plan stress using the Vec Tor2 approach. The approach of Abaqus provided results in good agreement with the experimental responses. Modeling decisions that are important to predicting the response of reinforced concrete is explored and recommendation for finite element responses are made.

The investigation of the influence of the design variables conducted with Abaqus clarified the effect of each variable, and it has allowed developing three new predictive equations for ultimate strength of the three kinds of reinforced concrete walls.

Keywords: Prediction, Models, ultimate strength, reinforced concrete walls, walls, rectangular walls, 2D ans 3D modeling, ABAQUS, Vec Tor2

Remerciements

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Hamizi Mohand, Professeur à l'université de Tizi-ouzou mouloud Mammeri, directeur de ce travail, pour son encadrement. Je lui suis particulièrement reconnaissant de m'avoir offert la possibilité de travailler dans le contexte de ces programmes de recherches. Outre ses qualités scientifiques, je le remercie aussi pour sa disponibilité, sa gentillesse et sa sensibilité.

Je tiens à remercier Monsieur Boukais Said qui m'a dirigé tout au long de ces années d'études d'une manière exceptionnelle et a donné les grands axes de recherche, ainsi que tous les petits détails. L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à sa confiance, à son soutien incessant aussi bien moral que matériel et à ses encouragements permanents.

Je tiens à remercie Monsieur Kahil Amar (Docteur à l'université de Tizi-OUzou), Monsieur Nekmouche Amine (Doctorant à l'université de Béjaia) et Monsieur Khelil Nacim (Docteur de l'université de Toulouse) qui ont contribué significativement sur la finalisation de cette thèse, ainsi que leurs amitiés, leurs aides et leurs encouragements

Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, Bouafia Youcef (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou), Bourahla Noureddine (Professeur à l'Université de Blida 1), Madame Hammoum neé Bouzelha Karima (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou), Kachi Mohand Said (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou) et Monsieur Tahakourt Abdelkader (Professeur à l'Université de Béjaia) qui ont donné de leurs temps pour examiner et évaluer ce travail de thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Houcine Zibouche (Ingénieure en génie civil) Pour tous ces encouragements, ces remarques et son aide.

J'adresse mes remerciements à tous les enseignants de la faculté de génie de la construction de l'université de Mouloud Mammeri qui m'ont offre une formation de qualité.

J'adresse mes remerciements aussi au professeur Hannachi Nacreur Eddine, le recteur de l'université de Tizi-ouzou pour les moyens qu'il a mis à ma disponibilité et ces précieux conseils.

Mes vifs remerciements vont vers mes amis qui m'ont encouragés et aidés pendant toutes ces années de thèse, en particulier : Lyla Bekhtaoui, Ammouri Mokarne, Imane idris, Nabil Zeggane, Madouni Lilia, Harbi Nawel, Lynda Djerbal, Nassima lebib, Harmim Hassiba, Medjnoun Amel, Amar Alliche et Lylia Bouzid.

Une pensée reconnaissante va enfin à vers ma famille en particulier ma chère mère, et mon cher père ; qui ont su me soutenir et m'encourager durant cette période ainsi que mes sœurs pour la patience et le soutien dont elles ont fait preuve pendant toute la durée de cette thèse.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre 1 : Revue Bibliographique sur les travaux expérimentaux et élaboration d'une base de données pour les voiles rectangulaires en béton armé

1. Introduction	
2. Travaux expérimentaux antérieurs	
2.1. Essais Galletly (1949-1952)	4
2.2. Essais de Benjamin et Williams (1951 – 1956)	4
2.3. Essais de Brada (1972)	5
2.4. Essais de Shiga (1973-1975)	6
2.5. Essais Alxender (1973)	8
2.6. Essais de Hirosawa (1975)	9
2.7. Essais de Yoshizaki (1975)	9
2.8. Essais de Mattock (1976-1977)	9
2.9. Essais de PCA (1980)	10
2.10. Essais de Hernandez (1980)	10
2.11. Essais de Paulay (1982)	12
2.12. Essais de Cardenas (1980)	13
2.13. Essais de LANL (1980)	15
2.14. Essais de Maier (1985)	16
2.15. Essais de Saatcioglu (1985-1994)	18
2.16. Analyse de Wood (1990)	19
2.17. Essais de Sheu et al (1988-1996)	20
2.18. Essais de Leafs (1990)	20
2.20. Essais de Rothe (1992)	24
2.21. Essais de Sozen et Mohle (1993)	26
2.22. Essais de Thomsen et Wallace(1995)	26
2.23. Essais de Hidalog (1998-2002)	27
2.24. Essais de Salonikios (1999)	28
2.25. Essais de Tasnimi (2000)	29
2.26. Essais de Sittipunt (2001)	29
2.27. Essais de Lopes (2001)	30
2.28. Essais de Cho et al (2004)	30
2.29. Essais de Greifenhagen(2005)	31
2.30. Essais de Zhang (2007)	31
2.31. Essais de Dazio et al (2009)	32
3. Identification des types des voiles	33
4. Identification des modes de ruptures	34
4.1. Mode de rupture des voiles élancés.	34
4.1.1. Rupture par flexion	34
4.1.2. Rupture par plastification des armatures verticales.	35
4.1.3. Rupture par écrasement du béton.	35
4.1.4. Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues.	35
4.1.5. Modes de ruptures flexion-cisaillement	36
4.1.6. Rupture par effort tranchant	36
4.1.7. Rupture par glissement	36

4.1.8. Comportement d'hystérésis des voiles élancés	37
4.2. Modes de ruptures des voiles courts	37
4.2.1. Rupture par glissement à l'encastrement (sliding shear)	37
4.2.2. Rupture par fissuration en croix	38
4.2.3. Rupture par écrasement du béton de l'âme	38
4.3. Ruptures des voiles intermédiaires ou de transitions	
4.3.1. Rupture flexion-cisaillement diagonal en traction	39
4.3.2. La rupture flexion compression diagonale	39
4.3.3. Rupture par flexion-glissement	39
5. Synthèse des travaux expérimentaux réalisés (Base de données)	40
5.1. Base de données des voiles courts (élancement inférieur ou égale à un)	41
5.2. Base de données des voiles de transition (élancement supérieur à un et inférieur ou égale à deux)	44
5.3 Base de données des voile élancés (élancement supérieur à deux)	46
6. Conclusion	48

Chapitre 2 : Evaluation des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé

1. Introduction		49
2. Présentations	des équations étudiées	49
2.1.	Code Américain (ACI 318-08)	49
2.2.	Code Mexicain (NTCC 2004)	50
2.3.	Code de la Nouvelle Zélande (NZS 2006)	50
2.4.	Equation de Brada (1977)	51
2.5.	Equation de Wood (1990)	51
2.6.	Méthode des déformations compatibles	52
3 Comparaison des résistances ultimes : analytiques et expérimentales		54
3.1 Cas des voiles courts		54
	3.1.1 Code Américain ACI 318-08	54
	3.1.2. Equation du code NTCC 2004	57
	3.1.3. Equation du code de la Nouvelle Zélande NZS2006	59
	3.1.4. Equation de Brada (1977)	61
	3.1.5. Equation de Wood (1990)	64
	3.1.6. Response-2000	66
3.2.	Cas des voiles de transition	68
	3.2.1. Code Américain ACI 318-08	68
	3.2.2. Code Mexicain NTCC 2004	70
	3.2.3. Code de la Nouvelle Zélande NZS 2006	72
	3.2.4. Equation de BRADA(1977)	75
	3.2.5. Equation de WOOD (1990)	77
	3.2.6. Response-2000	79
3.3.	Cas des voiles élancés	80
	3.3.1. Code Américain ACI 318-08	81
	3.3.2. Code Mexicain NTCC2004	83
	3.3.3. Code de la nouvelle Zélande NZS2006	85
	3.3.4. Code BRADA (1977)	87
	3.3.5. Code de WOOD (1990)	89
	3.3.6. Response-2000	91
4. Synthèse des résultats		93
5. Conclusion		94

Chapitre 3 : Modélisation numérique des voiles en béton ar	mé
Partie I : Généralités sur les modélisation	96
1. Introduction	96
2. Niveau de Modélisation et echelle de discretisation	96
2.1.Niveau de modélisation	96
2.1.1. Niveau géologique	96
2.1.2. Niveau globale	96
2.1.3. Niveau semi-globale	96
2.1.4. Niveau local	96
2.2. Echelle de discrétisation	96
2.2.1. Echelle globale	96
2.2.2. Echelle semi-local	97
2.2.3. Echelle local	97
3. Modélisation des voiles	97
3.1. Les spécimens des voiles choisis pour les modélisations	
3.1.1. Voile court SW 14 de (Leafs 1990)	99
3.1.2. Voile de transition SW21 (Lefas 1990)	101
3.1.3. Voile élancé SW7 (Zhang 2000)	103
3.1.4. Voile élancé RW 2 (Wallace2000)	105
Partie II : Modélisation en utilisant le code ABAQUS	106
1. Introduction	106
2. Stratégie de résolution	107
3. Stratégie de modélisation	
3.1. Cadre théorique de modélisation des matériaux	109
3.1.1. Modélisation du béton	109
3.1.1.1. Décomposition des déformations	110
3.1.1.2. Relation contrainte-déformation	110
3.1.1.3. Loi d'écrouissage.	110
3.1.1.4. Fonction de charge	110
3.1.1.5. Plasticité non associée – loi d'écou	ilement 112
3.1.1.6. Endommagement et dégradation d	e la rigidité 113
- Cas des conditions uniaxiales	113
-Cas des conditions multiaxiales	115
3.2. Modélisation de l'acter	115
3.2.1. Plasticité des aciers	118
3.3. Lois uniaxiales pour les materiaux	118
3.3.1. Loi uniaxiale pour le beton	118
3.3.1.1. Identification des parametres	119
-Cas de la traction	119
-Cas de la compression	120
4. Simulation das trais trais da voilas	121
4. Simulation des trois types de volles	123
4.1. Simulation du voile court (modele 5 w 14 de Leias)	. 123
4.1.1 Deminion des donnees numeriques des materiaux	124
-Comportement uniquial	124
-Comportement multiavial	124
• Angle de dilatation (μ)	125
•Frigie de ditatation (ψ) •Evcentricité du notential d'écoulement (120
Rannort de la contrainte biaviale et uniav	127 iale ($\sigma b0 / \sigma c0$) 128
- rapport de la contrainte ofaxiale et uniax	120

●Paramètre Kc	129
Paramètre de viscosité	129
4.1.1.2. Acier	130
4.1.2. Résultats de la simulation du voile court SW14	131
4.2. Simulation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)	135
4.2.1. Définition des données numériques des matériaux	135
4.2.2. Résultats de la simulation du voile de transition SW21	136
4.3. Simulation du voile élancé (modèle RW2 de Wallace 1995)	139
4.3.1. Définition des données numériques des matériaux	140
4.3.2. Résultats de la simulation du voile élancé RW 2	142
Partie III : Modélisation 2D avec Vec Tor2	144
1 Introduction	144
2 Principe de la méthode MFCT	145
2.1. Les relations de compatibilité	145
2.2. Les relations d'équilibre	146
2.3. Relations constitutives	146
2.4. Prise en compte des fissures locales	147
2.5. Prise en compte des contraintes multiaxiales	148
2.6. Implémentation éléments finis	149
3. Modèle des matériaux utilisés	150
3.1. Comportement du béton à la compression	150
3.2. Comportement du béton à la traction	150
3.3. Comportement des aciers	151
4 Modélisation du voile court (modèle SW14 de Lefas)	152
4.1. Analyse monotone	153
4.2 Analyse cyclique	155
5. Modélisation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)	156
5.1 Analyse monotone	156
5.2. Analyse cyclique	159
6. Modélisation du voile élancé (modèle SW7 Zhang 2000)	160
6.1. Analyse monotone	160
6.2 Analyse cyclique	163
Partie IV : Conclusion générale	163

Chapitre 4 : Investigation de l'influence des variables de conception sur la résistance ultime des voiles

1. Introduction	164
2. Evaluation à partir des données expérimentales	164
2.1. Effet de l'élancement géométrique	164
2.2. Effet des aciers horizontaux	165
2.3 Effet des aciers verticaux	167
2.4. Effet des aciers concentrés dans les zones d'extrémités	168
2.5 Effet de la résistance du béton à la compression	169
2.6. Effet de la résistance du la charge axiale	172
2.7. Effet de l'épaisseur de l'âme des voiles	175
2.8. Effet du type de chargement	175
3. Evaluation à partir des simulations numériques	176
3.1 Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles courts	177
3.1.1 Effet de la résistance du béton	177

3.1.2 Effet de l'élancement	180
3.1.3. Effet des aciers d'extrémités (concentrés)	183
3.1.4 Effet de la charge axiale	185
3.1.5. Effet des aciers verticaux	188
3.1.6. Effet des aciers horizontaux	190
3.2. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles de transition	192
3.2.1. Effet des aciers horizontaux	192
3.2.2 Effet des de la résistance du béton à la compression	195
3.2.3. Effet de l'élancement	198
3.2.4. Effet des aciers d'extrémités	201
3.2.5. Effet de la charge axiale	204
3.2.6. Effet de des aciers verticaux	206
3.3. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles élancés	208
3.3.1 Effet de l'élancement	208
3.3.2. Effet des aciers d'extrémités	211
3.3.3. Effet de la charge axiale	213
3.3.4. Effet de la résistance du béton.	215
3.3.5. Effet des aciers horizontaux.	217
3.3.6. Effet des aciers verticaux.	219
4. Conclusion	221
4.1. Voiles courts	222
4.2. Voiles de transition	223
4.3. Voiles élancés	224
Chapitre 5 : Proposition des modèles semi-empiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations	۱ ,
1 Introduction	226

1. Introduc	tion	226
2. Modèle	proposé	226
3. Méthode	e de régression	227
	3.1. Principes de la méthode des moindres carrées non linéaires	227
	3.2. Résolution de Gauss Newton pour les moindres carrées non linéaires	228
	3.3. Méthodes de vérification de l'adaptation d'un modèle de régression	230
4. Ajusten	nent du modèle de régression non linéaire pour les voiles courts	231
	4.1. Le résumé des statistiques	231
	4.2. L'analyse des variances	232
	4.3. Estimations des paramètres	232
	4.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des moindres carrées sur le modèle(VMC3)	233
	4.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	233
	a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov	235
	4.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	235
	4.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	236
	4.4.4. Corrélation entre les variables	237
	4.5. Validation du modèle (VMC3)	237
5. Ajustem	ent du modèle pour les voiles de transition	238
	5.1. Le résumé des statistiques	238
	5.2. L'analyse des variances	238
	5.3. Estimations des paramètres	239
	5.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des MC sur le modèle (VMT3)	240
	5.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	240
	2-a) Test de Kolmogorov-Smirnov	241

5.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	242
5.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	242
5.4.4. Corrélation entre les variables	242
5.5. Validation du modèle (VMT3)	243
6. Ajustement du modèle pour les voiles élancés	243
6.1. Le résumé des statistiques	243
6.2. L'analyse des variances	244
6.3. Estimations des paramètres	244
6.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des MC sur le modèle(VME3)	245
6.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	245
a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov	247
6.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	247
6.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	248
6.4.4. Corrélation entre les variables	248
6.5. Validation du modèle (VME3)	248
7. Validation et évaluation des modèles proposés	249
7.1 Modèles des Voiles courts	249
7.2. Modèles des voiles de transition	255
7.3. Voiles élancés	261
8. Optimisation des équations des modèles du troisième chapitre et comparaison avec les modèles proposés	266
8.1. Voiles courts	266
8.2 Voiles de transition	267
8.3 Voiles élancés	268
9. Conclusions	269
9.1. Voiles courts	269
9.2. Voiles de transition	269
9.3. Voiles élancés	270
Conclusion générale	
1. Synthèse de la thèse	271
2. Conclusions clés	272
3. Recomandations	274
4. Perspectives	275

Références bibliographique

Annexes

Annexe A : Base de données

Annexe B : Exemple de Response-2000

Liste des figures

Chapitre 1 Revue Bibliographique sur les travaux expérimentaux et élaboration d'une base de données pour les voiles rectangulaires en béton armé

Figure 1.1.	Détails du ferraillage diagonal (Benjamain et Williams 1954).	5
Figure 1.2.	Histoire du chargement (Barda 1972).	6
Figure 1.3.	Géométrie et protocole d'essais (Shiga et al. 1975)	7
Figure 1.4.	Représentation de la rigidité équivalente et du coefficient d'amortissement visqueux équivalent	
D ' 1 <i>C</i>	(Shiga et al. 1975).	7
Figure 1.5. Γ^{1}	courbe chargement courbure du voile WB-1 (Shiga et al. 1975).	8
Figure 1.6. \mathbf{F}	Courbe enveloppe et équation de la charge maximale proposé par Hernandez (1980).	11
Figure 1.7.	Géométries des voiles testés par Hernandez (1980), (unité en cm).	11
Figure 1.8.	Géométries des voiles testés (Paulay 1982)	12
Figure 1.9.	Ferraillage du voile wall-2 (Paulay 1982).	13
Figure 1.10.	Détail du chargement.	13
Figure 1.11.	Géométries et dimensions des voiles testés (Cardenas 1980), (unités en in).	14
Figure 1.12.	ferraillage des voiles testés (Cardenas 1980), (unités en in).	15
Figure 1.13.	Géométries des voiles et des structures à voile (Farrar and Baker 1993).	16
Figure 1.14.	Dimensions et ferraillage des spécimens (Maier 1985).	17
Figure 1.15.	Charte de différence entre les spécimens (Maier 1985).	18
Figure 1.16.	Géométrie et dimensions des voiles de Saatcioglu, (Unités en mm.)	19
Figure 1.17.	Détail des armatures spéciales prévues dans les voiles Wall 3 et6 pour réduire le glissement à la base (Wasiewicz 1988).	19
Figure 1.18.	Procédé expérimental de Sheu (Cheng and Yang 1996).	20
Figure 1.19.	Géométrie, dimensions, et ferraillage des voiles (Lefas et al. 1990).	21
Figure 1.20.	Histoire des chargements cycliques (Lefas et al. 1990).	22
Figure 1.21.	Géométrie et procédé expérimental (Elnashai et al. 1990).	23
Figure 1.22.	Ferraillage des voiles testés (Elnashai et al. 1990).	24
Figure 1.23.	Protocole de chargement (Rothe 1992)	25
Figure 1.24.	Histoire du chargement : a) dynamique, b) statique (Rothe 1992).	26
Figure 1.25.	Détails du ferraillage des voiles RW1 et RW2 (Thomsen et Wallace 1995).	27
Figure 1.26.	Protocol d'essai (Hidalgo et al. 1998)	28
Figure 1.27.	Variation du chargement en fonction du rapport Moment/effort tranchant (Hidalgo et al. 1998)	28
Figure 1.28.	Géométrie et ferraillage (Tasnimi 2000)	29
Figure 1.29.	Cycle de chargement (Tasnimi 2000)	30
Figure 1.30.	Ferraillage des voiles testés (Sittupunt et al 2001)	30
Figure 1.31.	Ferraillages des voiles testés (Cho et al 2004)	31
Figure 1.32.	Géométrie des voiles testés (Dazio et al 2004)	32
Figure 1.33.	Ferraillage des voiles testés (Dazio et al 2004)	33
Figure 1.34.	Runture par plastification des armatures de flexion	35
Figure 1.35.	Rupture par écrasement du béton	35
Figure 1.36.	Rupture par cisaillement des bielles de compression	36
Figure 1.37.	Mode de rupture des voiles élancé d'après Fouré	36
Figure 1.38.	Modes de ruptures des voiles élancés d'anrès Paulav(1980)	37
Figure 1.39.	Boucles d'hystérésis d'un voile élancé en flevion	37
Figure 1.40.	Runture par glissement à la base	38
Figure 1.41	Runture par Ensonment a la base.	20
Figure 1 42	Rupture par instalation en croix.	20
1.19410 1.12.	Rupture par cerasement du beton	39

Figure 1.43.	Rupture des voiles de transition.	40
Figure 1.44.	Variation de la contrainte ultime normalisée en fonction de l'élancement géométrique.	41
Figure 1.45.	Informations sur les voiles d'élancement géométrique inférieur ou égale à un.	43
Figure 1.46.	Informations sur les voiles d'élancement géométrique supérieur à un et inférieur ou égal à deux.	45
Figure 1.47.	Informations sur les voiles d'élancement géométrique supérieur à deux.	47

Chapitre 2 Evaluation des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé

Figure 2.1.	Section transversale d'un voile rectangulaire avec les diagrammes correspondants	52
Figure 2.2.	Variation de VACI/ VEXP en fonction fc (MPa)	55
Figure 2.3.	Variation de VACI/ VEXP en fonction de phfyh (MPa)	55
Figure 2.4.	Variation de de VACI/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	56
Figure 2.5.	Variation du rapport VACI/ VEXP (VACIN/ VEXP) en fonction phfyh (MPa)	56
Figure 2.6.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale (V/) en fonction phfyh (MPa)	57
Figure 2.7.	Variation de VNTC/ VEXP en fonction fc (MPa)	57
Figure 2.8.	Variation de VNTC/ VEXP en fonction phfyh (MPa)	58
Figure 2.9.	Variation de de VNTC/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	58
Figure 2.10.	Variation du rapport VNZS/ VEXP (VNZSS/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier horizontal et la limite d'élasticité (MPa)	58
Figure 2.11.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction phfyh (MPa)	59
Figure 2.12.	Variation de VNZS/ Vexp en fonction de la résistance du béton à compression	59
Figure 2.13.	Variation de de VNZS/ Vexp en fonction de l'élancement (H/L)	60
Figure 2.14.	Variation de VNZS/ Vexp en fonction de phfyh (MPa)	60
Figure 2.15.	Variation de VNZS/ Vexp en fonction de la charge axiale (KN)	60
Figure 2.16.	Variation du rapport VNZS/ VEXP (VNZSS/ VEXP) en fonction de phfyh (MPa)	61
Figure 2.17.	Variation de la résistance normalisée (expérimentale et analytique) en fonction de phfyh (MPa)	61
Figure 2.18.	Variation de VWBRADA0.8/ VEXP en fonction de pvfyv (MPa)	62
Figure 2.19.	Variation de de VWBRADA0.8/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	62
Figure 2.20.	Variation de VWBRADA0.8/ VEXP en fonction de fc (MPa)	63
Figure 2.21.	Variation de VBRADA0.8/ VEXP en fonction de la charge axiale (KN)	63
Figure 2.22.	Variation de la contrainte ultime normalisée en fonction du pourcentage d'acier vertical pvfyv (MPa)	64
Figure 2.23.	Variation de VWWOOD/ VEXP en fonction de fc (MPa)	65
Figure 2.24.	Variation de VWOOD/ VEXP en fonction de pvfyv (MPa)	65
Figure 2.25.	Variation de la contrainte ultime normalisée (expérimentale et analytique) en fonction de pvfyv (MPa)	65
Figure 2.26.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de pAEfyAE (MPa)	66
Figure 2.27.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de pvfyv (MPa)	66
Figure 2.28.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de fc (MPa)	67
Figure 2.29.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de la charge axiale (N)	67
Figure 2.30.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de pAEfyAE (MPa)	67
Figure 2.31.	Variation du VACI/ VEXP en fonction du phfhy (MPa)	69
Figure 2.32.	Variation du VACI/ VEXP en fonction du fc (MPa)	69
Figure 2.33.	Variation du VACI/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	69
Figure 2.34.	Variation de rapport VACI/ VEXP (VACIS/ VEXP) en fonction du phfhy (MPa)	70
Figure 2.35.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de phfyh(MPa)	70
Figure 2.36.	Variation du VACI/ VEXP en fonction du phfhy (MPa)	71
Figure 2.37.	Variation du VACI/ VEXP en fonction du fc (MPa)	71
Figure 2.38.	Variation du VNTC/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	71
Figure 2.39.	Variation de rapport VNTC/ VEXP (VTC/ VEXP) en fonction du phfhy (MPa)	72
Figure 2.40.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de phfyh (MPa)	72

Figure 2.41.	Variation du VNZS/ VEXP en fonction du phfhy (MPa)	73
Figure 2.42.	Variation du VNZS/ VEXP en fonction du fc (MPa)	73
Figure 2.43.	Variation de VNZS/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	73
Figure 2.44.	Variation de VNZS/ VEXP fonction de la charge axiale (KN)	74
Figure 2.45.	Variation de rapport VNZS/ VEXP (VNZSS/ VEXP) en fonction du ohfhy (MPa)	74
Figure 2.46.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de phfyh(MPa)	75
Figure 2.47.	Variation du VBRADA0.8/VEXP enfonction du ovfvy (MPa)	75
Figure 2.48.	Variation du VBRADA0.8/VEXP en fonction du fc (MPa)	76
Figure 2.49.	Variation de VBRADA0.8/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	76
Figure 2.50.	Variation de VBRADA0.8/VEXP en fonction de la charge axiale (N)	76
Figure 2.51.	Variation de rapport VBRADA/ VEXP (VBARAD0.8/ VEXP) en fonction du phfhy (MPa)	77
Figure 2.52.	Variation du VWOOD/ VEXP en fonction de ovfvy (MPa)	78
Figure 2.53.	Variation du VWOOD/ VEXP en fonction de fc (MPa)	78
Figure 2.54.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de Pyfyy (MPa)	78
Figure 2.55.	Variation de VRESP/VEXP en fonction de pAEfyAE (MPa)	79
Figure 2.56.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de pvfyv (MPa)	79
Figure 2.57.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de fc (MPa)	79
Figure 2.58.	Variation de VRESP/VEXP en fonction de la charge axiale (N)	80
Figure 2.59.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction pAEfyAE (MPa)	80
Figure 2.60.	Variation du VACI/ VEXP en fonction de ohfhy (Mpa)	81
Figure 2.61.	Variation du VACI/ VEXP enfonction de fc (MPa)	82
Figure 2.62.	Variation de VACI/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	82
Figure 2.63.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de ohfyh (MPa)	83
Figure 2.64.	Variation du VNTC/ VEXP en fonction de ohfhy (MPa)	83
Figure 2.65.	Variation du VNTC/ VEXP en fonction de fc (MPa)	84
Figure 2.66.	Variation de VNTC/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	84
Figure 2.67.	Variation de rapport VNTC/ VEXP (VNTCS/ VEXP) en fonction de ohfhy (MPa)	85
Figure 2.68.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentales) en fonction de ohfy (MPa)	85
Figure 2.69.	variation du VNZS/ VEXP en fonction de ohfhy (MPa)	86
Figure 2.70.	Variation du VNZS/ VEXP en fonction de fc (MPa)	86
Figure 2.71.	Variation de VNZS/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	86
Figure 2.72.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de ohfyh(MPa)	87
Figure 2.73.	Variation du VBRADA0.8/ VEXP en fonction de ovfvv (MPa)	87
Figure 2.74.	Variation du VBRADA0.8/VEXP en fonction de fc (MPa)	88
Figure 2.75.	Variation de VBRADA0.8/ VEXP en fonction de l'élancement (H/L)	88
Figure 2.76.	Variation de VBRADA0.8/VEXP en fonction de la charge axiale (KN)	88
Figure 2.77.	Variation de rapport VBRADA0.8/ VEXP (VBRADA/ VEXP) en fonction du ohfhy (MPa)	89
Figure 2.78.	Variation de la contrainte normalisée en fonction de ovfvv (MPa)	89
Figure 2.79.	Variation du VWOOD/ VEXP en fonction de ovfvy (MPa)	90
Figure 2.80.	Variation du VWOOD/ VEXP en fonction de fc (MPa)	90
Figure 2.81.	Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de ovfyv (MPa)	91
Figure 2.82.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de oAEfvAE (MPa)	91
Figure 2.83.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de ovfvv (MPa)	92
Figure 2.84.	Variation de VRESP/ VEXP en fonction de fc (MPa)	92
Figure 2.85.	Variation de VRESP/VEXP en fonction de la charge axiale (N)	92
Figure 2.86.	Variation de la contrainte normalisée en fonction de pAEfyAE (MPa)	93

Chapitre 3 Modélisation numérique des voiles en béton armé

Figure 3.1.	Géométrie et ferraillage du voile court SW14 (Lefas 1990).	100
Figure 3.2.	Courbe charge déplacement du voile court SW 14 (Lefas 1990).	100
Figure 3.3.	Schémas de fissuration du voile court SW 14 (Lefas 1990) à différents pas de chargement.	101
Figure 3.4.	Géométrie et ferraillage du voile de transition SW21 (Lefas 1990).	102
Figure 3.5.	Courbe charge déplacement du voile de transition SW 21 de (Lefas1990).	102
Figure 3.6.	Schémas de fissuration du voile de transition SW 21 (Lefas 1990) à différents pas de chargement.	103
Figure 3.7.	Géométrie et ferraillage du voile élancé SW7 (Zhang 2000)	104
Figure 3.8.	Réponse du voile élancé SW 7 de Zhang 2000, (a) courbe chargement-déplacement, (b) schéma de fissuration.	104
Figure 3.9.	Géométrie et ferraillage du voile élancé RW2 (Wallace 1995).	105
Figure 3.10.	Réponse du voile élancé RW2 (wallace 1995), (a) courbe chargement-déplacement, (b) schéma de fissuration à la rupture.	106
Figure 3.11.	Histoire des énergies pour un problem quasi-statique.	107
Figure 3.12.	Diplacement imposé en utilisant smooth step.	108
Figure 3.13.	Élément C3D8R	109
Figure 3.14.	Élément T3D2	109
Figure 3.15.	Élément B31	109
Figure 3.16.	Fonction de charge dans le plan déviatorique	112
Figure 3.17.	Fonction de charge du modèle CDP (dans le plan de contrainte)	112
Figure 3.18.	Shématisation du l'angle de dilatation	113
Figure 3.19.	Courbe contrainte-déformationen traction sous chargement uniaxial.	114
Figure 3.20.	Courbe contrainte-déformation en compression sous chargement uniaxial.	114
Figure 3.21.	Paramètre de récupération de la rigidité de compression.	114
Figure 3.22.	Comportement uniaxial du Sous-chargement cyclique.	115
Figure 3.23.	Courbe expérimentale contrainte-déformation pour un acier de construction utilisé dans le béton armé	116
Figure 3.24.	Idéalisation des courbes contraintes-déformations pour les armatures.	116
Figure 3.25.	Courbe contrainte-déformation bilinéaire.	117
Figure 3.26.	Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression.	119
Figure 3.27.	Définition des valeurs d'endommagement nécessaire à l'identification des paramètres en traction (à droite : essaie de Shah 1985).	120
Figure 3.28.	Définition des valeurs d'endommagement nécessaires à l'identification des paramètres en compression (à droite : essaie de karsan 1969).	121
Figure 3.29.	Différence du comportement des barres d'aciers noyées dans le béton et des barres nues.	122
Figure 3.30.	Modèle de comportement des aciers noyés dans le béton (Belarbi es Hsu, 1994).	122
Figure 3.31.	Schématisation de l'interaction des éléments d'armatures et du béton.	123
Figure 3.32.	Modèle éléments finis du voile SW 14 (Lefas 1990) sous Abaqus	124
Figure 3.33.	Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction	126
Figure 3.34.	Calibrage de la dilatation d'angle et de l'excentricité	127
Figure 3.35.	Dommages en traction à la la charge ultime pour $\psi = 56^{\circ}$	127
Figure 3.36.	Dommages en traction à la la charge ultime pour $w=56^{\circ}$	128
Figure 3.37.	Contraintes dans les aciers à la charge ultime pour $\psi=20^{\circ}$	128
Figure 3.38.	Contraintes dans les aciers la charge ultime pour $\psi = 56^{\circ}$	128
Figure 3.39.	Calibrage de du rapport de la contriante biaxiale et uniaxiale	129
Figure 3.40.	Calibrage du paramètre KC	129
Figure 3.41.	Calibrage du paramètre de viscosité	130
Figure 3.42	Courbes de contraintes- déformations des aciers	131
Figure 3.43	Comparaison des courbes forces-déplacements : expérimentales et numériques (Abaque)	137
Figure 3.44	Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques	154
	(ABÂQUS) pour le voile court SW14 de Lefas.	133

Figure 3.45.	Contraintes des aciers obtenues par le code Abaqus pour le voile court SW14 de (MPa).	134
Figure 3.46.	Modèle éléments finis du voile de transition SW 21 (Lefas 1990) sous Abaqus	135
Figure 3.47.	Comparaison des courbes forces déplacements : expérimentale et numérique du voile SW 21 (Abagus)	137
Figure 3.48.	Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques obtenues par Abagus pour le voile SW 21	138
Figure 3.49.	Contraintes des aciers obtenues par le code Abagus pour le voile court SW14 de (MPa).	139
Figure 3.50.	Modèle éléments finis du voile RW2 de Wallace (Wallace et al 1995) sous Abagus.	140
Figure 3.51.	Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations du voile élancé RW 2 (Wallace et al 1995), (a) compression, (b) traction	141
Figure 3.52.	Courbes de contraintes- déformations des aciers	142
Figure 3.53.	Comparaison des courbes forces déplacements : expérimentale et numérique du voile élancé RW2 (Abaqus).	142
Figure 3.54.	Schémas d'endommagement obtenues par Abaqus pour le voile élancé RW 2.	143
Figure 3.55.	Etats de contriantes obtenues par Abaqus pour le voile élancé RW 2.	144
Figure 3.56.	Déformations moyennes dans un élément fissuré	145
Figure 3.57.	Diagramme libre d'un élément en béton armé montrant les contraintes moyennes	146
Figure 3.58.	Comparaison des contraintes moyennes et locales dans une fissure	147
Figure 3.59.	Modèle de Bentz 1990	151
Figure 3.60.	Courbe hystérésis des armatures (Seckin 1980, Palemro 2003)	152
Figure 3.61.	Modélisation du voile SW14	152
Figure 3.62.	Compression des courbes force-déplacement, expérimentale et numérique	153
Figure 3.63.	Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numérique (Vec Tor2)	153
Figure 3.64.	Directions des déformations. (e) en traction. (f) en compression	155
Figure 3.65.	Superposition de la courbe monotone et cyclique	156
Figure 3.66.	Modélisation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)	156
Figure 3.67.	Courbes force-déplacement : expérimentale et numérique du voile de transition SW22 de Lefas.	157
Figure 3.68.	Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numérique (Vec Tor2).	158
Figure 3.69.	Directions des déformations, (e) en traction, (f) en compression	159
Figure 3.70.	Superposition de la courbe monotone et cyclique du voile de transition SW22 de Lefas	160
Figure 3.71.	(a) Modèle éléments finis, (b) Maillage est conditions aux limites, du voile SW7.	160
Figure 3.72.	Courbes force déplacement : expérimentale et numérique du voile élancé SW7.	161
Figure 3.73.	Schémas de fissuration obtenus numériquement pour le voile élancé SW7 (Vec Tor2)	161
Figure 3.74.	Directions des déformations, (e) en traction, (f) en compression	162
Figure 3.75.	Superposition de la courbe monotone et cyclique du voile élancé SW7 de Zhang	163
Chapitre 4	: Investigation de l'influence des variables de conception sur la résistance ultime des vo	iles
Figure 4.1.	Variation de la contrainte ultime en fonction de l'élancement	164
Figure 4.2.	Variation de la contrainte ultime des voiles courts en fonction de fyhph (MPa)	166
Figure 4.3.	Variation de la contrainte ultime des voiles élancés en fonction de fyhph (MPa)	166
Figure 4.4.	variation de la contrainte ultime des voiles courts en fonction de fvhpv (MPa)	167
Figure 4.5.	variation de la contrainte de cisaillement des voiles courts en fonction de fvhpv (MPa)	168
Figure 4.6.	Variation de la contrainte de cisaillement des voiles en fonction des aciers des zones d'extrémités	169
Figure 4.7.	Figure 4.7 : variation de la contrainte ultime des voiles courts en fonction de la résistance du béton à la compression fc (MPa).	171
Figure 4.8.	variation de la contrainte ultime des voiles de transition en fonction de la résistance du béton à la compression fc (MPa).	171
Figure 4.9.	Variation de la contrainte ultime des voiles élancés en fonction de la résistance du béton à la	170
Figure 1 10	Compression IC (MPa).	174
Figure 4.11	variation de la contrainte ultime des volles en fonction de la charge axiale.	1/4
Figure 4.12	Variation de la résistance ultime des voiles de transition en fonction de le paisseur	176
- 15410 T.12.	v anation de la resistance utiline des volles en fonction du type de chargement	1/0

Figure 4.13.	Courbes chargement-Déplacement des voiles courts avec différentes fc.	178
Figure 4.14.	Evolution des dommages en fonction de la résistance du béton à la compression fc.	178
Figure 4.15.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différentes	170
Figure 4 16	IC. Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes fo	1/9
Figure 4 17	Courbes chargement déplacement des voiles courts sous différents élancements	180
Figure 4 18	Evolution des dommages en fonction de l'élancements ous différents élancements	187
Figure 4 19	Schémas d'endommagement ((a) en traction (b) en compression) des voiles courts sous différents	102
8	élancements.	182
Figure 4.20.	Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes élancements.	183
Figure 4.21.	Courbes force-déplacement des voiles courts sous différents pourcentages d'extrémité.	183
Figure 4.22.	Evolution des dommages en fonction des aciers d'extrémités	184
Figure 4.23.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différents pourcentage d'aciers concentrés.	185
Figure 4.24.	Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes pourcentages d'aciers concentrés.	185
Figure 4.25.	Courbes forces déplacements des voiles courts sous différentes charges axiales.	186
Figure 4.26.	Evolution des dommages en fonction de la charge axiale	186
Figure 4.27.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différente charge axial	187
Figure 4.28.	Contraintes dans les armatures des voiles courts sous charge axiale.	187
Figure 4.29.	Courbes forces déplacements ces voiles courts sous différente pourcentage d'acier vertical.	189
Figure 4.30.	Evolution des dommages en fonction des aciers verticaux pourcentage d'acier vertical.	189
Figure 4.31.	Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différents pourcentages d'aciers verticaux.	189
Figure 4.32.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différents pourcentages d'aciers verticaux.	190
Figure 4.33.	Courbes force déplacement des voiles courts sous différents pourcentage d'acier horizontal.	190
Figure 4.34.	Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux d'acier horizontal.	191
Figure 4.35.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différents pourcentage d'aciers horizontaux.	192
Figure 4.36.	Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différents pourcentage d'aciers horizontaux.	192
Figure 4.37.	Courbes force déplacement des de transition sous différents pourcentage d'acier horizontal.	193
Figure 4.38.	Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux	193
Figure 4.39.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différents pourcentage d'aciers horizontaux.	194
Figure 4.40.	Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentage d'aciers	
Figure 1 11	horizontaux.	195
Figure 4.41 .	Courbes force déplacement des voiles de transition sous différente fc.	196
Figure 4.42.	Evolution des dommages en fonction des fc. Schémes d'andommagement ((a) en traction (b) en compression) des voiles de transition sous	196
Figure 4.45.	différentes fc.	197
Figure 4.44.	Contraintes dans les armatures des voiles courts pour différentes résistances du béton fc.	197
Figure 4.45.	Courbes force déplacement des voiles de transition sous différents élancements.	198
Figure 4.46.	Evolution des dommages en fonction de l'élancement élancements.	199
Figure 4.47.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différents élancements.	200
Figure 4.48.	Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différent élancement.	201
Figure 4.49.	Courbes force déplacement des voiles de transition sous différent pourcentages d'aciers concentrés.	202
Figure 4.50.	Evolution des dommages en fonction du pourcentage d'aciers d'extrémités	202
Figure 4.51.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités.	203
Figure 4.52.	Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentages d'aciers	• • •
Figure 1 52	concentrés.	203
Figure 4.55 .	Courbes force deplacement desvolles de transition sous différent charge axiale.	204
rigule 4.54.	Evolution des dommages en fonction de la charge axialecharge axiale.	205

Figure 4.55.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différentes charge axiales.	205
Figure 4.56.	Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différentes charges axiales.	206
Figure 4.57.	Courbes force déplacement des voiles de transition sous différent pourcentages d'aciers verticaux.	206
Figure 4.58.	Evolution des dommages en fonction du pourcentage d'aciers verticaux.	207
Figure 4.59.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différents pourcentage d'aciers verticaux.	208
Figure 4.60.	Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentages d'aciers verticaux.	208
Figure 4.61.	Courbes force-déplacement des voiles de élancés sous différent élancements.	209
Figure 4.62.	Evolution des dommages en fonction de l'élancement	209
Figure 4.63.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents élancements.	210
Figure 4.64.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents élancements.	210
Figure 4.65.	Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités.	211
Figure 4.66.	Evolution des dommages en fonction des aciers d'extrémités.	211
Figure 4.67.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentages d'armatures d'extrémités.	212
Figure 4.68.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités.	213
Figure 4.69.	Courbes force-déplacement des voiles de élancés sous différentes charges axiales.	214
Figure 4.70.	Evolution des dommages en fonction de la charge axiale.	214
Figure 4.71.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différentes charges axiales.	215
Figure 4.72.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différentes charge axiale.	215
Figure 4.73.	Courbes force déplacement des voiles élancés sous différentes fc	216
Figure 4.74.	Evolution des dommages en fonction de fc.	216
Figure 4.75.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différentes fc.	217
Figure 4.76.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différentes fc.	217
Figure 4.77.	Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différente pourcentage d'aciers horizontaux.	218
Figure 4.78.	Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux.	218
Figure 4.79.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentage d'aciers horizontaux.	219
Figure 4.80.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers horizontaux.	219
Figure 4.81.	Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différente d'aciers verticaux.	220
Figure 4.82.	Evolution des dommages en fonction des aciers verticaux.	220
Figure 4.83.	Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentage d'aciers verticaux.	221
Figure 4.84.	Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers vérticaux	221

Chapitre 5 Proposition des modèles semi-empiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations

Figure 5.1.	Diagramme du corps libre	227
Figure 5.2.	Droite d'Henry pour les voiles courts	234
Figure 5.3.	Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles courts	234
Figure 5.4.	Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs aiustées des voiles courts	235
Figure 5.5.	Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des voiles courts	236
Figure 5.6.	Droite d'Henry pour les voiles de transition	240
Figure 5.7.	Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles de transition	241
Figure 5.8.	Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs aiustées des voiles de transition	241
Figure 5.9.	Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des voiles de transition	242
Figure 5.10.	Droite d'Henry pour les voiles élancé	246
Figure 5.11.	Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles élancé	246
Figure 5.12.	Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées des voiles élancés	247
Figure 5.13.	Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des voiles élancés	248
Figure 5.14.	Variation des rapports (VMC3/VEXP) (VWOOD/VEXP) en fonction du pourcentage d'acier concentré dans les zones d'extrémités pAEfyAE (MPa)	250
Figure 5.15.	Variation des rapports (VMC3/ VEXP) (VWOOD/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier verticale $\rho AV fy AV$ (MPa)	251
Figure 5.16.	Variation des rapports (VMC3/VEXP) (VWOOD/VEXP) en fonction du pourcentage d'acier horizontal pAHfyAh (MPa)	251
Figure 5.17.	Variation des rapports (VMC3/ VEXP) (VWOOD/ VEXP) en fonction de la résistance du béton à la compression fc (MPa)	251
Figure 5.18.	Variation des rapports (VMC3/VEXP) (VWOOD/VEXP) en fonction de la charge axiale (MPa)	252
Figure 5.19. Σ^2	géométrique (H/L)	252
Figure 5.20.	Variation des rapports (V _{MC3} / A \sqrt{fc}) (V _{EXP} / A \sqrt{fc}) en fonction de l'élancement géométrique (H/L)	253
Figure 5.21.	Variation des rapports (V _{MC3} /A \sqrt{fc}) (V _{EXP} /A \sqrt{fc}) en fonction de $\rho_{AH}f_{vAh}$ (MPa)	253
Figure 5.22	Variation doe rannorts $(V_{1}/\Delta_{1}/f_{c})$ $(V_{2}/\Delta_{2}/f_{c})$ on function do a f (MPg)	254
Figure 5.23	Variation des rapports (VMC3/ AVIC) (VEXP/ AVIC) en fonction de α A Efr A E (MPa)	254
T. 504		254
Figure 5.24.	Variation des rapports (VMC3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction de fc (MPa)	255
Figure 5.25.	variation des rapports (VMC3/ $AVIC$) (VEXP/ $AVIC$) en fonction de la charge axiale	255
Figure 5.26.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier concentré dans les zones d'extrémités pAEfyAE(MPa)	257
Figure 5.27.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier vertical pAVfyAV(MPa)	257
Figure 5.28.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier horizontal pAHfyAH(MPa)	257
Figure 5.29.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction de la résistance du béton à la compression fc(MPa)	258
Figure 5.30.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction de la charge axiale (MPa)	258
Figure 5.31.	Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction de l'élancement géométrique (H/L)	258
Figure 5.32.	Variation des rapports ($V_{MT3}/A\sqrt{fc}$) ($V_{EXP}/A\sqrt{fc}$) en fonction de l'élancement géométrique (H/L)	
Figure 5.33.	Variation des rapports (V _{MT3} /A \sqrt{fc}) (V _{EXP} /A \sqrt{fc}) en fonction du pourcentage d'acier dans les zones d'extrémités $\rho_{AE}fy_{AE}(MPa)$	259
Figure 5.34.	Variation des rapports (V _{MT3} / A \sqrt{fc}) (V _{EXP} / A \sqrt{fc}) en fonction du pourcentage d'acier vertical $\rho_{AV}f_{vAV}(MPa)$	259

Figure 5.35.	Variation des rapports (V _{MT3} / A \sqrt{fc}) (V _{EXP} / A \sqrt{fc}) en fonction du pourcentage d'acier horizontal $\rho_{AH}f_{vAH}(MPa)$	260
Figure 5.36.	Variation des rapports (V _{MT3} / A \sqrt{fc}) (V _{EXP} / A \sqrt{fc}) en fonction de la charge axiale (MPa)	260
Figure 5.37.	Variation des rapports (V _{MT3} / A \sqrt{fc}) (V _{EXP} / A \sqrt{fc}) en fonction de la résistance du béton à la compression f_c (MPa)	261
Figure 5.38.	Variation des rapports (VME3/VEXP) (VRESP/VEXP) en fonction du pourcentage d'acier concentré dans les zones d'extrémités pAEfyAE(MPa)	262
Figure 5.39.	Variation des rapports (VME3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier vertical pAVfyAV(MPa)	263
Figure 5.40.	Variation des rapports (VME3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier horizontal oAHfvAH(MPa)	263
Figure 5.41.	Variation des rapports (VME3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) en fonction de la résistance du béton à la compression fc (MPa)	263
Figure 5.42.	Variation des rapports (VME3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) en fonction de la charge axiale (MPa)	263
Figure 5.43. Figure 5.44.	Variation des rapports (VME3/VEXP) (VRESP/VEXP) en fonction de l'élancement (H/L) Variation des rapports ($V_{res}/A\sqrt{fc}$) ($V_{res}/A\sqrt{fc}$) en fonction de l'élancement géométrique	264
8	(H/L)	264
Figure 5.45.	Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction du pourcentage d'acier horizontal ρ AhfvAH(MPa)	265
Figure 5.46.	Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction du pourcentage d'acier vertical	203
Eigura 5 47	$\rho A V IV A V (Mpa)$	265
Figure 5.47.	concentrés au niveau d'extrémités pAEfvAE(MPa)	265
Figure 5.48.	Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en de la charge axiale (Kn)	265
Figure 5.49.	Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en de la résistance du béton à la	200
	compression fc (MPa)	266

Liste des tableaux

Chapitre 2 : é	valuation des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé	
Tableau 2.1.	Résultats statistiques des rapports des prédictions de la résistance ultime en utilisant les	
	équations de la section 2.2 divisées par les résistances ultimes obtenues lors des essais	
T 11 00	expérimentaux des voiles courts de la base de données du chapitre 1.	54
Tableau 2.2.	Résultats statistiques des rapports des prédictions de la résistance ultime en utilisant les	
	equations du sous chapitres 2.2 divisées par les resistances ultime experimentales des volles de transition de la base de données du chapitre 1	68
Tableau 2 3	Résultats statistiques des rapports des prédictions la résistance ultime en utilisant les équations	08
1 401044 2.5.	du sous chapitre 2.2 divisées par les résistances ultimes expérimentales des voiles élancés de	
	la base de données du chapitre 1.	81
Tableau 2.4.	Résultats statistiques des rapports des prédictions la résistance ultime au cisaillement en	
	utilisant les cinq équations de sous chapitre 2.2 divisées par les résistances ultimes	
	expérimentales des trois types de voiles de la base de données du chapitre 2.	94
Chapitre 3 M	odélisation numérique des voiles en béton armé	
Tableau 3.1.	Caractéristiques des matériaux du voile court SW14 (Lefas 1990).	100
Tableau 3.2.	Caractéristiques des matériaux du voile de transition SW21 (Lefas 1990).	102
Tableau 3.3.	Caractéristiques des matériaux du voile élancé SW 7(Zhang 2000).	104
Tableau 3.4.	Caractéristiques des matériaux du voile élancé RW 2(Wallace 1995).	105
Tableau 3.5.	Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-déformations et	
	d'endommagements-déformations en compression et en traction.	125
Tableau 3.6.	Valeurs des paramètres utilisées pour tenir compte du comportement multiaxial du béton	130
Tableau 3.7.	Valeurs utilisée pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-déformations pour les aciers	
T 11 20	verticaux et horizontaux.	130
Tableau 3.8.	l ableau recapitulatif des comparaisons entre les resultats experimentaux et numeriques du	124
Tableau 3.0	Volle courts SW 14. Valeurs des paramètres utilisées nour générer les courbes uniaviales et définir le comportement	134
1 abicau 5.7.	multiaxial du voile SW 21	136
Tableau 3.10.	Tableau récapitulatif des comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques du	120
	voile transition SW 21.	139
Tableau 3.11.	Valeurs des paramètres utilisées pour générer les courbes uniaxiales et définir le comportement	
	multiaxial du voile élancé RW 2 (Wallace et al 1995).	141
Tableau 3.12.	Valeurs utilisée pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-déformations pour les aciers	1.40
	verticaux et horizontaux.	142
Charles A. L		
Chapitre 4 : II	nvestigation de l'influence des variables de conception sur la resistance ultime des volles	
Tableau 4.1.	l'ableau 4.1 : voiles selectionnes pour l'investigation de l'influence de l'élancement	164
Tableau 4.2	Voiles, sélectionnée pour voir l'influence des aciers horizontaux sur le comportement des	104
1 abicau 4.2.	voiles	165
Tableau 4.3.	Voiles sélectionnés pour voir l'influence des aciers verticaux sur le comportement des voiles	167
Tableau 4 4	Voiles sélectionnés pour voir l'influence des aciers d'extrémités sur le comportement des	107
1.001.000	voiles.	169
Tableau 4.5.	Voiles sélectionnés pour voir l'influence la résistance du béton sur le comportement des voiles	170
Tableau 4.6.	Voiles sélectionnés pour voir l'influence la charge axiale sur le comportement des voiles	173
Tableau 4.7.	Voiles sélectionnés pour voir l'influence de l'épaisseur de l'âme sur le comportement des	175
	voiles	175
Tableau 4.8.	Voiles sélectionnés pour voir l'influence du type du chargement sur le comportement des	
	voiles	176
Tableau 4.9.	Information sur l'influence de la résistance du béton à la compression sur les voiles courts.	177
Tableau 4.10.	Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles courts.	181
Tableau 4.11.	Information sur l'influence des aciers concentrés sur les voiles courts.	184

Tableau 4.12.	Information sur l'influence du chargement axial sur les voiles courts.	186
Tableau 4.13.	Information sur l'influence du chargement axial sur les voiles courts.	188
Tableau 4.14.	Informations sur l'influence des aciers horizontaux.	191
Tableau 4.15.	Tableau 4.15 : Information sur l'influence des aciers horizontaux sur les voiles de transition.	193
Tableau 4.16.	Information sur l'influence du la résistance du béton (fc) sur les voiles de transition.	196
Tableau 4.17.	Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles de transition.	199
Tableau 4.18.	Information sur l'influence du pourcentage d'aciers d'extrémités sur les voiles de transition.	201
Tableau 4.19.	Informations sur l'influence du chargement axial sur les voiles de transition.	204
Tableau 4.20.	Information sur l'influence du pourcentage d'acier vertical sur les voiles de transition.	207
Tableau 4.21.	Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles élancés.	209
Tableau 4.22.	Information sur l'influence du pourcentage d'aciers d'extrémités sur les voiles élancés.	212
Tableau 4.23.	Information sur l'influence de la charge verticale sur les voiles élancés.	213
Tableau 4.24.	Information sur l'influence de la résistance du béton sur les voiles élancés.	216
Tableau 4.25.	Information sur l'influence des aciers horizontaux sur les voiles élancés.	218
Tableau 4.26.	Information sur l'influence des aciers vérticaux sur les voiles élancés.	220

Chapitre 5 Proposition des modèles semi-empiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations

Tableau 5.1.	Statistiques des trois modèles ajustés des voiles courts	231
Tableau 5.2.	Analyse de la variance pour les trois modèles des voiles courts	232
Tableau 5.3.	Estimations des paramètres pour le modèle VMC1	232
Tableau 5.4.	Estimations des paramètres pour le modèle VMC2	233
Tableau 5.5.	Estimations des paramètres pour le modèle VMC3	233
Tableau 5.6.	Table des points influents des voiles courts	236
Tableau 5.7.	Matrice de corrélation des paramètres des voiles courts	237
Tableau 5.8.	Statistiques des trois modèles ajustés des voiles de transition	238
Tableau 5.9.	Analyse et comparaison de la variance pour les trois modèles des voiles de transition	239
Tableau 5.10.	Estimations des paramètres pour le modèle VMT1	239
Tableau 5.11.	Estimations des paramètres pour le modèle VMT2	239
Tableau 5.12.	Estimations des paramètres pour le modèle VMT3	239
Tableau 5.13.	Table des points influents des voiles de transition	242
Tableau 5.14.	Matrice de corrélation des paramètres des voiles de transition	243
Tableau 5.15.	Statistiques des trois modèles ajustés des voiles élancés	244
Tableau 5.16.	Analyse de la variance pour les trois modèles des voiles élancés	244
Tableau 5.17.	Estimations des paramètres pour le modèle VME1	244
Tableau 5.18.	Estimations des paramètres pour le modèle VME2	245
Tableau 5.19.	Estimations des paramètres pour le modèle VME3	245
Tableau 5.20.	Table des points influents des voiles élancés	248
Tableau 5.21.	Matrice de corrélation des paramètres des voiles élancés	248
Tableau 5.22.	Coefficients estimés pour les quatre modèles définis dans le sous chapitre 4 pour le cas des	• • •
Tableau 5 22	voiles courts	249
Tableau 5.25.	expérimentale en utilisant les 6 équations du chapitre deux et les 5 équations proposées dans ce	
	chapitre pour les voiles courts	250
Tableau 5.24.	Coefficients estimés pour les trois modèles définis dans le sous chapitre 5 pour les voiles de	
	transition	256
Tableau 5.25.	Statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédites par la résistance	
	chapitre 4 nour les voiles de transition	256
Tableau 5.26.	Coefficients estimés nour les six modèles définis dans le sous chapitre 6 pour le cas des voiles	250
	coefficients estimes pour les six modèles definis dans le sous enaprité o pour le cas des voires	201

élancés.

Tableau 5.27.	Statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédites par les 6 équations du deuxième chapitre et les 3 équations proposées dans sous-chapitre 5.6 divisée par la résistance ultime expérimentale pour le cas des voiles élancés.	261
Tableau 5.28.	Coefficients estimés pour l'équation de Wood	267
Tableau 5.29.	Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par l'équation de Wood et Wood optimisée et les 4 équations proposées divisée par les résistances ultimes expérimentales	
	des voiles courts.	267
Tableau 5.30.	Coefficients estimés pour l'équation du code mexicain NTCC2004	268
Tableau 5.31.	Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par la résistance expérimentale en utilisant l'équation de NTCC et NTCC optimisée et les 3 équations proposées	
	dans le chapitre 4 pour les voiles de transition.	268
Tableau 5.32.	Coefficients estimés pour l'équation du code de la nouvelle Zélande NZS2006	268
Tableau 5.33.	Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par l'équation de NZS, NZS optimisée et les 3 équations proposées divisées par les résistances ultimes expérimentales	
	pour les voiles élancés.	269

Introduction générale

1. Introduction

Le comportement des structures en béton armé soumises à des chargements sismiques est un problème d'actualité. Les récents séismes connus (Chili, 2010), (Fukushima (Japon, 2011), Kobe (Japon, 1995), Izmit et Bolu (Turquie, 1999), ou Boumerdès (Algérie, 2003)) ont tous montré la vulnérabilité de ces structures, même lorsqu'elles sont supposées conformes aux codes parasismiques de dernière génération. De ce fait, elles peuvent subir des dommages irréversibles, sources de perte en vies humaines et de menaces écologiques. De plus, la nature des ouvrages de génie civil (structures vitales, militaires, centrales nucléaires, barrages, etc....) fait que les conséquences d'un séisme dépassent souvent les frontières nationales ou géographiques.

La plupart des constructions dans les régions sismiques utilisent les voiles en béton armé pour limiter les déformations dans les structures et diminuer les dommages des éléments secondaires (les éléments non structuraux). Les voiles en béton armé sont généralement conçus pour résister aux chargements latéraux induits par les tremblements de terre ou le vent, grâce à leur grande rigidité dans le plan.

Fintel (1974) a indiqué que les voiles en béton armé pourraient être utilisés efficacement comme le principal système de contreventement dans les structures soumises aux chargements sismiques et au vent. Les voiles en béton armé sont également reconnus comme une très bonne alternative pour remplacer les portiques en béton armé comme système de contreventement lorsque la rigidité de ces derniers est insuffisante (Sittipunt et al 2001). Pour cela, Le code parasismique Algérien (RPA 2003) exige un système de contreventement avec voiles en béton armé, lorsque les structures dépassent une certaine hauteur. Aujourd'hui, les voiles ou les murs en béton armé sont fréquemment utilisés comme les éléments principaux du système de contreventement pour résister aux charges latérales dans les bâtiments situés dans régions potentiellement sismiques. Cependant, les derniers séismes connus ont montré que dans certains cas, les voiles subissent des dommages légers ou sévères durant les tremblement de terres, dus à des manquements au niveau de la conception, de détails, et de la mise en œuvre, comme cela a été rapporté par Brzev (Brzev 2004), Sezen (Sezen et al 2003), Saatciolgu (Saatciolgu et al 2001) et Fintel (Fintel 1995).

Généralement, les voiles en béton armé peuvent être symétriques, comme les voiles rectangulaires, les voiles avec raidisseurs ou voiles avec ailes ; ou non symétriques, comme les voiles en T, en U, ou en L. Cependant, dans les structures de génie civil, les voiles rectangulaires (section transversale rectangulaire) sont largement utilisés.

2. Problématique

Cette thèse s'inscrit dans l'approche de prédiction (analytique et numérique), de conception, du dimensionnement et de la performance des voiles rectangulaires en béton armé. Généralement, Ceux-ci sont subdivisés dans la littérature et à l'issue des expériences réalisées en laboratoires en deux grandes catégories, à savoir : les voiles courts dont le comportement est régi par le cisaillement, et les voiles élancés dont le comportement est principalement régi par la flexion.

Par ailleurs, les connaissances sur la résistance et la capacité de déformation des voiles proviennent des tests expérimentaux réalisés dans les laboratoires, mais il y a une dispersion importante dans ces données. La source de cette dispersion est l'interaction complexe des modes de ruptures de flexion, de cisaillement et du glissement que ces voiles subissent, d'où l'importance d'un classement des voiles rectangulaires. La conséquence de cette dispersion dans les données des essais disponibles est que les modèles actuels ne parviennent pas à

prédire ou à estimer correctement le comportement des voiles, spécialement la prédiction de la résistance ultime, ces modèles doivent donc être améliorés. La résistance ultime est une variable clé pour la conception et l'évaluation de la performance des voiles en béton armé. L'évaluation précise de cette résistance est importante car les bâtiments sont susceptibles d'affronter de multiples déformations lors de séismes. La prédiction de cette résistance ultime a fait l'objet de nombreuses études expérimentales, numériques et analytiques.

Les approches empiriques ou semi-empiriques, qui sont essentiellement dérivées des études expérimentales, sont les plus utilisées par les chercheurs pour la prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé. La plupart des codes et des directives de dimensionnement, tels que le code Américain (ACI318-2011), le code Mexicain (NTCC 2004), le code Néo-Zélandais (NZS 2006), l'équation de Wood (1990) et de Brada(1977) sont basés sur des équations semi-empiriques pour estimer la résistance ultime des voiles en béton armé. Ces équations utilisent des paramètres tel que, les aciers verticaux, les aciers horizontaux, la résistance du béton à la compression, le chargement axiale, les aciers concentrés et l'élancement géométrique pour estimer la résistance ultime. Le travail se focalise sur la compréhension et l'investigation du comportement de chaque type de voile. L'accomplissement de cette tâche débouchera sur l'établissement de trois bases de données pour chaque type de voile, relatives aux travaux expérimentaux réalisés un peu partout dans le monde. Ces bases de données contiennent toutes les informations sur l'expérimental, à savoir, le ferraillage, la géométrie, les caractéristiques des matériaux, les conditions aux limites et le protocole de chargement ainsi que les résultats des tests. La résistance ultime donnée par l'expérimental est comparée aux résistances calculées par les cinq équations citées précédemment. Cette comparaison a montré que la dispersion de la résistance ultime prédite par ces équations est importante, ce qui pose problème, car celle-ci est la variable clé pour la conception, le dimensionnement et l'évaluation de la performance des voiles.

De plus, la dégradation de la résistance des voiles est peu étudiée dans la littérature, pour cela, une évaluation des paramètres qui contribuent à la résistance est conduite en utilisant les bases de données établies et des simulations numériques.

Deux types de simulations ont été réalisées dans cette thèse, l'une en 3D, en utilisant le code de calcul Abaqus, où une échelle de discrétisation locale est adoptée (modélisation discrète des armatures), l'autre simulation est en 2D en utilisant le code Vec Tor2 avec une échelle de discrétisation semi-locale (modélisation répartie des armatures, « smeared reinforcement »).

L'investigation et l'introduction de six variables de conception (Résistance à la compression du béton, charge verticale, élancement géométrique, pourcentage des armatures verticales, pourcentage des armatures horizontales, et armatures concentrées aux extrémités des voiles) a été abordée pour mener à terme ce travail. La synthèse de ces travaux fait ressortir une nouvelle approche, ainsi, trois nouvelles équations semi-empiriques sont proposées pour la prédiction de la résistance ultime des trois types de voiles en béton armé (courts, élancés et de transition) en utilisant la méthode des moindres carrées non linéaires.

Ce qui suit synthétise les objectifs de la présente recherche :

- Cerner le comportement des voiles rectangulaires (section transversale rectangulaire) suivant la littérature.
- Classement des voiles rectangulaires et élaboration des bases de données à partir des essaies expérimentaux trouvés dans la littérature.
- Evaluation de quelques équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en utilisant les bases de données.

- Evaluation numérique de la réponse des voiles en utilisant une approche 3D avec des armatures discrètes et une approche 2D avec des armatures réparties.
- Investigation de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles en béton armé en utilisant les bases de données et des simulations numériques.
- Proposition de trois nouvelles équations de prédiction de la résistance maximale des voiles en béton armé.

L'organisation de la thèse est menée selon le plan suivant :

Le premier chapitre, présente un état de l'art sur les travaux expérimentaux réalisés sur les voiles de contreventement en béton armé un peu partout dans le monde, ce qui a permis d'élaborer une base de données de 185 voiles rectangulaires avec toutes les informations, subdivisés en trois catégories, à savoir : voiles courts, voiles de transition et voiles élancés . Cette base de données joue un rôle primordial pour l'atteinte des autres objectifs de la thèse.

Le deuxième chapitre, présente l'utilité et la fiabilité de six équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé, à savoir, les équations du code Américain (ACI318-2011), Mexicain (NTCC2004), la Néo-Zélandais (NZS2006), l'équation de Wood (1990) et de Brada (1977), et la méthode des déformations compatibles dans le cas de la flexion, en utilisant la base de données du premier chapitre pour chaque types de voile.

Le troisième chapitre, présente deux différents types de modélisation du comportement des voiles en béton armé, l'un en 3D, en utilisant le code de calcul Abaqus, où une échelle de discrétisation locale est adoptée, l'autre est en 2D en utilisant le code Vec Tor2 avec une échelle de discrétisation semi-locale.

Le quatrième chapitre, présente une évaluation des paramètres de conception des voiles qui influencent leur résistance ultime, en utilisant la base de données et des simulations numériques.

Le cinquième chapitre, propose trois nouvelles équations pour prédire la résistance ultime de chaque type de voile en béton armé sur la base d'une méthode d'optimisation, en utilisant les bases de données du premier chapitre, les recommandations du quatrième chapitre concernant les paramètres qui influencent la résistance ainsi qu'une optimisation de quelques paramètres de certaines équations étudiées au deuxième chapitre.

Chapitre 1 Revue Bibliographique sur les travaux expérimentaux et élaboration d'une base de données pour les voiles rectangulaires en béton armé

Plan du chapitre 1

1. Introduction	
2. Travaux expérimentaux antérieurs	
2.1. Essais Galletly (1949-1952)	
2.2. Essais de Benjamin et Williams (1951 – 1956)	
2.3. Essais de Brada (1972)	5
2.4. Essais de Shiga (1973-1975)	6
2.5. Essais Alxender (1973)	
2.6. Essais de Hirosawa (1975)	9
2.7. Essais de Yoshizaki (1975)	9
2.8. Essais de Mattock (1976-1977)	9
2.9. Essais de PCA (1980)	
2.10. Essais de Hernandez (1980)	
2.11. Essais de Paulay (1982)	
2.12. Essais de Cardenas (1980)	
2.13. Essais de LANL (1980)	
2.14. Essais de Maier (1985)	
2.15. Essais de Saatcioglu (1985-1994)	
2.16. Analyse de Wood (1990)	
2.17. Essais de Sheu et al (1988-1996)	
2.18. Essais de Leafs (1990)	
2.20. Essais de Rothe (1992)	
2.21. Essais de Sozen et Mohle (1993)	
2.22. Essais de Thomsen et Wallace(1995)	
2.23. Essais de Hidalog (1998-2002)	
2.24. Essais de Salonikios (1999)	
2.25. Essais de Tasnimi (2000)	
2.26. Essais de Sittipunt (2001)	
2.27. Essais de Lopes (2001)	
2.28. Essais de Cho et al (2004)	
2.29. Essais de Greifenhagen	
2.30. Essais de Zhang (2007)	
2.31. Essais de Dazio et al (2009)	
3. Identification des types des voiles	
4. Identification des modes de ruptures	
4.1. Mode de rupture des voiles élancés	
4.1.1. Rupture par flexion	
* *	

4.1.2. Rupture par plastification des armatures verticales.	35
4.1.3. Rupture par écrasement du béton	35
4.1.4. Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues	35
4.1.5. Modes de ruptures flexion-cisaillement	36
4.1.6. Rupture par effort tranchant	36
4.1.7. Rupture par glissement	36
4.1.8. Comportement d'hystérésis des voiles élancés	37
4.2. Modes de ruptures des voiles courts	37
4.2.1. Rupture par glissement à l'encastrement (sliding shear)	37
4.2.2. Rupture par fissuration en croix	38
4.2.3. Rupture par écrasement du béton de l'âme	38
4.3. Ruptures des voiles intermédiaires ou de transitions	39
4.3.1. Rupture flexion-cisaillement diagonal en traction	39
4.3.2. La rupture flexion compression diagonale	39
4.3.3. Rupture par flexion-glissement	39
5. Synthèse des travaux expérimentaux réalisés (Base de données)	40
5.1. Base de données des voiles courts (élancement inférieur ou égale à un)	41
5.2. Base de données des voiles de transition (élancement supérieur à un et inférieur	
ou égale à deux)	44
5.3. Base de données des voile élancés (élancement supérieur à deux)	46
6. Conclusion	48



Figure 1.24. Histoire du chargement : a) dynamique, b) statique (Rothe 1992).

2.21. Essais de Sozen et Mohle (1993)

En 1993, Sozen et Moehle ont étudié les propriétés des courbes « chargement- déplacement » des voiles en béton armé dans les deux parties, linéaire et non linéaire. Le premier objectif de l'étude est de comprendre la différence entre la rigidité élastique initiale des voiles obtenue par les équations de la résistance des matériaux et celle obtenues par les mesures expérimentales. Le deuxième objectif de ce programme est de déterminer une relation force-déplacement fiable pour les voiles. Sozen et Moehle ont utilisé un modèle simple fondé sur la résistance des matériaux pour évaluer la rigidité initiale des voiles. Les valeurs initiales des rigidités mesurées expérimentalement sont inférieures par rapport à celles calculées avec le modèle de résistance de matériaux. Les rigidités sont calculées avec les jauges de déformation placées sur l'âme des voiles seulement et non pas à la base où il y avait un glissement.

2.22. Essais de Thomsen et Wallace(1995)

Thomsen et Wallace ont conduit un programme expérimental sur deux voiles élancés en béton armé pour valider les exigences de conception des structures élancées à voile existantes dans le code américain (ACI 318-99), et aussi de comprendre les réponses structurales des voiles élancés. L'étude consiste à tester des voiles en béton armé conçus pour un immeuble de bureau prototype de six étages situé dans une région de forte sismicité. Ils sont de section rectangulaire, de hauteur 3658 mm, 1219mm de largeur et 101mm d'épaisseur. Les variables de conception de l'étude sont : le pourcentage et la disposition des armatures transversales aux niveaux des éléments d'extrémités (potelets, qui sont dimensionnées avec une approche en déplacement dont le déplacement relatif de conception est de 1.5%) (Figure 1.25). La charge verticale (une de $0.1 A f_c$ et une autre de $0.07 A f_c$). Les voiles ont été soumis à des chargements cycliques. Les auteurs ont conclu que : les deux voiles ont présenté des réponses ductiles jusqu'à la rupture par plastification et flambages des armatures longitudinales aux niveaux des extrémités (potelets) ; Le déplacement relatif pour les deux voiles a dépassé celui de la conception sans aucune dégradation de leur résistance ; un pourcentage d'armatures transversales suffisant dans les potelets assure la ductilité adéquate sous condition de combiner la charge axiale et le chargement horizontal ; les armatures transversales placées étroitement au niveaux des potelets (cadres) ont permis de retarder suffisamment le flambage et la plastification des armatures longitudinales d'extrémités.



Figure 1.25. Détails du ferraillage des voiles RW1 et RW2 (Thomsen et Wallace 1995).

2.23. Essais de Hidalog (1998-2002)

De 1998 à 2002, Hidalgo et al ont étudié les résultats expérimentaux de 26 voiles en béton armé sous chargement cyclique pour évaluer : la résistance au cisaillement, le déplacement et la dissipation d'énergie. Les variables prises en compte lors de cette étude sont : L'élancement géométrique (entre 0.7 et 2), le pourcentage des armatures verticales (entre 0% et 0.26%) et horizontales (entre 0% et 0.26%), le pourcentage des armatures de flexion (placés au niveau des extrémités), la résistance du béton à la compression (entre 16MPa et 25MPa), la limite d'élasticité des aciers (entre 326MPa et 490MPa) et l'épaisseur des voiles (entre 80mm et 120mm). Tous les voiles sont de sections rectangulaires. Le chargement cyclique est appliqué à la mi-hauteur des voiles comme le montre la figure 1.26. Le chargement cyclique consiste à appliquer deux cycles de chargement à chaque pas de déplacement imposé. L'amplitude du chargement varie en fonction de l'élancement des voiles (figure 1.27). Tous les tests ont été arrêtés, lorsque la résistance au cisaillement atteint les 75% de la résistance maximale. Tous les spécimens n'ont pas été soumis aux chargements verticaux. Tous les voiles ont subi des ruptures par cisaillement.

Les méthodes de conception de l'ACI318 de 1995, le modèle semi empirique proposé par Wood en 1990 et le modèle « bielles et tirant » de Yanez et al (1991) ont été évalués en utilisant les résultats expérimentaux obtenus.

Les auteurs ont conclu que : La dégradation de la résistance des voiles augmente en diminuant l'élancement géométrique et le pourcentage des armatures verticales et horizontales, de plus cestrois variables ont un effet insignifiant sur la dissipation d'énergie. La capacité de déformation diminue avec la réduction de l'élancement géométrique. Les armatures verticales n'ont pas une grande influence sur la capacité de résistance maximale des voiles testés. L'équation du code ACI-318 de 1995 pour prédire la résistance au cisaillement des voiles sous-estime la contribution du béton au cisaillement mais donne un résultat satisfaisant pour la contribution des armatures horizontales ; le modèle proposé par Wood en 1990 a donné un résultat plus satisfaisant que le code ACI, et celui de Yanez et al est encore meilleur que les deux précédents.



LOADING SEQUENCE

Figure 1.27. Variation du chargement en fonction du rapport Moment/effort tranchant (Hidalgo et al. 1998)

2.24. Essais de Salonikios (1999)

Salonikios (1999) a réalisé un programme d'essais sur 11 voiles rectangulaire en béton sous chargement cyclique. Les objectifs principaux sont : Evaluer la fiabilité des équations de prédiction de la résistance aux cisaillements utilisées en Europe et en Amérique du nord, ainsi que l'effet de l'introduction du ferraillage diagonale sur la résistance au cisaillement. Les 11 voiles sont subdivisés en deux groupes selon leurs élancements. Le premier groupe a un élancement de 1(hauteur de 1200mm, largeur de 1200mm et une épaisseur de 100mm) et le second un élancement de 1.5 (hauteur de 1800mm, largeur de 1200mm et une épaisseur de 100mm).

Le pourcentage des aciers pour les deux groupes de voiles varie de : 0.27 à 0.57% pour les aciers verticaux et horizontaux et de 1.26 à 1.68% pour les aciers d'extrémités. La limite d'élasticité pour tous les aciers est de 610MPa et la contrainte du béton varie entre 22 et 25MPa. Deux voiles sont sujets à un chargement axial constant (de l'ordre de 200KN) en plus de chargement horizontal. Deux voiles de chaque groupe disposent d'un ferraillage diagonal.

Salonikiosa conclu que : les équations de l'Eurocode8 et de ACI318 surestiment la prédiction de la résistance au cisaillement en comparant les valeurs prédites et celles de l'étude expérimentale. L'introduction des barres diagonales contribuent à l'amélioration du comportement des voiles vis-àvis du cisaillement. Les équations ACI-318 ne tient pas compte de l'effet des barres diagonales dans la prédiction de la résistance au cisaillement, à l'inverse celles de l'eurocode8.

2.25. Essais de Tasnimi (2000)

Tasnimi a conduit un programme expérimental sur quatre voiles en béton armé d'élancement géométrique égal à 3, dont l'objectif est d'étudier le comportement hystérétique selon le code sismique iranien (IBCS-2800). Les quatre voiles sont de section rectangulaire avec les mêmes dimensions (1500mm de hauteur, 500mm de largeur et 50mm d'épaisseur), le ferraillage est identique pour les quatre voiles, conçu sans armatures concentrées au niveau des extrémités (sans potelets) (figure 1.28). L'histoire du chargement étant la seule variable de cette étude. Quatre différents chargements quasi statiques ont été utilisés (la charge a été appliqué à l'aide un déplacement contrôlé) (figure 1.29). Les auteurs ont conclu que : La résistance et les réponses latérales des voiles ne dépendent pas de la séquence du chargement cyclique. Les voiles ont subi une rupture fragile due à l'insuffisance d'armatures transversales. Les zones d'extrémités inférieures sont les premières à subir une plastification, avant de se propager dans l'âme des voiles.

2.26. Essais de Sittipunt (2001)

En 2001, Sittipunt et al ont réalisé un programme expérimental sur quatre voiles en béton armé d'élancement égal à 1,2, de section rectangulaire avec des raidisseurs, sous chargement cyclique. L'objectif du projet est d'évaluer l'influence du ferraillage diagonal sur le comportement des voiles en béton armé. Deux voiles sont conçus avec un ferraillage orthogonal, les deux autres voiles avec seulement un ferraillage diagonal (figure 1.30). Les deux voiles avec ferraillage orthogonal ont rompu par écrasement du béton de l'âme, par contre, le ferraillage diagonal a modifié le mode de rupture des deux autres voiles, ainsi l'écrasement du béton a eu lieu dans les deux zones d'extrémités (les zones de flexion). Il faut noter que le ferraillage de ces voiles est approprié pour les zones de moyen et faible sismicité. Pour cela, le béton dans les éléments d'extrémités n'a pas été confiné. Les auteurs ont conclu que : Le comportement des voiles sous ferraillage diagonal est similaire à celui présenté par Salonikios et al (1999,2000), caractérisé par une diminution des déformations dus au cisaillement surtout au niveau de la base. Le ferraillage diagonal offre un mécanisme plus efficace pour le transfert des forces horizontales, réduction des déformations dues au cisaillement au niveau de la base et améliore la dissipation d'énergie.



Figure 1.28. Géométrie et ferraillage (Tasnimi 2000)



Figure 1.29. Cycle de chargement (Tasnimi 2000)



Figure 1.30. Ferraillage des voiles testés (Sittupunt et al 2001).

2.27. Essais de Lopes (2001)

En 2001, Lopes a testé quatre voiles en béton armé à l'université de Porto, d'élancement égal à 1.12. Les variables de l'étude sont : Le pourcentage des armatures horizontales, verticales et des armatures dans les extrémités. Les voiles ont été testés sous une forte contrainte de cisaillement et un même déplacement relatif au sommet (environs de 1%). Les auteurs ont noté que : La rupture par glissement à la base n'a pas eu lieu pour les quatre spécimens, trois spécimens ont rompu par fissuration diagonale le long de la bielle de traction, tandis que le quatrième (ou la résistance au cisaillement est élevée) a cédé par écrasement du béton dans l'âme. Les voiles rompus par la fissuration diagonale atteignent leurs charges ultimes à des niveaux des déplacements plus faibles, et l'éclatement du béton. Cependant, les voiles rompus avec fissuration diagonale ont montré une bonne capacité de se déformer dans le domaine post- fissuration associé à une baisse modérée de la force.

2.28. Essais de Cho et al (2004)

Cho et al ont réalisé une compagne d'essais sur trois voiles en béton armé dont l'élancement géométrique est de 3.75. Les voiles de section rectangulaire ont des dimensions identiques (3750 mm de hauteur, 1000 mm et 152 mm d'épaisseur). Les deux premiers voiles sont conçus avec un ferraillage traditionnel au niveau de l'âme et avec incorporation des éléments de charpente métallique au niveau des extrémités (potelets) afin de réduire le phénomène de concentration de ferraillage, qui se rencontre couramment dans les voiles relativement minces. Le troisième voile a

été dimensionné suivant le code ACI 318-2002, avec ferraillage conventionnel au niveau de l'âme et une concentration de ferraillage au niveau des extrémités (potelets). La figure 1.31 montre le ferraillage des trois voiles. Ceux-ci sont soumis simultanément à un chargement cyclique et vertical jusqu' à la rupture. Les auteurs ont conclu que : Les deux voiles avec les profils métalliques ont développé une dissipation d'énergie similaire à celle du voiles avec un ferraillage concentré aux niveaux des extrémités, cependant, ces profils métalliques ont permis de donner une meilleure résistance au cisaillement.

2.29. Essais de Greifenhagen

Greifenhagen (2005) a réalisé un programme d'essais sur 4 voiles rectangulaires en béton sous chargement cyclique, dans le but d'étudier la réponse des voiles légèrement armés, qui représentent généralement les voiles existants dans les anciennes structures. L'élancement des voiles varie de 0.6 à 0.67 ((hauteur de 600mm, largeurs de 1000 et 900mm et épaisseurs de 80 et100mm). Le pourcentage des aciers horizontaux varie de 0 à 0.30% et celui des aciers verticaux est gardé constant à 0.30%. Les quatre voiles ne disposent pas d'acier concentrés en niveaux des extrémités. La charge axiale varie entre 220 et 684KN et la contrainte du béton de 20 à 51MPa. Greifenhagena conclu que : La variation de la charge axiale et la contrainte du béton ont un effet sur les schémas de fissuration. Les voiles conçus pour résister seulement aux charges gravitaires ont un drift supérieur à 1%. Les voiles dont l'extrémité supérieure est encastrée rompent par cisaillement.



Figure 1.31. Ferraillages des voiles testés (Cho et al 2004).

2.30. Essais de Zhang (2007)

Zhang (2007) a réalisé un programme d'essais sur 15 voiles rectangulaires en béton sous chargement cyclique pour comprendre le comportement sismique des voiles et d'identifier les variables de conception qui contribuent le plus à la résistance de ces éléments. L'élancement varie entre 1.0 et 2.5. Le pourcentage des aciers horizontaux et verticaux est gardé constant à 0.36%. Pour les aciers concentrés, le pourcentage varie entre 1.21 et 2.71%. Les contraintes dans le béton sont de 19.7 et 37.7MPa, tandis que, la charge axiale varie de 246 à 738KN. Zhanga conclu que : les zones d'extrémités dans les voiles en béton armé jouent un rôle primordiale dans la résistance sismique, la charge axiale a un effet notable.

2.31. Essais de Dazio et al (2009)

Dazio et al ont réalisé un programme expérimental sur six voiles en béton armé à grande échelle, dont l'élancement est de 2.30. L'objectif fixé est d'étudier les réponses structurales des voiles. La variable de conception de cette étude est le pourcentage d'armature verticale. Les détails du ferraillage des six spécimens sont illustrés sur la figure 1.33. Les six voiles sont soumis à un chargement vertical constant et un chargement cyclique horizontal quasi statique. Les auteurs ont noté que les voiles WSH1, WSH2 et WSH5 ont rompu par la plastification des armatures longitudinales dans l'âme, tandis que, les trois voiles restants ont rompu, par écrasement du béton ou par plastification des armatures longitudinales, dans les zones inférieures des extrémités. En outre, les réponses hystérétiques expérimentales enregistrées indiquent que les voiles ont une bonne ductilité et une bonne dissipation d'énergie. Les auteurs ont conclu que : Une réduction des armatures verticales des voiles pourrait atténuer les fissurations causées par le couple cisaillementflexion, cela va permettre de concentrer les déformations plastiques à la base des voiles et finalement de réduire la déformation latérale des voiles (comme indiqué dans le PS92). Les fissures de traction apparaissent beaucoup plus au niveau de l'âme des voiles que dans les zones d'extrémités, cela conduit à une plastification prématurée des armatures verticales dans l'âme. L'analyse des rotules plastiques a permet d'estimer la réponse inélastique des voiles en béton armé.



Figure 1.32. Géométrie des voiles testés (Dazio et al 2004).


Figure 1.33. Ferraillage des voiles testés (Dazio et al 2004).

3. Identification des types des voiles

Les voiles en béton armé sont généralement classés suivant leurs géométries et leurs comportements. La classification la plus courante, est celle liée à l'élancement géométrique (rapport de la hauteur sur la longueur du voile). Les classifications de plusieurs chercheurs sont présentées brièvement ci-dessous :

- Selon Paulay et Priestley (1992), les voiles en béton armé peuvent être classés en trois catégories suivant leurs élancement: voiles élancés (avec un élancement supérieur à 4); voiles courts (avec un élancement inférieur de 2); voiles intermédiaire ou voiles moyennement élancés (avec un élancement entre 2et 4). Paulay et Priestley ont conclu que le comportement des voiles élancés est gouverné par la flexion comme celui des poutres consoles, ceux des voiles courts par le cisaillement, et en ce qui concerne les voiles intermédiaires, le comportement est difficile à prédire à cause de la forte interaction entre le cisaillement et la flexion.
- Selon Salonikios (2007) et Portland Cement Association (PCA, 2008), les voiles sont classés en deux grandes catégories : les voiles élancés avec un élancement supérieur à 2 ; les voiles de faibles hauteur avec un élancement inférieure à 2 et dans cette catégorie, les voiles avec un élancement intérieur à 1 sont appelés voiles avec très faible hauteur. Pour Salonikios, les

voiles élancés présentent un comportement dominé par la flexion et les voiles de faibles hauteurs ont tendance à se comporter en cisaillement.

- Selon Ile (2000) et Birely (2013), les voiles sont classés en deux catégories : voiles élancés et en voiles courts. Les voiles élancés ont un élancement supérieur à 2, avec un comportement prédominé par la flexion ; les voiles courts d'élancement inférieur à 2 avec un comportement caractérisé par le cisaillement.
- Selon Davidovici (1985) et Elnashai et al. (1990), les voiles sont classés comme élancés et courts, pour un élancement supérieur à 1.5 et inférieur à 1.5, respectivement. Comme les autres auteurs (Paulay, Salonikios, Birely) les voiles élancés sont dominés par un comportement flexionnel et les voiles courts par un comportement fragile en cisaillement.
- Massone (2004) et Orakcal (2006) ont classé les voiles avec un élancement inférieur ou égal à 1.5 comme des voiles courts, ceux avec un élancement supérieur ou égal à trois comme des voiles élancés et les voiles entre 1.5 et 3.0, ils les ont considérés comme moyennement élancés.
- Selon Aaleti (2009), les voiles sont classés en trois catégories, voiles élancés avec un élancement supérieur à 2, voiles courts avec un élancement inférieur ou égale à 1, ceux dont l'élancement est compris entre 1 et 2 sont définis comme des voiles de transition.

D'après les classifications faites ci-dessus par de nombreux auteurs, on peut distinguer trois catégories des voiles : voiles élancés dont le comportement est dominé par la flexion, voiles courts dans le comportement est dominé par le cisaillement et voiles intermédiaires ou transitoire dont le comportement est régi par le couple flexion-cisaillement. De nombreux auteurs ont établi des modes de rupture de ces trois catégories de voiles en fonction des tests réalisés aux laboratoires, ces modes de rupture sont illustrés ci-dessous.

4. Identification des modes de ruptures

Les modes de rupture des voiles en béton armé sont classés en deux grandes catégories. La première c'est une rupture dominée par la flexion et la deuxième relative à une rupture par le cisaillement. La rupture par une flexion dominante est caractérisée par des fissures de flexion (WOOD 1991a). La capacité de la ductilité de ces voiles peut être régie par l'écrasement du béton aux zones d'extrémités, flambage, ou arrachement des armatures de flexion. La rupture dominée par le cisaillement est identifié par des fissures de cisaillement, rupture par traction diagonal, rupture par compression diagonale, ou rupture par glissement. Selon Wood (1991), la force nominale est définie comme étant la plus petite valeur des forces nominales due à la flexion et au cisaillement. Cette force peut être utilisée pour déterminer le mode de rupture attendu des voiles. Sur la base d'un grand nombre d'expériences, Wood a constaté (Wood, 1991) que la contrainte nominale des voiles qui développent un mode de rupture par flexion est généralement inférieure à $0,33\sqrt{f_c}$ (MPa), et la force nominale des voiles qui développent un mode de rupture par cisaillement est plus supérieure à $0,33\sqrt{f_c}$ (MPa). Ces différents types de modes de rupture sont illustrés plus en détail dans les sections suivantes.

4.1. Mode de rupture des voiles élancés.

4.1.1. Rupture par flexion

Écrasement du béton, flambage des barres d'aciers verticaux, ruptures des barres de flexion ou arrachement de ces dernières sont toutes des caractéristiques du mode de rupture par flexion des

voiles en béton armé.

4.1.2. Rupture par plastification des armatures verticales.

Ce genre de rupture s'observe dans les voiles très élancés, soumis à un effort de flexion prépondérant, et un effort normal de compression est faible. Cette ruine correspond à l'apparition d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile, une plastification et flambage des aciers verticaux concentrés (Figure 1.34, 2.37(a) et 2.40(a)), et une dissipation d'énergie importante.



Figure 1.34. Rupture par plastification des armatures de flexion



Figure 1.35. Rupture par écrasement du béton

4.1.3. Rupture par écrasement du béton.

Ce mode de rupture se manifeste dans les voiles assez frottement armés et sollicités en flexion, avec un effort normal de compression important (figure 1.35et 2.37(b)).

4.1.4. Rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues.

La ruine se rencontre dans les voiles faiblement armés en flexion (figure 1.37(e) et 2.38(e)).

4.1.5. Modes de ruptures flexion-cisaillement

La rupture en flexion-cisaillement, se produit par plastification des armatures verticales de flexion et les armatures transversales (figure 1.37(d)).C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancées, où la flexion n'est plus prépondérante et les armatures horizontales sont insuffisantes.

4.1.6. Rupture par effort tranchant

Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis des raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement, et soumis à des cisaillements prépondérants (figure 1.36 et 2.37(e) et 2.38(c)).

4.1.7. Rupture par glissement

Ce mode de rupture apparaît lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible (figure 38(d)).



Figure 1.36. Rupture par cisaillement des bielles de compression



Figure 1.37. Mode de rupture des voiles élancé d'après Fouré



Figure 1.38. Modes de ruptures des voiles élancés d'après Paulay(1980)

4.1.8. Comportement d'hystérésis des voiles élancés

Dans ce type de voile le comportement est gouverné par la flexion, la figure 1.39 montre les boucles d'hystérésis d'un élément élancé. La ductilité et l'amortissement sont généralement importants (figure 1.41).



Figure 1.39. Boucles d'hystérésis d'un voile élancé en flexion.

4.2. Modes de ruptures des voiles courts

Dans le cas des voiles courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant par rapport à la flexion. Les principaux mécanismes de rupture sont illustrés ci-dessous

4.2.1. Rupture par glissement à l'encastrement (sliding shear)

Obtenue par plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance d'armatures verticales réparties (figure 1.40). Ce mode de cisaillement est caractérisé par une fissure horizontale située à la base du mur dont les lèvres glissent l'une par rapport à l'autre, ainsi que par une perte de raideur. Il apparaît souvent pour des chargements cycliques.



selon FAURE

selon eurocode 8





Figure 1.41. Rupture par fissuration en croix.

4.2.2. Rupture par fissuration en croix

Elle se fait par effort tranchant avec plastification des armatures le long des fissures diagonales (tension failure), ce cas est fréquemment rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal (figure 1.41).

4.2.3. Rupture par écrasement du béton de l'âme

se produit par l'écrasement du béton à la base des bielles qui transmettent les efforts de compression (compression failure).C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs (Figure 1.42).



Figure 1.42. Rupture par écrasement du béton

4.3. Ruptures des voiles intermédiaires ou de transitions

Dans le cas des voiles de transition, le comportement des voiles est sous le contrôle simultané de la flexion et du cisaillement, ce qui rend la détermination des modes de rupture par flexion ou cisaillement très délicat. Les ruptures qui peuvent être constaté dans ce cas de figure sont listées cidessous.

4.3.1. Rupture flexion-cisaillement diagonal en traction

Cette rupture est associée à la formation de fissures diagonales larges, après atteinte de la résistance à la flexion. Le mécanisme de ce mode de rupture est similaire à celui de la rupture en traction diagonal. La figure 1.43(a) présente un modèle de fissuration représentatif pour la rupture flexion-cisaillement diagonale en traction. Si le voile dispose suffisamment d'armatures horizontales pour empêcher le développement de fissures inclinées, une rupture flexion-compression diagonale est susceptible de se produire.

4.3.2. La rupture flexion compression diagonale

Cette rupture est associée à l'écrasement des bielles de béton en compression après l'atteinte de la résistance flexionnelle du voile. Le mécanisme associé à ce mode de rupture est similaire à celui de la compression diagonale. La figure 1.43 (b) présente un modèle de fissuration représentatif de la rupture flexion-compression diagonale.

4.3.3. Rupture par flexion-glissement

Cette rupture est associée à un glissement significatif quand la résistance à la flexion est atteinte. La limitation de la contrainte de cisaillement dans l'âme du voile et l'assurance d'un ferraillage adéquat, peuvent éviter les ruptures liées à la compression ou à la traction diagonale, respectivement. Cependant, la tête du voile peut glisser par rapport à sa base le long d'une fissure horizontale (à la base du voile).

Le chargement cyclique favorise la formation des fissures de flexion au niveau de chaque extrémité du voile (près de sa base). Celles-ci peuvent se propager vers le centre du voile et former une fissure continue sur la base de voile avec la variation d'amplitude du chargement cyclique. La force de cisaillement est ensuite transférée principalement du voile à la fondation par l'effet de goujon des armatures verticales, qui ne peut fournir qu'une rigidité et une résistance latérale modestes.

Le glissement entraîne une réduction importante de la rigidité et de la force et permet aussi un déplacement important (figure 1.43 (c)).



Figure 1.43. Rupture des voiles de transition.

5. Synthèse des travaux expérimentaux réalisés (Base de données)

Les résultats de 186 voiles en béton armé de section transversale rectangulaire sont cités et examinés. Leur élancement géométrique est rapporté à trois types, à savoir : inférieur ou égal à un, supérieur à un et inférieur ou égale à deux, et supérieur à deux. Parmi les 186 voiles en béton armé cités dans la base de données, 112 ont un élancement géométrique inférieur ou égale à un, 47 supérieur à un et inférieur ou égal à deux, et 27 ont un élancement supérieur à deux. Les données recueillies dans cette base, peuvent servir à évaluer la performance des modèles existants pour prédire les réponses des voiles en béton armé, ainsi que pour développer de nouveaux modèles. Des informations détaillées pour chaque voile de la base de données sont représentées à l'annexe A. Un bref résumé des données recueillies est présenté sous forme d'histogramme pour chaque groupe de voiles en fonction de l'élancement. Les voiles de la base de données ont été sélectionnés selon les critères suivant:

- Une épaisseur minimale de 50mm
- Une hauteur minimale de 500 mm
- Une largeur minimale de 500mm
- Un ferraillage symétrique
- Les sections transversales sont toutes rectangulaires (les sections transversales avec des ailes ou des raidisseurs sont exclues).

Les voiles qui ne respectent pas ces critères sont exclus de la base de données. La figure 1.44 présente la variation de la contrainte ultime normalisée en fonction de l'élancement des voiles. La résistance ultime est normalisée par la section transversale et la racine carrée de la résistance du béton à la compression. Les données de la figure1.44 montrent que la contrainte des voiles avec un élancement géométrique inférieur ou égale à un est généralement plus élevée que celle des voiles avec un élancement compris entre un et deux. Les voiles dont l'élancement géométrique est supérieur à deux présente une faible résistance. La figure 1.44 illustre que, la contrainte normalisée se situe entre :

- $0.1\sqrt{fc}$ et $0.4\sqrt{fc}$ pour les voiles élancés (dont H/L > 2).
- $0.2\sqrt{fc}$ et $0.6\sqrt{fc}$ pour les voiles de transitions (dont $1 < H/L \ge 2$).
- $0.22\sqrt{fc}$ et $0.82\sqrt{fc}$ pour (dont $H/L \le 1$).



Figure 1.44. Variation de la contrainte ultime normalisée en fonction de l'élancement géométrique.

Quelques codes et équations de prédiction de la résistance ultime des voiles tels que : le code Américain (ACI 318-08), le code mexicain (NTC 2004) et l'équation de Wood (1990) admet que la contrainte ultime doit être inférieure à $\alpha \sqrt{fc}$ pour tous les voiles de section transversale rectangulaire, or d'après la figure1.46, il y a lieu de limiter cette contrainte ultime en fonction de l'élancement des voiles. Une discussion plus détaillée est présentée dans les chapitres suivants.

5.1. Base de données des voiles courts (élancement inférieur ou égale à un)

La base de données des voiles avec un élancement géométrique inférieur ou égal à un, composée de 112 spécimens est obtenue à partir d'Alexander (1973), Cardenas et al(1980), Hirosawa (1974), Yoshizaki (1974), Paulay (1982), Wiradinata(1985), Pilette (1987), Lefas (1990), Sheu (1992), Sheu (1993), Fouré(1993), Doostdar (1994), Sheu (1994), Sheu (1996), Hidalgo (1996), Salonikios (1999); Xie (2000), Hidalgo (2002), Greifenhagen (2005), Massone (2006), Zhang (2007), HO, (2006).

La figure 1.45 présente des informations sur les 112 voiles en béton armé avec un élancement géométrique inférieur ou égal à un. L'élancement géométrique de ces voiles varie entre 0.25 et 1.00, l'épaisseur entre 60mm et 160mm, la largeur entre 750mm et 2740mm, la hauteur varie entre 500mm et 1905mm. 33 voiles ont été testés simultanément sous chargement vertical et horizontal et les autres seulement sous chargement horizontal, la charge verticale varie entre 13.8 et 1200KN, la résistance du béton à la compression est entre de 13.72MPa et 50.7Mpa, le pourcentage d'acier horizontal varie entre 0.23 et 1.68%, le pourcentage d'acier vertical varie entre 0.22 et 2.49% dans la zone courante des voiles et entre 0.87 à 11.79% dans les zones d'extrémités. Parmi les 112 voiles : 10 voiles ne disposent pas de ferraillage horizontal, 9 de ferraillage vertical et 38 de ferraillage

concentré au niveau des extrémités ; la limite d'élasticité des aciers horizontaux varie entre 358MPa et 745 MPa, celle des aciers verticaux varie entre 300Mpa et 610 MPa ; la limite d'élasticité des aciers aux niveaux des extrémités varie de 300Mpa à 745 MPa, Les voiles ont été testés sous deux types de chargements : 27 voiles sous chargement monotone, 77 sous chargement cyclique et pour les voiles restants, le type de chargement n'a pas été reportés .





Figure 1.45. Informations sur les voiles d'élancement géométrique inférieur ou égale à un.

5.2. Base de données des voiles de transition (élancement supérieur à un et inférieur ou égale à deux)

La base de données des voiles avec un élancement géométrique compris entre un et deux est de 46 spécimens, obtenue à partir Hirosava (1974), Maier (1985), Lefas (1990), Rothe (1992), Pilakoutas (1995), Salonikios(1999), Zhang(2007), Hidalgo(2008), Tran (2011)

La figure 1.46 présente des informations sur les 46 voiles en béton armé avec un élancement géométrique supérieur ou égal à un et inférieur ou égale à deux. L'élancement géométrique de ces voiles varie entre 1.38 et 2, leur épaisseur entre 60mm et 160mm, la largeur varie entre 600mm et 1300mm, et la hauteur de 1100mm à 2438mm. 39 voiles sont testés simultanément sous chargement vertical et horizontal et les autres seulement sous chargement horizontal. La charge verticale varie entre 0KN et 738,5 KN , la résistance du béton à la compression varie entre 15.7MPa et 53.6MPa, le pourcentage d'acier horizontal varie entre 0.13 et 1.08%, le pourcentage d'acier vertical varie entre 0.13 et 2.5% dans la zone courante des voiles et entre 1.21 à 9.91% dans les zones d'extrémités. Parmi les 46 voiles, 5 voiles ne disposent pas d'une concentration de ferraillage au niveaux des zones d'extrémités, la limite d'élasticité des aciers horizontaux varie entre 314MPa et 610 MPa, celle des aciers verticaux entre 314MPa et 610 MPa, la limite d'élasticité des aciers au niveau des extrémités varie entre 377Mpa et 585 MPa, Les voiles sont testés sous deux types de chargements : 7 voiles sous chargement monotone et les autres restants sous chargement cyclique.





Figure 1.46. Informations sur les voiles d'élancement géométrique supérieur à un et inférieur ou égal à deux.

5.3. Base de données des voile élancés (élancement supérieur à deux)

La base de données des voiles avec un élancement géométrique supérieur à deux, composée de 28 spécimens est obtenue à partir Wang(2000), Dazio (2009), Thomsen(1995), Jiang (1999) Ji (2002), Caravajal (1983), Zahou (2004), Tasnimi (2000), Aaleti(2008)

La figure 1.47, présente les informations relatives aux 27 voiles en béton armé avec un élancement géométrique supérieur à deux. Celui-ci varie entre 2.1 et 3.1, l'épaisseur des voiles varie entre 50mm et 150mm, la largeur entre 500mm et 2280mm, la hauteur varie entre 1500mm et 6450mm. Les 27 voiles sont testés simultanément sous chargement vertical et horizontal. La charge verticale varie entre 112.4KN et 1413.75KN, la résistance du béton à la compression varie entre 17.7MPa et 54,26MPa, le pourcentage d'acier horizontal dans le voiles entre 0.25 et 1.11%, le pourcentage d'acier vertical varie entre 0.25 et 2.2% dans la zone courante des voiles et entre 0.71et14.08% dans les zones d'extrémités. Parmi les 27 voiles : 5 voiles ne disposent pas d'une concentration de ferraillage aux niveaux des zones d'extrémités, la limite d'élasticité des aciers horizontaux varie entre 275,92MPa et 601 MPa, la limite d'élasticité des aciers verticaux varie entre 275.92MPa et 714 MPa, et celle des aciers au niveau des extrémités varie entre 289MPa et747MPa. Tous les voiles sont testés sous chargement cyclique.





Figure 1.47. Informations sur les voiles d'élancement géométrique supérieur à deux.

6. Conclusion

Dans ce chapitre un inventaire des travaux expérimentaux réalisés sur les voiles en béton armé dans plusieurs pays à travers le monde (États Unies d'Amérique, Suisse, le Japon...) depuis les années 1950 est présenté. Cet état d'art sur les travaux expérimentaux a permis de collecter un maximum d'informations sur : les protocoles d'essais suivit lors de la réalisation des essais au fil des années, les commentaires et les conclusions faites par les auteurs de chaque programme d'essais, le rôle des voiles en béton armé et leurs comportements.

La résistance des voiles en béton armé est influencé par dix paramètres, à savoir : l'élancement géométrique, le pourcentage et la disposition des aciers horizontaux, verticaux et concentrés au zones d'extrémités, le chargement axial, la résistance du béton à la compression, l'épaisseur, le type de chargement, la présence des ouvertures et le type de section transversale.

Ce chapitre a illustré l'influence de la section transversale des voiles. on peut distinguer des voiles de section rectangulaire, voiles avec raidisseurs (voiles e I), voiles sous forme de profilés (voiles en H, L et en U). D'après les commentaires des auteurs, les voiles avec raidisseurs ou en profilés, présentent un comportement plus performant par rapports aux voiles rectangulaires. Cependant, les voiles de section rectangulaire sont généralement les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, c'est dans cette optique que l'étude est concentrée sur ce type de voiles dans les chapitres suivants.

Le sous chapitre 2.3 et 2.4 nous a permis de classer les voiles rectangulaires en trois types selon leur élancement géométrique, voiles courts ($1 \le h/l$), voiles de transition ($1 \le h/l \le 2$) et voile élancés ($h/l \ge 2$).

Une base de données sur les voiles rectangulaires est élaborée, composée de 185 voiles en béton armé, dont 112 sont des voiles courts, 46 de transition et 27 élancés. Cette base de données joue un rôle primordial pour la suite de la thèse et l'atteinte des objectifs fixés.

Chapitre 2 Évaluation des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé

Plan du chapitre 2

1. Introduction	49
2. Présentations des équations étudiées	49
2.1. Code Américain (ACI 318-08)	49
2.2. Code Mexicain (NTCC 2004)	50
2.3. Code de la Nouvelle Zélande (NZS 2006)	50
2.4. Equation de Brada (1977)	
2.5. Equation de Wood (1990)	
2.6. Méthode des déformations compatibles	
3 Comparaison des résistances ultimes : analytiques et expérimentales	
3.1 Cas des voiles courts	54
3.1.1 Code Américain ACI 318-08	55
3.1.2. Equation du code NTCC 2004	57
3.1.3. Equation du code de la Nouvelle Zélande NZS2006	59
3.1.4. Equation de Brada (1977)	61
3.1.5. Equation de Wood (1990)	64
3.1.6. Response-2000	66
3.2. Cas des voiles de transition	
3.2.1. Code Américain ACI 318-08	68
3.2.2. Code Mexicain NTCC 2004	
3.2.3. Code de la Nouvelle Zélande NZS 2006	
3.2.4. Equation de BRADA(1977)	75
3.2.5. Equation de WOOD (1990)	77
3.2.6. Response-2000	79
3.3. Cas des voiles élancés	80
3.3.1. Code Américain ACI 318-08	
3.3.2. Code Mexicain NTCC2004	
3.3.3. Code de la nouvelle Zélande NZS2006	85
3.3.4. Code BRADA (1977)	87
3.3.5. Code de WOOD (1990)	89
3.3.6. Response-2000	
4. Synthèse des résultats	
5. Conclusion	

1. Introduction

La résistance ultime est une variable clé pour la conception et l'évaluation de la performance des voiles en béton armé. L'évaluation précise de cette résistance est importante car les bâtiments sont susceptibles de subir de multiples déformations lors des tremblements de terres. Les codes de dimensionnement des bâtiments, les manuels pratiques, les directives et la littérature fournissent un certain nombre d'équations pour l'estimation de la résistance ultime des voiles en béton armé. Cependant, ces équations varient significativement dans la structure et une dispersion de cette résistance prédite par ces équations est observée (Wood 1990 et code Mexicain).

Les sous chapitres suivants visent à évaluer la performance et la fiabilité des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé (résistance ultime due à la flexion ou au cisaillement), en utilisant 185 voiles présentés dans l'annexe A. leurs résistances ultimes expérimentales sont comparées à celles prédites par le programme d'analyse des sections planes Reponse-2000 pour le cas de la flexion et aux cinq équations suivantes dans le cas de cisaillement : section 21.9 du code américain ACI318-08, section 11.3 du code de la Nouvelle-Zélande (NZS2006), section 6.5 du code mexicain (NTCC2004), équation de Brada(1977) et équation de Wood(1990). Les équations de l'euro code 8 n'ont pas été traitées dans cette thèse, car d'après Alejandre (Alejandre et al 2010) ces équations surestiment fortement les résistances.

Les équations étudiées dans ce chapitre sont celles utilisées pour la conception et l'évaluation de la performance structurelle des voiles en béton armé dans les bâtiments et les structures nucléaires.

L'analyse des résultats de l'étude se fait par les statistiques descriptives, où la moyenne, la médiane, les valeurs maximales et minimales, l'écart type, le coefficient de variation des rapports de prédiction (valeur de la prédiction divisée par la valeur expérimentale) donnent un aperçu sur l'utilité et la fiabilité de chaque équation, ainsi que sur leurs fondements de base.

L'investigation préliminaire montre qu'il existe une différence significative de résistance ultime entre les voiles courts, de transition et élancés. En conséquence, l'évaluation est effectuée pour chaque type de voiles afin de juger l'impact du type de voile sur l'utilité de chaque équation de prédiction.

Les sous chapitres 2.2 présentent brièvement les équations étudiées pour la prédiction de la résistance ultime due au cisaillement, ainsi qu'un aperçu sur la théorie des déformations compatibles utilisée pour prédire la résistance ultime due à la flexion. Le sous chapitre 2.3 évalue les performances des équations étudiées pour chaque type de voile. Le sous chapitre 2.4 présente une synthèse des résultats et une comparaison entre les équations de prédiction et le type des voiles, et on finit par le sous chapitre 2.5 qui présente les conclusions.

2. Présentations des équations étudiées

2.1. Code Américain (ACI 318-08)

Le Code ACI 318-08 (*chapitre 21.9 : Special structural walls and coupling beams*) fournit une équation semi-empirique (2.1) pour prédire la résistance ultime au cisaillement des voiles en béton armé. L'équation est basée sur l'analogie du treillis modifiée, elle stipule que la résistance au cisaillement est reprise conjointement par le béton et les aciers horizontaux.

)

$$V_{ACIN} = \left(\alpha \sqrt{f_c} + \rho_h f_{yh}\right) A_w \tag{2.1}$$

Où : V_{ACIN} (N) représente la résistance ultime au cisaillement ; f_c (MPa) est la résistance du béton à la compression ; ρ_h est le pourcentage d'armatures transversales ; f_{yh} (MPa) est la limite d'élasticité des aciers horizontaux ; $A_w(mm^2)$ est la section transversale du voile ; α est un paramètre qui tient compte de l'élancement du voile (α égale à 0.25 pour $h_w/l_w \le 1.5$, à

0.17 pour $h_w/l_w \ge 2$, avec une interpolation linéaire entre les deux bornes); h_w (mm) est la hauteur du voile et l_w (mm) représente la longueur du voile.

Dans le chapitre 21 du code ACI 318-08 l'équation (2.1) est bornée par une contrainte limite lors de la prédiction de la résistance ultime au cisaillement des voiles, afin d'éviter une rupture par écrasement diagonal des bielles de béton. Cette limité est de $0.83\sqrt{f_c}$ (*MPa*), d'où l'équation (2.1) devient :

$$V_{AClb} = \left(\alpha \sqrt{f_c} + \rho_h f_{yh}\right) A_w \le 0.83 \sqrt{f_c}$$
(2.2)

Un pourcentage de 0.25% des aciers verticaux et horizontaux est imposé. Le code ACI 318-08 ne tient pas compte explicitement de l'effet des armatures verticales sur la résistance au cisaillement, mais exige que le pourcentage des aciers verticaux ne soit pas inférieur à ceux des armatures horizontales, dans le cas des voiles avec un élancement inférieur ou égal à 2.

2.2. Code Mexicain (NTCC 2004)

La section 6.5 du code Mexicain (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC 2004) fournit un ensemble d'équations semiempiriques pour prédire la résistance ultime au cisaillement des voiles en béton armé. Cellesci sont basées sur l'analogie du treillis modifiée. Ces cinq équations sont les suivantes :

$$V_{NTC} = V_c + V_s \le 2A_w \sqrt{f_c} \tag{2.3}$$

$$V_c = 0.85\sqrt{f_c} t_w l_w \tag{2.4}$$

$$V_c = t_w d_2 (0.2 + 20\rho_{vt}) \sqrt{f_c}$$
(2.5)

$$V_c = 0.5t_w d_2 \sqrt{f_c} \tag{2.6}$$

$$V_s = \rho_h f_{yh} A_w \tag{2.7}$$

Où : V_{NTC} (kg) représente la résistance ultime au cisaillement ; V_c (kg) représente la résistance au cisaillement reprise par le béton ; V_s (kg) représente la résistance au cisaillement reprise par les armatures horizontales ; f_{yh} (Kg/cm²) représente la limite d'élasticité des aciers horizontaux ; A_w (cm²) représente la section transversale du voile; d_2 (cm) représente la longueur effective (0.8 A_w) et ρ_{vt} représente le pourcentage d'acier vertical en traction (la section des aciers verticaux en traction divisée par la section transversale effective). La section totale des aciers verticaux.

La partie de résistance au cisaillement reprise par le béton V_c est fonction de l'élancement géométrique des voiles. L'équation (2.4) s'applique pour des voiles avec un élancement géométrique h/l < 1.5, pour les voiles avec un élancement $h/l \ge 2$, les équations (2.5) et (2.6) sont utilisées. Ces équations sont identiques à celles utilisées pour les poutres en béton armé. L'équation (2.5) s'applique si le pourcentage d'acier vertical est inférieur à 1.5% ($\rho_v < 1.5\%$,) sinon l'équation (2.6) est utilisée. Une interpolation linéaire est adoptée pour les voiles avec un élancement géométrique compris entre 1.5 et 2.

Le code NTCC2004 impose une contrainte limite supérieur de $2\sqrt{f_c}$ (Kg/cm²) pour la contrainte ultime. Cette limite est appliquée pour éviter une rupture par écrasement diagonal des bielles de béton. Similairement au code américain ACI 318-08, un pourcentage de 0.25% des aciers verticaux et horizontaux est imposé.

2.3. Code de la Nouvelle Zélande (NZS 2006)

Le chapitre 11 du code de la nouvelle Zélande (NZS3101, NZS 2006) prévoit deux

Évaluation des équations de prédiction de la résistance ultime des voiles en béton armé Chapitre 2

ensembles d'équations semi-empiriques pour prédire la résistance ultime au cisaillement des voiles en béton armé. Ces deux ensembles d'équations sont basés sur l'approche de l'analogie du treillis modifié. Le premier ensemble d'équations présenté dans le section11.3 de code NZS 3101 (General principles and design requirements for structural walls), est utilisé pour un dimensionnement général des voiles. L'autre ensemble d'équations est présenté à la section 11.4 de code NZS 3101 (Additional design requirements for members designed for ductility in earthquakes). Étant donné que la section 11.4 du code NZS2004 ne traite pas la conception des voiles en béton armé au cisaillement, il est pratique d'utiliser l'ensemble des équations de la section 11.3 pour la prédiction de la résistance ultime au cisaillement.

D'après la section 11.3 du code NZS3101, l'équation de prédiction de la résistance ultime au cisaillement est donnée par les équations suivantes :

$$V_{NZS} = V_{c} + V_{s} \le 0.2 f_{c}' t_{w} d_{1}$$
(2.8)
$$V_{c} = \left(0.27 \sqrt{f_{c}'} + \frac{N_{u}}{4A_{w}}\right) t_{w} d_{1}$$
(2.9)
$$V_{c} = \left[0.05 \sqrt{f_{c}'} + \frac{l_{w} \left(0.1 \sqrt{f_{c}'} + 0.2 \frac{N_{u}}{A_{w}}\right)}{\frac{M_{u}}{V_{u}} - \frac{l_{w}}{2}}\right] t_{w} d_{1}$$
(2.10)
$$V_{s} = \frac{A_{v} f_{yh} d_{1}}{s}$$

S

Où : V_{NZS} (N) représente la résistance ultime au cisaillement ; f_c (MPa) représente la résistance du béton à la compression ; d_1 (m) représente la largeur effective (considérée égale à 0.8 l_w); N_u (N) représente le chargement vertical (pris positif en compression), M_u (N.m) représente le moment dans la section ; Vu (N) représente l'effort tranchant dans la section ; et A_v (m²) représente la section des aciers horizontaux.

Dans la section 11.3 de code NZS, la contribution du béton pour reprendre le cisaillement est prise comme la valeur minimale obtenue par les équations 2.9 et 2.10. L'équation 2.10 n'est pas applicable si $(M_u/V_u - l_w/2) \le 0$. La contrainte ultime au cisaillement est limitée à $0.20\sqrt{f_c}$ (MPa) ou à 8MPa. Un Minimum de ferraillage horizontal de (0.7/f_{yh}) et vertical de $(0.7/f_{vv})$ est prévu pour les voiles.

2.4. Equation de Brada (1977)

Les équations (2.12) et (2.13) sont celles proposées par Brada et al (1977) pour prédire la résistance ultime au cisaillement des voiles dans les bâtiments à faible hauteur.

$$V_{BRADA} = \left(8\sqrt{f_c - 2.5\sqrt{f_c h_w/l_w} + P/4l_w t_w} + \rho_v f_{yv}\right)A_w$$
(2.12)

$$V_{BRADA\,0.8} = \left(8\sqrt{f_c - 2.5\sqrt{f_c h_w/l_w} + P/4l_w t_w} + \rho_v f_{yv}\right) 0.8A_w$$
(2.13)

Où : V_{BRADA} (N) représente la résistance ultime au cisaillement ; ρ_v le pourcentage des aciers verticaux; f_{yy} (MPa) défini la limite d'élasticité des aciers verticaux; A (mm²) la section transversalle du voile; P(N) est le chargement axial; t_w (mm) est l'épaisseur des voiles, h_w (mm) la hauteur des voiles; l_w (mm) la largeur des voiles et f_c (MPa) représente la résistance du béton à la compression.

2.5. Equation de Wood (1990)

Wood (1990) a proposé l'équation suivante pour calculer la résistance ultime au cisaillement des voiles en béton armé :

$$\sqrt{f_c} Aw/2 \leq V_{WOOD} = \frac{A_{vf} f_y}{4} \leq 5\sqrt{f_c} A_w/6$$

(2.14)

Où : VWOOD (N) représente la résistance ultime au cisaillement ; Avf (mm2) représente la section totale des aciers verticaux (aciers de la partie courante + aciers dans les potelets (éléments d'extrémités)); fy (MPa) défini la limite d'élasticité des aciers verticaux; fc (MPa) est la résistance à la compression du béton; et Aw (mm2) la section transversale du voile.

2.6. Méthode des déformations compatibles

La résistance en flexion des voiles en béton armé soumis à une flexion peut être évaluée en utilisant le principe des déformations compatibles (Strain compatibility analysis). Tous les aciers longitudinaux doivent être pris en compte dans les calculs, comme indiqué dans ASCE/SEI 31 et 41. Plusieurs chercheurs (Nasr 2011, Driver et al 2008, Ghorbanirenani 2010) ont démontré que la méthode des déformations compatibles sur des sections transversales estime correctement le moment ultime des voiles



Figure 2.1. Section transversale d'un voile rectangulaire avec les diagrammes correspondants

La théorie de flexion utilisée dans les poutres et les poteaux, est aussi applicable pour le cas des voiles rectangulaires, où on trouve que :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Egalité des déformations dans le béton et les aciers (adhérence parfaite).
- Les contraintes dans les aciers et le béton sont obtenues à partir des courbes contraintes-déformations (ce que l'on appelle, les lois constitutives des matériaux).

La figure 2.1 présente la section transversale d'un voile rectangulaire, où, h et b représentent la longueur et l'épaisseur de la section respectivement, A_{si} représente la section des barres d'aciers i, TAi défini la force reprise par un acier i, Nb est la force de compression dans le béton, qui peut être calculée en intégrant le bloc de contrainte le long de la profondeur (Nilson et al 2010), Cb illustre le block de contrainte de Whitney (0.85fc), ε_u représente la déformation ultime dans le béton, ε_A^i celle la déformation dans la barre d'acier i, a défini le bloc du béton en compression, f_{Ai} représente les contraintes dans les aciers correspondant à la section A_{si} , c'est la distance jusqu'à l'axe neutre de la section.

Dans la figure 2.1, une valeur arbitraire de c est indiquée. L'équilibre des forces est satisfait pour une valeur correcte de c. La figure 2.1.a, permet d'obtenir l'équation (2.15) pour une correcte valeur de c.

$$\sum_{i=1}^{n} T_{Ai} - N_b - C_{Ai} = 0 \tag{2.15}$$

Où,

$$N_b = 0.85 f_c \beta_1 c b \tag{2.16}$$

La valeur de la force T_{Ai} dans la barre d'acier *i* peut être obtenue par l'algorithme suivant :

- (i) Donner une valeur de la distance de l'axe neutre *c*
- (ii) Détermination de la déformation dans la barre *i*

$$\varepsilon_{Ai} = \frac{c - d_i}{c} \varepsilon_u \tag{2.17}$$

(iii) Détermination de la contrainte dans la barre *i*

$$f_{Ai} = E_A \varepsilon_{Ai} \tag{2.18}$$

(iv) Calcul de la valeur de T_{Ai}

$$T_{Ai} = f_{Ai} A_{Ai} \tag{2.19}$$

Ce processus (i) à (iv) est réitéré, jusqu'à ce que l'équilibre de l'équation (2.15) soit satisfait.

Une fois l'équilibre est satisfait, cela sous-entend qu'une valeur correcte de la distance de l'axe neutre est trouvée, la sommation des moments au centre de la section transversale du voile donne le moment résistant suivant :

$$M = \sum_{i=1}^{n} T_{Ai} \left(\frac{h}{2} - d_{i}\right) + 0.85 f_{c} \beta_{1} c b \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_{1}}{2}\right) = 0$$
(2.20)

Avec

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f_c - 4)$$
 et $0.65 \le \beta_1 \le 0.85$ (2.21)



Figure 2.63. Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de $\rho_h f_{yh}$ (MPa)

3.3.2. Code Mexicain NTCC2004

L'équation du code mexicain NTCC2004 (2.8) surestime 97% des prédictions de la résistance ultime des 27 voiles élancés étudiés, où les valeurs maximales et minimales des rapports V_{NTC}/V_{EXP} (V_{NTC} ^S/ V_{EXP}) se situent entre 0.98 et 3.90, la moyenne et la médiane valent 2,12 (2,17) et 1,90 (1,97). Les valeurs de l'écart-type et du coefficient de variation correspondantes sont de 0,81 (082) et 0,38 (0,38), respectivement.



Figure 2.64. Variation du $V_{\text{NTC}}/V_{\text{EXP}}$ en fonction de $\rho_b f_{hy}$ (MPa)



Figure 2.65. Variation du $V_{\text{NTC}}/V_{\text{EXP}}$ en fonction de f_c (MPa)

Similaire au code américain, l'équation du code mexicain NTCC2004 pour la prédication de la résistance ultime permet de mieux prédire la résistance ultime avec l'augmentation du pourcentage d'acier horizontal et la résistance du béton à la compression comme l'indiquent les figures 2.64 et 2.65. Cependant, l'augmentation de l'élancement surestime fortement la prédiction de la résistance ultime des voiles élancés d'après la figure 2.66.



Figure 2.66. Variation de V_{NTC}/V_{EXP} en fonction de l'élancement (H/L)

La figure 2.67 présente la variation du rapport V_{NTC}/V_{EXP} (V_{NTC}^S/V_{EXP}) en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$. Trois (03) prédictions seulement parmi les 27 sont faites par la contrainte limite de l'équation (2.3) (0.64 \sqrt{fc} MPa) du code NTCC2004 pour $\rho_h f_{yh}(MPa)$ supérieur à 3.2 MPa.

La figure 2.68 montre la variation de la contrainte ultime normalisée obtenue par l'équation (2.3) et les mesures expérimentales en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$. Cette figure montre que l'équation (2.3) de prédiction est surestimée pour les voiles élancés.



Figure 2.67. Variation de rapport $V_{\text{NTC}}/V_{\text{EXP}}$ ($V_{\text{NTC}}^{\text{S}}/V_{\text{EXP}}$) en fonction de $\rho_h f_{hy}$ (MPa)



Figure 2.68. Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentales) en fonction de $\rho_h f_y$ (MPa)

3.3.3. Code de la nouvelle Zélande NZS2006

L'équation du code de la Nouvelle-Zélande NZS2006 (2.8) surestime 88% des prédictions de la résistance ultime des 27 voiles élancés étudiés, où les valeurs maximales et minimales du rapport (V_{NZS}/V_{EXP}) se situent entre 2.92 et 0.78 ; La moyenne et la médiane sont, respectivement, de 1.70 et 1,64. Les valeurs de l'écart-type et du coefficient de variation correspondantes sont de 0.64 et 0,37, respectivement.



Figure 2.69. variation du V_{NZS}/ V_{EXP} en fonction de $\rho_h f_{hy}$ (MPa)



Figure 2.71. Variation de V_{NZS}/V_{EXP} en fonction de l'élancement (H/L)

Les figures 2.69 et 2.71 représentent la variation du rapport V_{ACI}/V_{EXP} en fonction du taux d'armatures $\rho_h f_{yh}(MPa)$ et de l'élancement géométrique. Celles-ci indiquent que la résistance ultime des voiles élancés augmente avec $\rho_h f_{yh}(MPa)$ et l'élancement.



Figure 2.72. Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$

La figure 2.72 présente la variation de la contrainte ultime normalisée obtenue par l'équation (2.8) et les mesures expérimentales en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$. Celle-ci montre que l'équation (2.8) de prédictions de la résistance ultime dans le cas des voiles élancés est surestimée et qu'aucune prédiction n'est validée par la contrainte limite de (0.2 f_c MPa). De plus la figure montre que cette contrainte limite peut être bornée à (0.098 f_c MPa) comme l'indique le trait discontinu en rouge sur le graphe.

3.3.4. Code BRADA (1977)

L'équation de BRADA (2.12) surestime 100% des prédictions de la résistance des 27 voiles élancés étudiés, où les valeurs maximales et minimales du rapport $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ (V_{BRADA}/V_{EXP}) se situent entre 5.24et 0.71, de même que la moyenne et la médiane sont de 2.08 (2,60) et 1.94 (2.43). Les valeurs de l'écart-type et du coefficient de variation correspondantes sont de 0.88 (1.09) et 0,42 (0.42).

Les figures 2.73 à 2.76 présentent la variation du rapport ($V_{BRADRA}^{0.8}/V_{EXP}$) en fonction du taux d'armatures verticales, de la résistance du béton à la compression, de l'élancement géométrique et du chargement vertical, respectivement.



Figure 2.73. Variation du $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ en fonction de $\rho_{v}f_{vv}$ (MPa)



Figure 2.74. Variation du $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ en fonction de f_c (MPa)

La figure 2.77 présente la variation du rapport $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ (V_{BRADA}/V_{EXP}) en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$. Grâce à la figure, on peut démontrer que l'équation (2.13), où la longueur des voiles est prise égale à la longueur effective ($0.8l_w$), offre des résultats moins surestimés par rapport à ceux donnés par l'équation (2.12).



Figure 2.75. Variation de $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ en fonction de l'élancement (H/L)



Figure 2.76. Variation de $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ en fonction de la charge axiale (KN)

La figure 2. 78 présente la variation de la contrainte ultime normalisée obtenue par l'équation de BRADA (2.13) et les mesures expérimentales en fonction de $\rho_h f_{yh}(MPa)$. Cette figure montre que l'équation de BRADA (2.13) de prédictions de la résistance ultime des voiles élancés est surestimée d'une manière très importante.



Figure 2.77. Variation de rapport $V_{BRADA}^{0.8}/V_{EXP}$ (V_{BRADA}/V_{EXP}) en fonction du $\rho_h f_{hy}$ (MPa)



Figure 2.78. Variation de la contrainte normalisée en fonction de $\rho_v f_{yv}$ (MPa)

3.3.5. Code de WOOD (1990)

L'équation de WOOD (2.14) surestime 88% des prédictions de la résistance des 27 voiles élancés étudiés, où les valeurs maximales et minimales du rapport (V_{WOOD}/V_{EXP}) se situent entre 4.78 et 0.77, de même que la moyenne et la médiane valent 2.51 et 2.39, respectivement. Les valeurs de l'écart-type et du coefficient de variation correspondantes sont de 1.17 et 0,46.



Figure 2.79. Variation du V_{WOOD}/ V_{EXP} en fonction de $\rho_v f_{vv}$ (MPa)



Figure 2.80. Variation du V_{WOOD}/V_{EXP} en fonction de f_c (MPa)

Les figures à 2.79 et 2.80 illustrent la variation du rapport (V_{WOOD}/V_{EXP}) en fonction du taux d'armatures de la résistance du béton à la compression, respectivement. Les deux figures indiquent aussi, que l'équation de WOOD (2.14) prédit mieux la résistance ultime des voiles élancés possédant un taux de ferraillage et une résistance du béton élevés.

La figure 2.81 présente la variation de la contrainte ultime normalisée obtenue par l'équation de WOOD (2.14) et les mesures expérimentales en fonction de $\rho_v f_{yv}(MPa)$. Cette figure montre que l'équation de WOOD (2.14) surestime d'une manière très importante la prédiction de la résistance ultime. On constate aussi que seulement une prédiction ultime parmi les 27 est gouvernée par l'équation de Wood (3.14) (équation associée à la section des aciers verticaux) ; la résistance ultime des voiles restants est établie avec la contrainte limite inférieure de l'équation $(0.5\sqrt{fc} \text{ MPa})$, et qu'aucune valeur celle-ci n'est calculée par la borne supérieure de l'équation $(5/6\sqrt{fc} \text{ MPa})$. Cependant, d'après le graphe, la contrainte limite inférieure doit être de l'ordre de $(0.10\sqrt{fc} \text{ MPa})$ et la contrainte supérieure de l'ordre de $(0.4\sqrt{fc} \text{ MPa})$, comme indiqué par les deux traits discontinus (rouge et noir) de la figure 2.81.



Figure 2.81. Variation de la contrainte normalisée (analytique et expérimentale) en fonction de $\rho_v f_{vy}$ (MPa)

3.3.6. Response-2000

Dans ce cas de voiles élancés, le programme Response-2000 offre les meilleures estimations de la charge ultime, en donnant une moyenne de 1.06, une médiane de 1.07 et un coefficient de variation relativement petit par rapport aux autres équations.

Les figures 2.82 à 2.85 représentent la variation du rapport V_{RESP}/V_{EXP} en fonction des variables de conception du programme Response-2000. Ces figures montrent que toutes les prédictions sont proches (toutes les prédictions se situent dans un intervalle de 0.56 à1.64). Ces figures montrent aussi que le programme ne prédit pas d'une façon homogène la résistance ultime vis-à-vis de ses variables de conception, parce que, les courbes de tendance de ces figures ne sont pas horizontales à la valeur de 1.0, à l'exception de celle de la figure 2.85, où l'on remarque que cette courbe de tendance est quasiment horizontale à la valeur de 1.



Figure 2.82. Variation de V_{RESP}/V_{EXP} en fonction de $\rho_{AE}f_{VAE}$ (MPa)



Figure 2.83. Variation de V_{RESP} / V_{EXP} en fonction de $\rho_v f_{yv}$ (MPa)



Figure 2.84. Variation de V_{RESP}/V_{EXP} en fonction de f_c (MPa)



Figure 2.85. Variation de V_{RESP}/V_{EXP} en fonction de la charge axiale (N)



Figure 2.86. Variation de la contrainte normalisée en fonction de $\rho_{AE}f_{yAE}$ (MPa)

4. Synthèse des résultats

Le tableau 2.4 présente une synthèse des résultats statistiques des rapports de la résistance ultime calculée analytiquement (par les six équations présentées dans le sous chapitre 2.2) divisée par celle enregistrée lors des essais expérimentaux pour les trois types de voiles (voiles courts, voiles de transition et voiles élancés). Ce tableau montre que la performance des prédictions obtenues par les cinq équations de cisaillement diminue lorsque l'on passe d'un voile court à un voile de transition et d'un voile de transition à un voile élancé, où l'on constate que les moyennes des voiles courts se situent entre 0.98 et 1.33, celles des voiles de transition se situent entre 1.13 et 2.01 et celles des voiles élancés se situent entre 1.70 et 2.51. Cependant, la prédiction de la résistance ultime en utilisant le programme Response-2000 d'analyse de sections planes, montre que la performance de prédiction augmente lorsque l'on passe d'un voile court à un voile de transition et d'un voile de transition à un voile élancé, contrairement aux cinq équations de cisaillement, où les valeurs des moyennes et des médianes valent, respectivement : 1.22 et1.14 pour les voiles courts, 1.13 et 1.00 pour les voiles de transition et 1.06 et 1.07 pour ceux élancés.

Les constatations faites ci-dessus nous amènent à confirmer la subdivision des voiles en trois catégories (voiles courts, de transition et élancés), comme il a été fait dans le premier chapitre. Les voiles courts ont tendance à se rompre en cisaillement, donc, les équations de prédiction de cisaillement sont les mieux adaptées pour évaluer cette résistance, du fait que l'équation de Wood et celle du code du Mexique fournissent les meilleures estimations. Les voiles élancés ont tendance à se rompre par flexion, donc c'est tout à fait normal que le programme Response-2000 soit le mieux prescrit pour prédire la résistance ultime, comme indiqué sur le tableau 2.2. Les voiles de transition ont tendance à se rompre en flexion-cisaillement. En effet, les cinq équations de cisaillement et le programme Response-2000 n'ont pas la capacité suffisante pour bien prédire la résistance ultime de ce type de voile, où l'on constate que, le programme Response-2000 offre une moyenne de 1.13, que l'on peut juger acceptable, mais avec un écart-type très élevé de 0.52. Cependant, l'équation du code mexicain (NTCC2004) offre la meilleure prédiction parmi les équations de cisaillement, où elle offre une moyenne de 1.18, avec un écart-type de 0.41, que l'on peut juger comme des valeurs élevées aussi.

	Voiles courts				voiles de transition				Voiles élancés			
	MOY	MED	ECTY	COV	MOY	MED	ECTY	COV	MOY	MED	ECTY	COV
V_{NZS}/V_{EXP}	1.23	1.22	0.43	0.35	1.27	1.20	0.44	0.34	1.70	1.63	0.64	0.37
V _{BRA0.8} / V _{EXP}	1.68	1.60	0.57	0.35	2.01	1.87	0.83	0.41	2.08	1.94	0.88	0.42
V_{ACI} / V_{EXP}	1.33	1.29	0.50	0.38	1.45	1.36	0.50	0.34	2.35	2.08	0.89	0.38
V_{NTC}/V_{EXP}	1.14	1.07	0.39	0.34	1.18	1.13	0.41	0.35	2.12	1.90	0.81	0.38
V_{WOOD}/V_{EXP}	0.98	0.90	0.31	0.32	1.31	1.24	0.35	0.27	2.51	2.39	1.17	0.47
V _{Resp} / V _{EVB}	1.22	1.14	0.42	0.34	1.13	1.00	0.52	0.46	1.06	1.07	0.28	0.26

Tableau 2.4. Résultats statistiques des rapports des prédictions la résistance ultime au cisaillement en utilisant les cinq équations de sous chapitre 2.2 divisées par les résistances ultimes expérimentales des trois types de voiles de la base de données du chapitre 2.

L'équation de Wood utilise les aciers verticaux (concertés + répartis) et la résistance du béton à la compression pour prédire la résistance ultime des voiles en cisaillement; celle du code mexicain utilise les aciers horizontaux, les aciers verticaux en traction, l'élancement géométrique et aussi la résistance du béton à la compression. Cependant, ces deux équations, qui utilisent des variables différentes pour prédire la même résistance ultime, offrent des estimations proches (un coefficient de variation de 0.32 pour l'équation Wood et0.34 pour l'équation du code mexicain). La question se pose sur les variables de conception qu'il faut utiliser pour prédire la résistance ultime des voiles en cisaillement.

5. Conclusion

Dans ce chapitre, cinq équations de cisaillement et un programme de calcul du moment résistant ultime sont utilisés pour évaluer leur performance et leur fiabilité de prédiction des résistances ultimes des voiles testés expérimentalement.

La meilleure prédiction de la résistance ultime pour les voiles courts est obtenue par l'équation de Wood(1990) en donnant une moyenne de 0.98 et une médiane de 0.90 avec un coefficient de variation de 0.34. Pour les voiles élancés, elle est obtenue par le programme Response-2000, en donnant une moyenne de 1.06, une médiane de 1.07 et un coefficient de variation de 0.26. Pour les voiles de transition, on conclue qu'aucune équation n'a la performance de prédire d'une manière plus au moins correcte la résistance ultime.

La dispersion des valeurs de la résistance ultime prédites par les cinq équations (code Américain, Mexicain, nouvelle Zélande, Brada et Wood) est importante pour les voiles de transition et très importante pour les voiles élancés comme les coefficients de variation l'ont indiqué. Contrairement aux équations de cisaillement, la dispersion des valeurs de la résistance ultime obtenue par programme Response-2000 est très importante d'un voile élancé à un voile de transition, et d'un voile de transition à un voile court.

Ces équations utilisent des variables de conception différentes pour estimer la résistance ultime des voiles. Dans le cas de cisaillement, les variables employées sont les aciers horizontaux, l'élancement géométrique et la résistance du béton dans le cas du code américain ; les aciers horizontaux, la résistance du béton à la compression, l'élancement géométrique, les aciers verticaux en traction pour le cas du code mexicain ;les aciers horizontaux, la résistance du béton à la compression, l'élancement géométrique, les aciers verticaux en traction pour le cas du code mexicain ;les aciers horizontaux, la résistance du béton à la compression, l'effort tranchant et le moment dans la section dans le cas du code de la Nouvelle-Zélande ; tous les aciers verticaux et la résistance du béton à la compression dans le cas de l'équation de Wood; les aciers verticaux de la partie courante, la résistance du béton à la compression, l'élancement géométrique et le chargement axial dans le cas de l'équation de Brada. Dans le cas de flexion, tous les aciers verticaux, la résistance du béton à la compression, la charge axiale sont utilisées par le programme Reponse-2000.

Pour le cas des voiles courts, le comportement en cisaillement est le plus dominant, cependant, les équations de prédiction en cisaillement utilisent des variables de conceptions différentes de l'une à l'autre. En conséquence, une investigation sur l'effet et l'influence de toutes les variables utilisées dans ce type de voiles doit être établie.

Pour le cas des voiles élancés, les équations de cisaillement surestiment la prédiction de la résistance ultime, tandis que, le programme Response-2000 donne un résultat crédible, mais pas totalement satisfaisant. Cela peut signifier que même dans les voiles élancés, où la flexion est prédominante, les aciers horizontaux et l'élancement géométrique ont une influence sur la résistance ultime, d'où une investigation s'impose sur l'effet de ces variables pour connaître davantage leurs rôles.

Pour le cas des voiles de transition, aussi, l'on remarque que ni les équations de cisaillement ni celle de flexion ne permettent une évaluation correcte de la résistance ultime. Cela est dû au comportement transitoire entre le cisaillement et la flexion de ce type de voiles. Il est important, comme pour les voiles courts et élancés, de mener une investigation sur l'effet des variables de conception sur la résistance.

Une investigation sur l'effet de ces variables prises une à une sera discutée dans le quatrième chapitre où, l'évaluation sera faite en utilisant les données expérimentales et des simulations numériques.

Additionnellement aux remarques précédentes, l'on conclut que:

1- Aucune équation parmi les six ne fournit une petite dispersion des résultats, où les coefficients de variation se situent entre 0.27 et 0.46.

2- Aucune équation, parmi les six équations, ne tient compte de toutes les variables de conception qui influent sur la résistance des voiles, c'est-à-dire, les aciers horizontaux, verticaux, aciers dans les zones d'extrémités, l'élancement géométrique, la résistance du béton à la compression, le chargement axial et le type de chargement.

3- La résistance ultime des essais expérimentaux diminue lorsque l'on passe d'un voile court à un voile de transition et d'un voile de transition à un voile élancé.

4- La contrainte limite du code américain peut-être limitée à $(0.67\sqrt{fc} \text{ MPa})$ pour les voiles de transition et à $(0.65\sqrt{fc} \text{ MPa})$ pour les voiles élancés au lieu de $(0.83\sqrt{fc} \text{ MPa})$.

5- La contrainte limite du code de la Nouvelle-Zélande peut être limitée à $(0.18 f_c \text{ MPa})$, pour les voiles de transition et à $(0.098 f_c \text{ MPa})$ pour les voiles élancés au lieu de $(0.20f_c \text{ MPa})$.

6- Pour les voiles élancés, la contrainte limite inférieur de l'équation de Wood peut-être limitée à $(0.1\sqrt{fc} \text{ MPa})$ au lieu de $(0.5\sqrt{fc} \text{ MPa})$.

7- L'équation de Brada donne des résultats très similaires entre les trois types de voiles, cependant cette équation surestime fortement la prédiction de la résistance ultime pour tous les types de voiles. Cette équation ne peut en aucun cas être utilisée pour la prédiction de la résistance ultime des voiles courts, de transition ou élancés.

Chapitre 3 Modélisation numérique des voiles en béton armé

Plan du chapitre 3

Partie I : Généralités sur les modélisation	96					
1. Introduction	96					
2. Niveau de Modélisation et echelle de discretisation						
2.1.Niveau de modélisation						
2.1.1. Niveau géologique	96					
2.1.2. Niveau globale	96					
2.1.3. Niveau semi-globale	96					
2.1.4. Niveau local	96					
2.2. Echelle de discrétisation						
2.2.1. Echelle globale	96					
2.2.2. Echelle semi-local	97					
2.2.3. Echelle local	97					
3. Modélisation des voiles	97					
3.1. Les spécimens des voiles choisis pour les modélisations	99					
3.1.1. Voile court SW 14 de (Leafs 1990)	99					
3.1.2. Voile de transition SW21 (Lefas 1990)	101					
3.1.3. Voile élancé SW7 (Zhang 2000)	103					
3.1.4. Voile élancé RW 2 (Wallace2000)	105					
Partie II : Modélisation en utilisant le code ABAQUS	106					
1. Introduction	106					
2. Stratégie de résolution						
3. Stratégie de modélisation						
3.1. Cadre théorique de modélisation des matériaux	109					
3.1.1. Modélisation du béton	109					
3.1.1.1. Décomposition des déformations	110					
3.1.1.2. Relation contrainte-déformation	110					
3.1.1.3. Loi d'écrouissage.	110					
3.1.1.4. Fonction de charge	110					
3.1.1.5. Plasticité non associée – loi d'écoulement	112					
3.1.1.6. Endommagement et dégradation de la rigidité	113					
- Cas des conditions uniaxiales	113					
-Cas des conditions multiaxiales	115					
3.2. Modélisation de l'acier	115					
3.2.1. Plasticité des aciers	118					
3.3. Lois uniaxiales pour les matériaux	118					
---	-------					
3.3.1. Loi uniaxiale pour le béton	118					
3.3.1.1. Identification des paramètres	119					
-Cas de la traction	119					
-Cas de la compression	120					
3.3.2. Loi uniaxiale des aciers	121					
4. Simulation des trois types de voiles	123					
4.1. Simulation du voile court (modèle SW14 de Lefas)	123					
4.1.1 Définition des données numériques des matériaux	124					
4.1.1.1. Béton	124					
-Comportement uniaxial	124					
-Comportement multiaxial	125					
•Angle de dilatation (ψ)	126					
•Excentricité du potentiel d'écoulement (∈)	127					
• Rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale (σ_{b0}/σ_{c0}).	. 128					
•Paramètre Kc	129					
Paramètre de viscosité	129					
4112 Acier	130					
4.1.2. Résultats de la simulation du voile court SW14	131					
4.2. Simulation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)	135					
4.2. Simulation du voire de transition (modele 5 w 21 de Leias)	135					
4.2.1. Definition des données numeriques des materiaux	155					
4.2.2. Resultais de la simulation du voile de transition 5 w21	130					
4.5. Simulation du voile elance (modele R w 2 de wallace 1995)	139					
4.3.1. Definition des données numeriques des materiaux	140					
4.3.2. Resultats de la simulation du voile elance RW 2	142					
Partie III : Modélisation 2D avec Vec Tor2	144					
I Introduction	144					
2 Principe de la méthode MFCT	145					
2.1. Les relations de compatibilité	145					
2.2. Les relations d'équilibre	146					
2.3. Relations constitutives	146					
2.4. Prise en compte des fissures locales	147					
2.5. Prise en compte des contraintes multiaxiales	148					
2.6. Implémentation éléments finis	149					
3. Modèle des matériaux utilisés	150					
3.1. Comportement du béton à la compression	150					
3.2. Comportement du béton à la traction	150					
3.3. Comportement des aciers	151					
4 Modélisation du voile court (modèle SW14 de Lefas)	152					
4.1. Analyse monotone	153					
4.2 Analyse cyclique	155					
5. Modélisation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)	156					
5.1 Analyse monotone	156					
5.2. Analyse cyclique	159					
6. Modélisation du voile élancé (modèle SW7 Zhang 2000)	160					
6.1. Analyse monotone	160					
6.2 Analyse cyclique						
7. Conclusion générale	163					
U						

Partie I : Généralités sur les modélisation

1. Introduction

Les voiles en béton armé sont conçus généralement pour faire face aux charges latérales (séismes, vent) dans les structures. Il est donc très important de connaître leurs réponses sous différentes sollicitations. La prédiction du comportement non linéaire de ces voiles exige des modèles très robustes et efficaces, qui peuvent prendre en compte le comportement réel des matériaux et de traduire soigneusement les observations expérimentales. Ainsi avant d'entamer une modélisation, il est indispensable de faire le choix d'un niveau de modélisation et une échelle de discrétisation.

Dans cette partie, nous allons présenter un état de l'art sur les différentes approches existantes pour la modélisation des voiles en béton armé, ainsi que quelques formulations de ces approches.

2. Niveau de Modélisation et echelle de discretisation

Mestat et al (1995), ont identifié quatre niveaux de modélisation qui sont utilisés commes les niveaux de références (Hemsas 2010, Nguyen 2006).

2.1.Niveau de modélisation

2.1.1. Niveau géologique

Il vise à traiter une structure dans un environnement naturel par référence à des données géographiques. Souvent la géométrie de l'ouvrage est simplifiée avec la prise en compte de ses principales caractéristiques. Ce niveau est bien adapté pour les ouvrages géotechniques (barrage, ouvrage de soutènement, détermination des déformations du sol et de l'ouvrage....)

2.1.2. Niveau globale

Il traite la structure dans son ensemble, c'est le cas courant des modélisations des structures en génie civil, où des éléments « poutre » sont généralement utilisés pour la discrétisation de la structure. Dans ce niveau, le comportement de la structure est décrit en variables généralisées et il n'est pas suffisamment précis pour représenter tous les éléments de la structure. Un tel niveau donne une indication générale sur la répartition des efforts dans les éléments porteurs.

2.1.3. Niveau semi-globale

Il vise à traiter un élément de structure. Dans le cas d'un bâtiment, il s'agit par exemple de l'étude du comportement d'un voile.

2.1.4. Niveau local

Il vise à traiter une partie détaillée d'une structure, par exemple l'arrachement d'une barre d'acier dans un bloc de béton (étude de l'interaction acier béton).

2.2. Echelle de discrétisation

Trois approches peuvent être adoptées afin de modéliser par élément fini des structures ou des éléments de structures (Millrad et al 1991, Hemsas 2010, Nguyen 2006) soumis à des chargements mécaniques ou thermiques : une échelle globale, semi-globale ou semi-local et échelle local.

2.2.1. Echelle globale

à cette échelle de modélisation le comportement du matériau béton armé est décrit par des variables généralisées formulées à partir des lois uniaxiales découplées de chaque matériau. Les relations qui gouvernent le comportement de la structure sont des types : momentcourbure, effort tranchant-cisaillement et effort normal-allongement. Actuellement, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles semble moins avancé que celui des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. Cela est dû à une contrainte supplémentaire de modélisation qui doit être prise en compte: le comportement non linéaire en cisaillement. En effet, comme l'élancement des voiles est inférieur à celui des poutres ou des poteaux, les déformations inélastiques dues à l'effort tranchant peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale (Ile 2000).

Dans le cas des éléments de voiles, les modèles comportant des systèmes de ressort en parallèle avec une loi de fonctionnement non linéaire moment-rotation, effort normalallongement axial et effort tranchant-cisaillement sont assez répandus. Des modèles globaux de ce type ont été proposés par Vulcano, (Vulcano al 1986-1988) Azzato (Azzato 1996) et Takeda (Tekda et al 1970). Cette approche globale conduit à des temps de calcul réduits, mais elle ne permet pas de définir le comportement local comme la fissuration. Elle se limite seulement aux éléments poutres, car sa généralisation à d'autres éléments reste délicate (Hemsas 2010).

2.2.2. Echelle semi-local

la cinématique du problème est décrite par les déplacements et les rotations des éléments finis de types : poutres, plaques et coques, tandis que toute information concernant le comportement des matériaux (acier, béton) est traitée au niveau local (des modèles locaux sont utilisés). L'utilisation de ce type d'échelle permet de réduire la taille du problème (nombre d'équations) d'une part et de favoriser une intégration rapide de lois de comportement d'autre part. À cette échelle, on trouve, des éléments poutres multicouches développés par Laborderie (Labroderie1991, 2003) pour des modélisations en deux dimensions, et des éléments poutres multifibres pour des modélisations à trois dimensions. Cette échelle est adaptée pour des voiles élancés dont des poutres multifibres de type Bernoulli ou multicouches (Spacone et al. 1996), (Nguyen et al. 2005, 2006), (Mazars et al. 2006) est utilisé, mais à condition que la perturbation apportée par l'effort tranchant ne soit pas importante. Dans le cas des voiles courts ou de transition, l'utilisation des poutres multifibres de Timoschenko est recommandée (Dubé 1997), (Petrangeli et al. 1999), (Kotronis 2000).

2.2.3. Echelle local

le béton est modélisé par des éléments de la mécanique des milieux continus bidimensionnels ou tridimensionnels. La rhéologie est exprimée en variables locales : contrainte-déformation. La loi de comportement est indépendante de la géométrie de la structure. Cette échelle de modélisation permet d'obtenir des informations locales concernant l'état de fissuration, d'endommagement et celui de la plastification du matériau car l'état de ce dernier est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini. Cette approche rend le résultat très complet et donne accès aux déformations à tout point de la structure et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour avoir accès aux forces internes. Cependant, cette échelle nécessite des stockages et des temps de calcul importants (Saanouni 2003). Du point de vue des ressources informatiques dont nous disposons aujourd'hui pour l'étude des voiles en béton armé, II a été noté qu'une approche 2D est bien adaptée pour la modélisation de la structure à des échelles réelles, par contre des échelles réduites sont mieux adaptées dans le cas d'une modélisation tridimensionnelle. Les résultats de cette approche sont très performants aussi bien en statique qu'en dynamique.

3. Modélisation des voiles

La modélisation par élément fini est généralement utilisée pour améliorer la compréhension des phénomènes expérimentaux observés, pour prédire le comportement

complexe des structures existantes ou pour la conception des nouvelles techniques de construction. Avec la croissance rapide des ressources de calcul et l'utilisation des ordinateurs ou des stations de calcul puissantes, l'analyse des structures en béton armé à grande échelle devient réaliste et rentable.

En 1967, Ngo et Scordelis (Ngo et Scordelis, 1976) ont appliqué pour la première fois l'analyse par élément fini à des structures en béton armé. Des recherches intensives ont été menées depuis les années 1970 sur les particularités de l'analyse par élément fini de structures en béton armé, y compris: les relations constitutives-des matériaux, les théories de rupture, les théories des contraintes multiaxiales, la modélisation des armatures, le comportement de l'interface entre les armatures et le béton, la représentation des fissures, le mécanisme de transfert de cisaillement, la modélisation du chargement cyclique et dynamique, les effets dépendant du fluage, du retrait, et de la variation de température.

Cependant, l'application des éléments finis sur les structures en béton armé pose quelques problèmes en raison de la nature complexe du matériau béton comme : la propagation des fissures, le glissement entre les lèvres des fissures, la localisation des déformations et l'interface acier béton. Le comportement fragile du béton en traction conduit à une fissuration rapide du béton et l'hypothèse d'homogénéisation dans la théorie des éléments finis classique n'est pas valable telle quelle. En outre, pour étudier le comportement sismique des structures en béton armé, il est essentiel que les modèles soient en mesure de considérer l'effet du chargement cyclique sur le béton dégradant (effet unilatéral), ce qui est encore un défi pour la plupart des modèles et des procédures d'analyse.

En 1982 Scordelis (Scordelis et al 1982) a présenté le concept de fissuration discrète pour la première fois. Toutefois, en raison de la difficulté de la mise à jour du maillage avec la progression des fissures et avec les moyens informatiques existants, l'application et le développement de l'approche des fissures discrètes restent très limités. D'autre part, le concept de fissuration diffuse, introduite par Rothe (Rothe 1988), reste compatible avec la méthode des éléments finis puisque la topologie du maillage n'a pas besoin d'être mise à jour au cours de l'analyse.

Dans la modélisation en deux dimensions et dans le cadre des modèles de fissuration diffuse, deux concepts de fissuration ont été introduits: la fissure fixe et la fissure en rotation. La différence fondamentale entre eux réside dans l'orientation des fissures, qui est maintenue constante dans le modèle de la fissure fixe ou qui est continuellement mis à jour dans le modèle de la fissure en rotation. Une autre différence est liée à la prise en compte des effets de cisaillement. Dans le modèle de fissure fixe, le cisaillement sur la surface de la fissure fait que les axes de déformations et de contraintes principales coïncident. Ce problème est résolu par l'introduction d'un terme de cisaillement unique qui applique une coaxialité entre les contraintes et les déformations principales. Néanmoins, l'utilisation du modèle de fissure diffuse en rotation gagne en popularité comme indiquée par la prévalence de la théorie des champs de compression et les champs de compression modifiée (MCFT, Vecchio et al 1986), qui sera discuté plus trad.

Dans la modélisation en trois dimensions des structures en béton armé, beaucoup d'efforts ont été dédiés au développement des relations constitutives du matériau béton dans le cadre de la plasticité, de la mécanique de rupture et d'endommagement. Une contribution remarquable a été effectuée par Chen (Chen et al 1988) qui a développé une théorie de plasticité pour le béton et permet de définir correctement le comportement du béton en 3D. En règle générale, la modélisation 3D demande des outils informatiques puissants. Aujourd'hui, l'utilisation des stations de calcul de haute performance est commune pour l'analyse non linéaire de grands modèles. Contrairement à la modélisation du béton seul ou légèrement armé comme les barrages, les armatures dans les structures comme les poutres des ponts ou des voiles du béton armé modifient les propriétés du béton, qui peut mettre en doute l'efficacité du modèle 3D en béton. Par exemple, le pourcentage d'armatures peut affecter l'effet de goujon (acier qui traverse une fissure) et le comportement en traction du béton. De plus, le confinement assuré par des étriers contribue à l'amélioration de la résistance à la compression du béton. Le contact et le comportement de glissement des aciers dans le béton sont également primordiaux dans la capture de manière adéquate les déformations localisées ainsi que la redistribution des efforts après fissuration. Malheureusement, ces effets sont très difficiles à capturer dans le strict cadre de la mécanique théorique, et la plupart des formulations d'éléments finis actuellement disponibles ne parviennent pas à tenir compte de tous ses effets explicitement.

D'autre part, des modèles fondés sur des analyses phénoménologiques de momentcourbure (Hines 2004) ou des éléments poutre-poteau relativement complexes (Open Sees2000, Orcal 2004, Massone2005) peuvent très bien fonctionner pour prédire le comportement des structures. Ils le font en capturant le comportement macro échelle grâce à des modèles expérimentalement calibrés. Ces modèles sont devenus de plus en plus précieux en raison de leur capacité à prédire de façon fiable et en un temps très court la réponse globale. En outre, dans de nombreux cas, la modélisation 3D complexe n'est généralement pas nécessaire et peut ne pas être en mesure de donner plus de précisions par rapport aux modèles phénoménologiques, beaucoup plus simple, mais pas totalement justifiés théoriquement. Toutefois, la difficulté commune à l'analyse des voiles en béton armé avec la méthode des éléments finis est le défi de capturer le comportement de cisaillement non linéaire. Contrairement à la réponse des poutres où des éléments élancés, les déformations de cisaillement contribuent de manière significative au comportement et à la rupture des voiles en béton armé avec un élancement inférieur à 3.

Dans ce chapitre, deux investigations numériques avec deux programmes différents sont menées en parallèle pour modéliser et analyser les voiles en béton armé soumis à des chargements monotones et cycliques. La première étude consiste à réaliser des modélisations en 2D, avec des armatures réparties (smeard reinforcement); l'autre est une modélisation en trois dimensions avec l'utilisation d'armatures discrètes et de lois de comportement tridimensionnelles fondées sur la plasticité et l'endommagement. Le programme ABAQUS est utilisé pour la modélisation en 3D et le programme Vec Tor2 est utilisé pour la modélisation en 2D.

3.1. Les spécimens des voiles choisis pour les modélisations

Un voile court, de transition et deux autres élancés de trois programmes expérimentaux différents sont modélisés et analysés en utilisant les deux approches éléments finis citées précédemment. Les voiles simulés sont : la maquette SW14 pour les voiles courts, la maquette SW22 pour les voiles de transition, testées par Lefas (Lefas 1990), la maquette SW7 testée par Zhang(Zhang 2000) pour le voile élancé ainsi que la maquette RW2 testée par Wallace (Wallace 1995). Ces voiles ont été choisis en raison de leurs comportements qui sont représentatifs des différents comportements observés dans chaque type de voiles et aussi en raison des données expérimentales qui sont représentées d'une manière détaillée, tel que la propagation des dommages (initiation des fissures, propagation des fissures, début de plastification des aciers etc).

3.1.1. Voile court SW 14 de (Leafs 1990)

Le voile SW 14 de Lefas (1990) est testé sous chargement quasi-statique monotone et possède une section transversale rectangulaire. Le voile est de 750 mm de longueur et de hauteur, avec une épaisseur de 70mm. L'élancement géométrique est de 1.0. Il possède un ferraillage vertical, horizontal et d'extrémité, dont les pourcentages sont de 2.4%, 1.10% et de 3.10%, respectivement. Les aciers concentrés et verticaux ont diamètre de 8 mm disposés en deux nappes avec un espacement de 60mm. Les aciers horizontaux sont d'un diamètre de

6.25 mm avec un espacement de 80mm, les zones concentrées sont entourées par des cadres d'un diamètre de 4.25 mm (ces cadres entourent les six barres concentrées). Le chargement latéral est transféré à l'âme du voile à l'aide de la poutre supérieure du voile, la poutre inférieure ou la semelle du voile est encastrée dans la plateforme d'essai. La figure 3.1 et le tableau 3.1 représentent les caractéristiques géométriques et matérielles du voile SW14.



Figure 3.1. Géométrie et ferraillage du voile court SW14 (Lefas 1990).

	Béton	Acier 8 mm		Acier 6,25 mm		Acier de 4 mm				
Modèle	f _c (MPa)	$f_{\rm y}$ (MPa)	f _u (MPa)	$f_{\rm y}$ (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	$\rho_h(\%)$	$\rho_v(\%)$	$\rho_e(\%)$
SW14 LEAFS	42.1	470	565	520	610	420	490	1.10	2.40	3.10
Tableau 3.1. Caractéristiques des matériaux du voile court SW14 (Lefas 1990).).		

Les figures 3.2 et 3.3 représentent la courbe charge-déplacement et les schémas de fissuration du voile SW 14, respectivement, à différents pas de chargement et de déplacement. Les fissures de flexion s'initient à un pas de chargement de 35 KN et un déplacement de 0.34mm (Figure 3.3-a). Pour un chargement de 100 KN et un déplacement de 1.82mm les fissures de cisaillement (diagonales) se développent (figure 3.3-b), puis à un chargement de 170 KN et un déplacement de 3.90mm les armatures rentrent dans le domaine plastique (figure 3.3-c). La force ultime du voile est enregistrée à 265KN pour un déplacement de 11.21mm (figure 3-d). La rupture du voile est engendrée par l'écrasement du béton dans la zone de compression extrême et la concentration des fissures de cisaillement dans toute l'âme du voile, comme indiqué sur la figure 3.3-d.



Figure 3.2. Courbe charge déplacement du voile court SW 14 (Lefas 1990).



Figure 3.3. Schémas de fissuration du voile court SW 14 (Lefas 1990) à différents pas de chargement.

3.1.2. Voile de transition SW21 (Lefas 1990)

Le voile SW 21 testé par Lefas (1990) est d'une section transversale rectangulaire, et testé sous chargement quasi-statique monotone, du même protocole que le voile court SW14. Le voile est de 650mm de longueur, 1300mm de hauteur, et 65mm d'épaisseur. L'élancement géométrique est de 2.0. Il possède un ferraillage vertical, horizontal et d'extrémité concentré de 2.50%, 0.80% et de 3.30% respectivement. Les aciers concentrés et verticaux sont d'un diamètre de 8 mm disposés en deux nappes avec un espacement de 62 mm, et les aciers horizontaux ont un diamètre de 6.25mm avec un espacement de 115mm. Les zones concentrées sont entourées par des cadres d'un diamètre de 4.25 mm. La figure 3.4 et le tableau 3.2 représentent les caractéristiques géométriques et matérielles du voile SW21.



Figure 3.4. Géométrie et ferraillage du voile de transition SW21 (Lefas 1990).

	Béton	Acier	r 8 mm	Acier 6,2	25 mm	Acier de	4 mm			
Modèle	f _c (MPa)	fy (MPa)	f _u (MPa)	fy (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	$\rho_h(\%)$	$\rho_v(\%)$	$\rho_e(\%)$
SW21 LEAFS	42.8	470	565	520	610	420	490	0.80	2.50	3.30
Tabl	eau 3.2.	3.2. Caractéristiques des matériaux du voile de transition SW21 (Lefas 1990)								990).

Les figures 3.5 et 3.6 représentent la courbe charge-déplacement et les schémas de fissuration du voile de transition SW 21 à différents pas de chargement et de déplacement. La réponse du voile est dominée initialement par un comportement flexionnel, ce qui traduit la présence des fissures de flexion à partir d'un pas de chargement de 10KN à 80KN (figure 3.6-a). Au-delà de 80KN, des fissures diagonales de cisaillement se manifestent, ce qui explique que le voile se comporte en mode combiné flexion-cisaillement, ainsi que les aciers rentrent dans le domaine plastique (Figure 3.6-b). La force ultime du voile est enregistrée pour un chargement de 127KN pour un déplacement de 20.61mm (figure 3.6-c). La rupture du voile est engendrée par l'écrasement du béton dans la zone de compression extrême et l'éclatement du béton dans la zone extrême tendue avec la concentration des fissures de cisaillement dans l'âme du voile (3.6-c).



Figure 3.5. Courbe charge déplacement du voile de transition SW 21 de (Lefas1990).



Figure 3.6. Schémas de fissuration du voile de transition SW 21 (Lefas 1990) à différents pas de chargement.

3.1.3. Voile élancé SW7 (Zhang 2000)

Zhang a testé le voile SW7 sous chargement quasi-statique cyclique. Le voile est de 700mm de longueur, 1750mm de hauteur, et 100mm d'épaisseur. L'élancement géométrique est de 2.5. Les pourcentages du ferraillage vertical, horizontal et d'extrémité concentrée sont de 0.67%, 1.01% et de 0.88%, respectivement. Les aciers concentrés et verticaux sont d'un diamètre de 14 et 8 mm, respectivement, et les aciers horizontaux sont d'un diamètre de 8mm avec un espacement de 100mm. Les zones concentrées sont entourées par des cadres d'un diamètre de 6 mm disposés tous les 50mm. La figure 3.7 et le tableau 3.3 représentent les caractéristiques géométriques et matérielles du voile SW7.



Figure 3.7. Géométrie et ferraillage du voile élancé SW7 (Zhang 2000)

	Béton	Acier 14 mm		Acier 8 mm		Acier 6	mm			
Modèle	f _c (MPa)	fy (MPa)	f _u (MPa)	fy (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	$\rho_h(\%)$	$\rho_v(\%)$	$ ho_e(\%)$
SW7 Zhang	36.8	405	/	305	/	305	/	1.10	0.67	0.88
Tableau 3.3 Correctéristiques des metérieux du voile élencé SW 7(7hang 2000)								<i>))</i>		

Caractéristiques des matériaux du voile élancé SW 7(Zhang 2000).

La figure 3.8 représente la courbe charge-déplacement et le schéma de fissuration du voile élancé SW 7. Dans cette figure, on constate que la réponse du voile est ductile où le palier plastique est considérablement large, et la rupture est survenue après flambement des aciers concentrés, suivis d'un écrasement du béton dans une extrémité ; et aussi par l'étirement des aciers concentrés et éclatement du béton dans l'autre extrémité.



Réponse du voile élancé SW 7 de Zhang 2000, (a) courbe chargement-déplacement, Figure 3.8. (b) schéma de fissuration.

3.1.4. Voile élancé RW 2 (Wallace2000)

Thomsen et wallace ont rélaisé un test expérimentalsur un spécimen de mur voile élancé en béton armé pour investiguer le comportement sismique de ce type de voile. Le voile testé est issu d'un batiment prototype à l'echelle de ¹/₄ et conçu suivant le code américain (UBC 1997). La forme géometrique du voile est de section rectangulaire, de hauteur de 3660mm, d'épaisseur de 102mm et de largeur de 1220mm. Le voile à été tester sous chargement statique combiné : chargement horizontal cyclique et charge verticale concentré. La figure 3.9 et le tableau 3.4 représentent les caractéristiques géométriques et matérielles du voile RW 2.



Figure 3.9. Géométrie et ferraillage du voile élancé RW2 (Wallace 1995).

	Béton	Acier 9.35 mm		Acier 6.35 mm		Acier 4.76 mm				
Modèle	f _c (MPa)	fy (MPa)	f _u (MPa)	fy (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	$\rho_h(\%)$	$\rho_v(\%)$	$\rho_e(\%)$
RW 2 Wallace	42.8	434	/	448	/	448	/	0.45	0.45	7.87

 Tableau 3.4.
 Caractéristiques des matériaux du voile élancé RW 2(Wallace 1995).

La figure 3.10 représente la courbe charge-déplacement et le schéma de fissuration du voile élancé RW 2. Cette figure nous rensgnie que le voile s'est comporté d'une manière ducticle, où l'on constate que le palier plastique est considérablement large, et la rupture est survenue après flambement et fracture des aciers concentrés, suivis d'un écrasement du béton dans une extrémité et ; et aussi par l'étirement des aciers concentrés et éclatement du béton dans l'autre extrémité (figure 3.10 b). Ce voile n'a pas devellopé des fissures de cisiallment importantes, donc, l'effet du cisiallment sur ce type de voile est très minime.



Figure 3.10. Réponse du voile élancé RW2 (wallace 1995), (a) courbe chargement-déplacement, (b) schéma de fissuration à la rupture.

Partie II : Modélisation en utilisant le code ABAQUS

1. Introduction

Un modèle éléments finis en trois dimensions a été développé pour simuler le comportement des voiles en béton armé sous chargement latéral avec le code de calcul ABAQUS Version 6.12 (ABAQUS 2012). Le programme ABAQUS a deux principaux modules d'analyse: Standard et Explicite. Ces deux modules utilisent différentes stratégies de résolutions pour résoudre des problèmes non linéaires quasi-statiques et dynamiques: ABAQUS Standard utilise une stratégie implicite avec un chemin de résolution itératif des équations à résoudre, il approche la solution par des cycles successifs d'équilibre, tandis que, ABAQUS / Explicit utilise une formulation dynamique explicite non linéaire et détermine la solution en avançant explicitement le plus petit temps d'incrémentation du modèle sans itération (ABAQUS 2012).

La méthode dynamique explicite est initialement développée pour les analyses dynamiques à grande vitesse dans lesquelles l'inertie joue un rôle prépondérant dans la solution, tel que le chargement d'impact. Ce serait extrêmement coûteux en terme de temps de calculer avec l'utilisation d'un chemin de résolution implicite. Plus tard, il a été constaté qu'ABAQUS Explicit est également très efficace pour la résolution quasi-statique non linéaire de la réponse des structures (ABAQUS 2012).

La simulation dans cette étude est initialement réalisée avec la méthode statique implicite dans ABAQUS Standard afin de simuler les essais sur les voiles en béton armé, qui ont été menées dans des conditions quasi-statiques. Cependant, la dégradation des matériaux souvent conduit à des difficultés de convergence dans le programme d'analyse implicite, tels que le modèle de fissuration du béton, où la fissuration en traction fait souvent en sorte que la rigidité du matériau devient négative. Après la propagation rapide des fissures dans le béton, il est difficile de tracer la courbe charge-déformation précisément après la charge ultime, en raison de ces problèmes de convergence. D'autres chercheurs ont également signalé des problèmes de convergence pour une modélisation avec un chemin implicite. Par exemple, Cofer et al (Cofer et al 2002) ont indiqué que dans la modélisation d'un poteau typique de pont en béton armé, la convergence de la solution ne pouvait être atteinte au-delà de la fissuration initiale. Rusinowski (Rusinowski 2005) a également identifié des problèmes de convergence est due à la sensibilité de l'analyse à la variation de la

rigidité des dalles (présence des ouvertures).

2. Stratégie de résolution

ABAQUS Explicit utilise la méthode des différences centrales pour intégrer les équations du mouvement explicitement dans le temps, en utilisant les conditions cinématiques à un incrément pour calculer les conditions cinématiques à l'incrément suivant (ABAQUS 2012). L'application d'Abaqus explicit à des problèmes quasi-statiques nécessite des considérations particulières, comme la solution statique est un processus considérablement long par rapport à une solution dynamique, elle nécessite un nombre excessif de petit temps d'incrément.

L'événement doit être accéléré de manière à obtenir une solution efficace. Cependant, l'introduction de grandes accélérations changera les caractéristiques du problème dynamique, où l'influence de forces d'inertie doit être considérée. Si la vitesse de chargement est augmentée jusqu'à un point où l'inertie joue un rôle important dans la solution, les résultats seront tout à fait différents de la solution quasi-statique. Par conséquent, la stratégie de résolution devrait inclure des techniques pour modéliser le processus en un temps de calcul petit, tout en veillant à ce que l'influence des forces d'inertie sur la réponse prévue reste insignifiante.

Le graphique de l'énergie doit être étudiée pour évaluer et déterminer si la simulation du problème quasi-statique est obtenue avec succès en utilisant ABAQUS / Explicit. Pour un comportement quasi-statique, les travaux appliqués par les forces extérieurs doivent être à peu près égaux à l'énergie interne du système, et l'énergie cinétique doit être maintenue inférieure à 10% de l'énergie interne dans la plupart des processus(ABAQUS 2012), comme schématisé sur la figure 3.9. L'équation de l'énergie peut être énoncée comme suit :

$E_I + E_V + E_{KE} + E_{FD} + E_w = E_{total} = Constante$ (3.1)

Où E_I est l'énergie interne (énergie de déformation élastique et plastique), E_V est l'énergie absorbée par dissipation visqueuse, E_{KE} est l'énergie cinétique, E_{FD} est l'énergie absorbée par dissipation par frottement, E_W est l'énergie (travail) des forces extérieures, E_{total} est l'énergie totale du système, normalement considérée comme une valeur constante. L'équation (3.1) peut être utilisée pour évaluer l'adéquation de la simulation quasi-statique en comparant l'énergie interne et le travail des forces extérieures , ainsi que le rapport de l'énergie cinétique en énergie interne (ABAQUS 2012).



Figure 3.11. Histoire des énergies pour un problem quasi-statique.



Figure 3.12. Diplacement imposé en utilisant smooth step.

Une méthode pour simuler le procédé quasi-statique en utilisant un chemin de résolution dynamique explicite est d'augmenter le taux de chargement, de sorte que le même événement physique se produit en moins de temps, tant que la solution reste à peu près la même que la solution statique réelle et les effets dynamiques restent insignifiants. Pour plus d'efficacité et de précision, l'analyse quasi-statique nécessite l'application d'un chargement qui serait aussi lisse que possible, comme le montre la Figure 3.12. Généralement, un chargement lisse produira des résultats de charge-déformation lisses, bien que certains taux de chargement et les proportions de l'énergie peuvent présenter des résultats avec quelques oscillations ; d'où l'utilisation d'une fonction d'amplitude lisse (*smooth step* dans ABAQUS) pour définir le taux de chargement, afin d'assurer la précision de l'analyse. L'option de *mass scaling* permet que l'analyse soit effectuée d'une manière efficace sans augmenter artificiellement le taux de chargement. Un taux de charge de 1 mm /s et un facteur d'échelle de masse de 500 sont utilisés dans l'analyse par éléments finis dans la présente étude, choisis sur la base de l'équilibre énergétique et l'économie de durée de calcul pour l'ensemble du système.

3. Stratégie de modélisation

Le béton est modélisé avec des éléments solides en trois dimensions et l'approche discrète est utilisée pour modéliser les armatures. La modélisation du comportement de voiles en béton armé se fait à travers cinq étapes principales, à savoir; modélisation géométrique, étude et définition des lois de comportement appropriées, définition des conditions aux limites, application du chargement et la résolution non linéaire.

3.2.2.1 Modélisation de la géométrie

La première étape dans la modélisation par éléments finis, est la description topologique des caractéristiques géométriques de la structure. Le béton est modélisé avec des éléments tridimensionnels à 8 nœuds (cubiques) et les aciers avec des éléments linéaires à deux nouds. Abaqus Explicit offre deux types d'éléments pour les problèmes non linéaires, que ce soit, pour le béton et pour les aciers.

Les deux éléments disponibles pour le béton, sont des éléments linéaires solides à huit nœuds avec une intégration réduite (C3D8R) ou avec modes incompatibles (C3D8I) (intégration totale), chaque nœud de l'élément possède trois degrés de liberté en translation. D'après Gebreyohaness (Gebreyohaness et al 2012) et Liu (Liu 2008), les éléments C3D8R avec une intégration réduite sont efficaces pour la modélisation du béton, donne une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux, et réduit le temps de calcul tout en donnant des résultats similaires aux éléments avec une intégration totale C3D8I. Donc les éléments utilisés pour le béton dans cette étude sont les éléments C3D8R, qui sont représentés dans la figure 3.13.



Les deux éléments disponibles pour les aciers, sont les éléments treillis à deux nœuds (Truss élément T3D2) et des éléments poutres à deux nœuds (B31). Les éléments treillis peuvent véhiculer seulement des efforts de compression et de traction axiaux, mais ils ne peuvent pas véhiculer des efforts de flexion et de cisaillement. Cependant, les éléments poutres peuvent véhiculer des efforts de compression et de traction axiale, ainsi que ceux de cisaillement et de flexion. Généralement, dans le dimensionnement des structures en béton armé, les armatures sont considérées comme des éléments qui tiennent et flexion reste minimale, mais d'après Kassem, (Kassem 2010), Liu (Liu et al 2008) et Gebreyohaness(Gebreyohaness et al 2012) et la modélisation des aciers dans les structures en béton armé doit tenir compte du cisaillement et de la flexion en plus des efforts axiaux. Pour cela les élements B31 sont utilisés dans la présente étude.

3.1. Cadre théorique de modélisation des matériaux

3.1.1. Modélisation du béton

Le béton est un matériau qui appartient à la famille des matériaux quasi-fragile. Pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat des mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture aura lieu rapidement, d'où le caractère fragile de ce matériau. C'est le phénomène de la décohésion pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de ruptures. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant (Lemaitre 2001).

Il existe trois principaux modèles pour le béton dans la bibliothèque de matériaux d'ABAQUS Explicit, le premier est le *concrete smeard caraking*; le second est le *Brittle craking* et le troisème est le *concrete damage placticty*. Le modèle de fissuration répartie (*concrete smeard caraking*) ne tient pas compte de l'effet unilatéral du béton et le modèle et rupture fragile (*Brittle craking*) s'intéresse qu'au comportement du béton en traction et en compression, il le considère comme élastique. En revanche, le modèle *Concrete Damage Placticty* (CDP) est considéré pour être en mesure de mieux représenter le comportement du béton, car il est fondé sur la théorie du couplage entre l'endommagement (représentation de l'effet unilatérale du béton) et la plasticité (représentation des déformations irréversibles), et divers types de chargement peuvent y être appliqués (chargement monotone, chargement d'impact etc...) (Abaqus 2012).

Les caractéristiques du modèle CDP sont exposées dans la section suivante. L'endommagement est introduit dans la définition du module d'élasticité, et les déformations plastiques de traction et de compression représentent le comportement inélastique du béton. Deux indices d'endommagement différents sont nécessaires pour définir l'endommagement en traction et en compression respectivement. Le modèle CDP peut être utilisé pour le chargement cyclique en considérant explicitement l'effet unilatéral, c'est-à-dire que la rigidité à la compression est récupérée lors de la fermeture de la fissure (passage du chargement de traction à un chargement de compression). Une règle d'écoulement non associée est utilisée pour calculer le taux de déformation plastique, car la règle de flux associatif pourrait engendrer un problème dans le contrôle de la dilatation du béton.

Le modèle CDP est brièvement exposé dans les sous-sections suivantes.

3.1.1.1. Décomposition des déformations

La théorie de la plasticité permet de décrire le caractère irréversible des déformations que l'on appellera ɛpl. La partition de la déformation totale est effectuée en définissant une partie élastique et une partie plastique ou permanente. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation en chaleur d'une énergie irréversible.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \tag{3.2}$$

3.1.1.2. Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation avec un endommagement isotrope est définie par l'équation (3.3) dans laquelle D_0^{el} représente la matrice de raideur élastique, *d* représente la variable d'endommagement scalaire et D^{el} est la matrice de rigidité dégradée.

$$\sigma = (1-d)D_0^{el}: (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el}: (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$
(3.3)

En se basant sur la mécanique d'endommagement, la contrainte effective est donnée par l'équation (3.4).

$$\widetilde{\sigma} = D_0^{el}(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \tag{3.4}$$

Donc la contrainte effective peut s'écrire:

$$\widetilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-d)} \tag{3.5}$$

3.1.1.3. Loi d'écrouissage.

La loi d'écrouissage est isotrope. L'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée ou équivalente. L'écrouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial.

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle CDP prend en compte deux variables d'écrouissage indépendantes. L'évolution des variables d'écrouissage est donnée par l'équation (3.6)

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}^{pl}_t \\ \tilde{\varepsilon}^{pl}_c \end{pmatrix}$$
(3.6)

Les micro-fissures en traction et les écrasements en compression sont représentés par une augmentation des valeurs des variables d'écrouissages. Ces variables contrôlent l'évolution de la surface de charge.

3.1.1.4. Fonction de charge

A tout modèle élasto-plastique est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement plastique. Cette fonction est appelée fonction de charge ou critère de charge. En écrouissage isotrope, cette surface de charge est caractérisée par une fonction F qui dépend de l'état de contrainte σ et d'un paramètre scalaire ε^{pl} représentant l'écrouissage.

Le modèle CDP prend en compte deux variables scalaires d'écrouissage qui sont alors un vecteur $\tilde{\varepsilon}^{pl}$.

La fonction de charge est alors la suivante : $f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0$

L'écoulement plastique aura lieu lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la surface de charge. Ce point doit rester sur cette surface le long de l'écoulement plastique, ce qui conduit à la condition de consistance (équation 3.6).

$$\dot{f}(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \tag{3.6}$$

L'état de décharge se produit pour :

_

(3.5)

$$f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \text{ et } \dot{f}(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \le 0$$
(3.7)

Le modèle d'élasto-plastique du béton utilise la fonction de charge développée par Lubliner (Lubliner et al 1989) et incorpore de plus les modifications proposées par Lee (Lee est Fenevs1998 pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la traction et la compression :

$$f = f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha \bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl})$$
(3.8)

Dans la quelle :

 $p = -\frac{1}{3}\sigma$: *I* : est la pression hydraulique, $q = \sqrt{\frac{2}{3}S:S}$: est la contrainte équivalente de Von Mises,

 $S = pI + \sigma$: est le tenseur déviateur du tenseur de contraintes σ ,

 $\tilde{\sigma}_{max}$: est la valeur algébrique maximum des valeurs propres de σ ,

Les contraintes principales de σ sont les solutions du déterminantdet $[\sigma - \lambda I] = 0$, c'est-àdire les racines de l'équation du troisième degré suivante :

 $\lambda^{3} - (\sigma_{11+}\sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^{2} + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} - \sigma_{23}^{2}\sigma_{13}^{2}\sigma_{12}^{2})\lambda - (\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^{2} - \sigma_{22}\sigma_{13}^{2} - \sigma_{33}\sigma_{12}^{2}) = 0$ (3.9)

 $\hat{\sigma}_{max}$: est alors la plus grande valeur algébrique de ces racines tel que : $\hat{\sigma}_{max} \ge \hat{\sigma}_{moy} \ge \hat{\sigma}_{min}$

La fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ est donné par : $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\sigma_c \tilde{\varepsilon}_c^{pl}}{\sigma_t \tilde{\varepsilon}_t^{pl}} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ dans la quelle $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ et $\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont les valeurs respectives, de la contrainte uniaxiale de compression et de la traction, définies par l'utilisateur dans le jeu de valeurs.

Le coefficient α est déterminé par la contrainte élastique en compression uniaxiale σ_{c0} et par la contrainte élastique en compression biaxiale σ_{b0} : $\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{\sigma_{c0}}$ (2.10)

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \tag{3.10}$$

Le coefficient γ est obtenu par : $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$.

Où, K_c représente le rapport de second invariant des contraintes à la méridienne de traction (q_{TM}) et de la compression (q_{CM}) comme le montre la figure 3.16

La fonction de charge est représentée dans la figure 3.17







Figure 3.17. Fonction de charge du modèle CDP (dans le plan de contrainte)

3.1.1.5. Plasticité non associée – loi d'écoulement

Contrairement à la plupart des aciers, le béton comme les géomatériaux fait appel à la plasticité non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. L'écoulement plastique est normal à un potentiel plastique qui est différent de la surface de plasticité. Le schéma de la plasticité non associée nécessite l'emploi de trois potentiels : l'énergie libre Ψ , la surface limite d'élasticité f=0 et une surface potentielle G=cte qui donne la direction de l'écoulement dans l'espace des variables forces généralisées. L'écoulement plastique dépend du potentiel plastique G conformément à la loi d'écoulement :

 $\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}$, dans la quelle $\dot{\lambda}$ est un multiplicateur plastique positif ou nul.

 $\dot{\lambda}$, est nul lorsqu'il n'y pas d'écoulement, c'est-à-dire : f < 0 ou f=0 et $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$: $\dot{\sigma} \le 0$

Le potentiel d'écoulement choisit dans le modèle CDP est la fonction hyperbolique de Drucker-Prager :

$$G = \sqrt{q^2 + (\epsilon \sigma_{t0} tan\psi)^2} - ptan\psi$$
(3.11)

Où ψ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan *p*-*q* pour des hautes sollicitations de confinement (figure 3.18).

p : est la pression hydrostatique,

q : la contrainte équivalente au sens de Von Mises,

 σ_{t0} est la contrainte de traction uniaxiale à la rupture et ϵ est un paramètre qui se réfère à

 E_{d}^{p} : déformation plastique déviatorique E_{d}^{p} : deformation plastique def

une excentricité et qui définit le taux pour lequel la fonction approche de l'asymptote.

Figure 3.18. Shématisation du l'angle de dilatation

3.1.1.6. Endommagement et dégradation de la rigidité

Les équations d'évolution des variables d'écrouissage $(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ et $(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont conventionnellement formulées en tenant compte des conditions de chargement uniaxial, puis étendu aux conditions multi-axiales.

- Cas des conditions uniaxiales

Comme le montre la figure 3.19 et 3.20, lorsqu'un spécimen de béton est déchargé à partir de n'importe quel point de la partie adoucissante, la rigidité se dégrade lors du déchargement. La dégradation du béton est caractérisée par deux variables d'endommagement uniaxial indépendantes, d_t et d_c , que l'on suppose être fonctions des déformations plastiques, en négligeant les facteurs de température ou autres grandeurs.

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \le d_t \le 1$$
(3.12)

$$d_{tc} = d_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \le d_c \le 1$$
(3.13)

Les variables de dégradations uniaxiales sont fonctions des déformations plastiques équivalentes, qui varient de 0 pour un matériau sain à 1 pour un matériau entièrement endommagé. Les contraintes effectives sont alors :

$$\overline{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (1 - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \tag{3.14}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (1 - \hat{\varepsilon}_c^{pl}) \tag{3.15}$$

Dans le cas d'un chargement cyclique uniaxial, les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant l'ouverture et la fermeture des microfissures formées au préalable (préexistante), ainsi que leurs interactions. Il est observé dans les essais expérimentaux, qu'il y a une certaine restitution de rigidité dans le chargement cyclique. Cet effet est plus particulièrement remarqué lorsque les fissures de traction se referment lors du passage d'un chargement de traction à un chargement de compression. Pour les conditions cycliques uniaxiales, le modèle CDP suppose que :

$$(1-d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t)$$
(3.16)

Ou s_t et s_c sont fonction de l'état de contrainte introduit pour représenter la restitution de rigidité

$$s_t = 1 - \omega_t r^*(\bar{\sigma}_{11})$$
 $0 \le \omega_t \le 1$ (3.17)

$$s_c = 1 - \omega_c r^*(\bar{\sigma}_{11})$$
 $0 \le \omega_c \le 1$ (3.18)

Où,

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 \ si \ \bar{\sigma}_{11} > 0\\ 0 \ si \ \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases}$$
(3.19)

Les facteurs de poids ω_t et ω_c contrôlent la reprise de rigidité en traction et en compression lors du chargement cyclique. La figue 3.21 montre l'effet de restitution de rigidité en compression du paramètre ω_c et la figure 3.22 montre la restitution de rigidité complète.



Figure 3.19. Courbe contrainte-déformationen traction sous chargement uniaxial.



Figure 3.20. Courbe contrainte-déformation en compression sous chargement uniaxial.



Figure 3.21. Paramètre de récupération de la rigidité de compression.



Figure 3.22. Comportement uniaxial du Sous-chargement cyclique.

-Cas des conditions multiaxiales

En se basant sur les travaux de Lee (Lee et Feneves 1998), la vitesse de déformation plastique équivalente est évaluée selon les deux équations suivantes :

$$\hat{\varepsilon}_t^{pl} = r(\hat{\sigma})\hat{\varepsilon}_{max}^{pl} \tag{3.20}$$

$$\dot{\hat{\varepsilon}}_{t}^{pl} = -(1 - r(\hat{\bar{\sigma}}))\hat{\varepsilon}_{min}^{pl}$$
(3.21)

Où, $\hat{\varepsilon}_{max}^{pl}$ et $\hat{\varepsilon}_{min}^{pl}$ sont les valeurs propres maximales et minimales de la vitesse de déformation plastique du tenseur $\dot{\varepsilon}^{pl}$, $r(\hat{\sigma})$ est le facteur poids des contraintes, et égale à 1.0 si les contraintes principales sont positive et à 0.0 si elles sont négatives.

$$r(\hat{\sigma}) \coloneqq \frac{\sum_{i=1}^{3} \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^{3} |\hat{\sigma}_i|} \qquad 0 \le r(\hat{\sigma}) \le 1$$
(3.22)

 $\langle x \rangle$: représente la partie positive de x.

$$\langle x \rangle = \frac{(|x|+x)}{2} \tag{3.23}$$

L'évolution de l'équation des contraintes multiaxiales peut être exprimée en forme matricielle comme l'indique l'équation (3.24).

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \left[\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl}_t \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl}_c\right]^l = \hat{h}(\hat{\sigma}, \check{\varepsilon}^{pl}).\,\hat{\varepsilon}^{pl} \tag{3.24}$$

Où,

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \check{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0\\ 0 & 0 & -(1 - r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix}$$
(3.25)

et

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_1 \ \hat{\varepsilon}_2 \ \hat{\varepsilon}_3 \end{bmatrix}^T \quad \hat{\varepsilon}_1 \ge \hat{\varepsilon}_2 \ge \hat{\varepsilon}_3 \tag{3.26}$$

La définition de la variable d'endommagement scalaire se fait de la même manière que le cas uniaxial, comme montrée dans les équations (3.12 et 3.13).

3.2. Modélisation de l'acier

Les armatures sont utilisées dans des structures en béton armé pour fournir la résistance à la traction que le béton ne possède pas d'une manière suffisante. Les propriétés de ces armatures, contrairement au béton, sont généralement bien connues. Les aciers sont

généralement classés sur la base de leurs propriétés géométriques, comme les caractéristiques de diamètre et de surface, et sur leurs propriétés mécaniques, tels que la limite d'élasticité et la ductilité.

Les Courbes typiques des contraintes-déformations pour les barres d'armatures utilisées dans la construction en béton armé, sont obtenues à partir d'essais sur des coupons de barres chargées de façon monotone en traction. Les armatures présentent la même courbe de contrainte-déformation en compression comme en traction. Ainsi, la spécification d'une seule relation contrainte-déformation est suffisante pour définir les propriétés matérielles nécessaires à l'analyse des structures en béton armé. La relation contrainte-déformation des armatures présente une partie initiale linéaire élastique, un plateau d'élasticité, une partie d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente à nouveau avec l'augmentation de déformation et enfin, une phase dans laquelle la contrainte diminue (se ramollit) jusqu'à ce que la rupture se produise (figure 3.23).

La longueur du palier d'élasticité est une fonction de la résistance à la traction de l'acier. Les aciers haute résistance, (aciers à forte teneur en carbone) en général, se caractérisent par un plateau d'élasticité très court par rapport aux aciers à faible résistance (aciers à teneur faible en carbone) (Wang et Salmon, 1998). La courbe contrainte-déformation obtenue expérimentalement pour les armatures est généralement remplacée dans la recherche par des courbes caractéristiques idéalisées (Figure. 3.24).



Figure 3.23. Courbe expérimentale contrainte-déformation pour un acier de construction utilisé dans le béton armé



Figure 3.24. Idéalisation des courbes contraintes-déformations pour les armatures.

4. Simulation des trois types de voiles

Le béton est modélisé avec des éléments solides à huit nœuds (C3D8R) qui ont chacun 6 degrés de liberté : trois en translation et trois en rotation. Dans le code Abaqus, il existe deux façons pour modéliser les aciers. Les armatures peuvent être modélisées comme des couches d'armatures intégrées ou comme des armatures discrètes. La première méthode est utilisée lorsqu'il s'agit d'une distribution uniforme des armatures, dans le cas des voiles la distribution n'est généralement pas uniforme à cause des dispositions au niveau des extrémités et du frettage des aciers horizontaux. La deuxième méthode consiste à modéliser les armatures de manière discrète, pour cela, nous avons deux possibilités. La première consiste à les modéliser avec des éléments solides 3D en adoptant une loi de contact entre l'interface acier béton, mais cela conduit à des calculs très couteux en termes de temps et qui ne peuvent être réalisés que sur des stations de calcul, en effet un nombre important d'éléments de maillage peut être générés, spécialement, autour des vides réservés aux armatures dans l'élément béton. Cela nous amène à la considération de la deuxième possibilité, en adoptant pour les armatures, des éléments poutres 3D (B31) qui seront intégrés dans les éléments béton (figure 3.31).



Figure 3.31. Schématisation de l'interaction des éléments d'armatures et du béton.

4.1. Simulation du voile court (modèle SW14 de Lefas)

L'idéalisation par éléments finis pour le voile court de Lefas SW14 testé sous chargement latéral est représentée dans la figure 3.32. Il comprend trois régions (parts) pour le béton, une pour l'âme, une autre pour la semelle supérieure et la dernière pour la semelle inférieure, comme indiqué à la figure3.32. Des éléments linéaires solides HEX8 (éléments d'Abaqus, composés de huit nœuds, ayant chacun six degrés de liberté) avec une formulation lagrangienne (C3D8,) sont utilisés pour mailler le béton. La dimension d'un élément solide est de 1.00cm dans les trois directions de l'espace pour l'âme du voile, cela, rend le maillage du béton extrêmement fin ; pour les deux semelles, le maillage est grossier, car on a considéré le comportement de ces deux semelles comme linéaire élastique. Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments poutres 3D (élément d'Abaqus, composé de deux nœuds, ayant chacun six degrés de liberté) dont la dimension est de 5cm. Le choix de ce type de maillage et leurs dimensions a été adopté après une étude de convergence du maillage.

La figure 2.32 montre le modèle éléments finis et le maillage du voile SW14 de Lefas. Les conditions aux limites appliquées dans le modèle éléments finis sont identiques à celle des essais expérimentaux. La surface inférieure de la fondation est bloquée et aucune translation ou rotation n'est permise. Le chargement horizontal est appliqué en déplacement contrôlé au niveau de l'extrémité gauche la semelle supérieure.



Figure 3.32. Modèle éléments finis du voile SW 14 (Lefas 1990) sous Abaqus

4.1.1 Définition des données numériques des matériaux

Les propriétés élastiques du béton et des aciers sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson.

4.1.1.1. Béton

Pour définir le modèle CDP, les paramètres à décrire sont :

- Les courbes contrainte-déformation et endommagement uniaxiales en traction et en compression.
- la forme du potentiel d'écoulement et la fonction de charge qui sont décrits par : l'angle de dilatation Ψ , l'excentricité du potentiel d'écoulement \in , le rapport de la contrainte biaxiale et la contrainte uniaxiale en compression (σ_{b0}/σ_{c0}), le paramètre Kc et le paramètre de viscosité (V)

-Comportement uniaxial

La résistance expérimentale du béton à la compression-, l'énergie de fissuration en compression et en traction ainsi qu'une longueur caractéristique des éléments finis adoptés pour le béton sont exploitées pour générer :

- les courbes contraintes-déformations uniaxiales en traction et en compression.
- les courbes endommagements-déformations uniaxiales en traction et en compression. en utilisant les équations présentées dans la section 3.2.3.1.1

Les valeurs des différents paramètres exposés en section 3.2.3.1.1 pour générer les courbes uniaxiales à injecter dans le code Abaqus, sont calculées à l'aide d'un programme établi sur Matlab. Le tableau 3.5 présente les valeurs calculées pour chaque paramètre.

Une fois les courbes obtenues il faut transformer les contraintes et les déformations nominales en contraintes et déformations vraies, car Abaqus utilise les vraies contraintes et déformations au lieu des nominales. Par conséquent, on utilise les équations (5.53 et 3.54) pour faire la conversion. Ces dernières sont aussi applicables pour les valeurs de contraintes et déformations des aciers.

$$\sigma_{\nu} = \sigma_n (1 + \varepsilon_n) \tag{3.53}$$

$$\varepsilon_{\nu} = \ln(1 + \varepsilon_n) \tag{3.54}$$

Où, σ_v et ε_v représentent les contraintes vraies et les vraies déformations, tandis que σ_n et ε_n représentent respectivement la contrainte et la déformation nominale.

La figure 3.33 représente les courbes contraintes-déformations (vraies) et endommagements-déformations (vraies) pour le matériau béton dans le cas de la compression et de la traction. Ces courbes sont générées à partir de l'implémentation des équations illustrées dans la section 3.2..3.1.1 dans le code Matlab. Dans ces courbes, on constate que l'endommagement commence une fois la limite élastique en compression ou en traction atteinte, et leur forme présente un profil exponentiel. Il faut indiquer que dans le code Abaqus, on introduit seulement les contraintes et les déformations dans la partie plastique (la phase d'écrouissage et d'adoucissement pour le cas de la compression, et la phase d'adoucissement dans le cas de la traction).

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
f_c (MPa)	42.1	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (MPa),	12.63	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33 \sqrt{f_c}$ (MPa),	2.14	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (N/mm)$	0.054	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft} (N/mm) \text{ (CEB)}$	5.4	Energie de fissuration en compression
$E = 11000(f_c)^{\frac{1}{3}}$	38266.56	Module de Young
$a_{c} = 2\frac{f_{c}}{f_{c0}} - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_{c}}{f_{c0}}\right)^{2} - \frac{f_{c}}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_{c} = f_{c0} \frac{l_{c}}{G_{fc}} (1 + \frac{a_{c}}{2})$	154.88	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	-0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_{t} = f_{t0} \frac{l_{c}}{G_{ft}} (1 + \frac{a_{t}}{2})$	288.352	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
ν	0,18	Coefficient de poisson

Tableau 3.5.Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-
déformations et d'endommagements-déformations en compression et en traction.

-Comportement multiaxial

Les paramètres du modèle de béton en comportement unixial (courbes uniaxiales de

contraintes-déformation et endommagement-déformation) ont été déterminés à l'aide des données expérimentales. Les paramètres en comportement triaxial ne peuvent être obtenus directement à partir des données expérimentales. Ces paramètres sont : l'angle de dilatation (ψ), l'excentricité du potentiel d'écoulement \in ,le rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale en compression (σ_{b0}/σ_{c0}), le paramètre Kc et le paramètre de viscosité (V). Une étude paramétrique de calibrage de ces cinq paramètres est menée de sorte que les résultats numériques soient en concordance avec ceux de l'expérimental. L'étude paramétrique a également permit de quantifier l'influence de ces cinq paramètres sur la réponse des voiles courts en béton armé. Les résultats de l'étude comparativement aux résultats expérimentaux sont décrits ci-dessous.

•Angle de dilatation (ψ)

La sensibilité de la solution numérique à la variation de la valeur de l'angle de dilatation est étudiée en définissant les valeurs de l'excentricité (\in), du rapport de la contrainte biaxiale et la contrainte uniaxiale ($\sigma b0 / \sigma c0$), du paramètre (Kc) et de la viscosité (μ) en fonction des valeurs par défaut données dans le code Abaqus. La valeur de ψ est variée entre 20 ° et 56 °. La figure 3.34(a) montre que la dilatation de l'angle (ψ) a un effet significatif sur les résultats. De faibles valeurs entraînant une rupture prématurée du voile, et une valeur élevée conduisant à une augmentation de la rigidité, de la charge ultime et offrant une solution approchée de la solution expérimentale. Une excellente concordance entre la réponse numérique et expérimentale est constatée pour une valeur de 56° de l'angle de dilatation. Une rupture horizontale en plan est constatée pour des faibles valeurs de ψ comme l'indique la figure 3.35 pour la valeur de 20°, où l'on constate aussi, que les aciers travaillent seulement dans le domaine élastique et il n'y avait pas un transfert d'effort réel du béton aux aciers (figure 3.37). Pour la valeur de 56°, la rupture est survenue après écrasement du béton dans les bielles de compression, cela est par ailleurs le mode de rupture expérimental (figure 3.36) ; ainsi on remarque que les aciers ont atteint leurs limites d'élasticité, et au moment de la rupture du voile, ils étaient dans le domaine plastique (figure 3.38) (sans atteindre leur limite maximale). A présent, la valeur de 56° sera adoptée pour les simulations des voiles courts dans les parties suivantes de cette thèse.



Figure 3.33. Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction

●Excentricité du potentiel d'écoulement (∈)

L'excentricité du potentiel d'écoulement a généralement de petites valeurs positives de l'ordre de 0,1 ; ce qui signifie que le matériau béton présente à peu près le même angle de dilatation sur un large intervalle de pressions de confinement. L'augmentation de la valeur de \in fournit plus de courbure au potentiel d'écoulement, faisant augmenter l'angle de dilatation rapidement. La valeur de \in est variée de 0,001 à 5 pendant que les valeurs de σ b0 / σ c0, Kc et μ étaient maintenues égales aux valeurs par défaut d'Abaqus et la dilatation d'angle prise égale à 56°. La figure 3.34.(b) montre que la rigidité du voile augmente pour des valeurs supérieures à 1 de l'excentricité et pour une valeur de 1 ou inférieure à 1, le résultat est très similaire.

Par conséquent, la valeur de l'excentricité par défaut donnée par Abaqus est celle qui sera adoptée pour l'étude des voiles courts dans les parties suivantes de cette thèse.



Figure 3.34. Calibrage de la dilatation d'angle et de l'excentricité



Figure 3.35. Dommages en traction à la la charge ultime pour $\psi=20^{\circ}$



Figure 3.36. Dommages en traction à la la charge ultime pour ψ =56°



Figure 3.37. Contraintes dans les aciers à la charge ultime pour ψ =20°(MPa)



Figure 3.38. Contraintes dans les aciers la charge ultime pour ψ =56°(MPa)

• Rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale ($\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$)

Dans cette étude paramétrique, la valeur de $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ est variée entre 1 à 4.16. Les valeurs par défaut de \in , Kc et μ donnés par Abaqus sont utilisés et une valeur de 56° est adoptée comme angle de dilatation. La figure 3.39 révèle que la réponse des voiles courts est sensible à la valeur de ce paramètre, spécialement, la sensibilité à la charge ultime, où on remarque que pour une valeur de $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ de 1, la charge ultime est inférieure à celle expérimentale ; et pour des valeurs strictement supérieures à 1.16, la charge ultime dépasse celle expérimentale. La valeur de 1.16 donne, elle, des résultats identiques à l'expérimental. Par conséquent, cette valeur devient, la valeur par défaut utilisée pour la simulation des voiles courts.

•Paramètre Kc

La valeur de ce paramètre est variée entre 0,3 et 0.9 pendant que les valeurs par défaut données par Abaqus sont adoptées pour les paramètres \in , $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$, μ et une valeur de 56° est adoptée pour la dilatation d'angle. Le modèle éléments finis proposé est sensible à la variation de ce paramètre (Kc) particulièrement à la charge ultime, comme illustré à la figure 3.40 L'augmentation des valeurs de Kc au-delà de la valeur de 0.667 fait diminuer la charge ultime et la diminution au-delà de 0.667 fait augmenter la charge ultime. La valeur de 0.667 qui est la valeur par défaut, donne un résultat identique à celui de l'expérimental, ainsi, cette valeur sera adoptée dans les simulations des voiles courts durant ce travail.



Figure 3.39. Calibrage de du rapport de la contriante biaxiale et uniaxiale



• Paramètre de viscosité

Selon Abaqus, une petite valeur de μ améliore la convergence du modèle dans le régime d'adoucissement, ou de ramollissement pour les régimes dynamiques. La valeur de ce paramètre est variée entre 0 et 10 pendant que les valeurs par défaut données par Abaqus sont adoptées pour les paramètres \in , σ_{b0}/σ_{c0} , Kc et une valeur de 56° est adoptée pour la dilatation d'angle. La figure 3.41, met en évidence que la réponse de ce paramètre n'est pas sensible à la réponse du modèle éléments finis, où on remarque que toutes les réponses sont identiques entre elles pour des valeurs différentes de la viscosité. Donc, apriori la valeur par défaut donnée par le logiciel peut être prise pour l'étude des voiles courts.



Figure 3.41. Calibrage du paramètre de viscosité

En résumé, à l'issue de cette étude paramétrique menée sur les paramètres définissant le comportement triaxial du béton, les valeurs adoptées sont représentées dans le tableau 3.6. Ces valeurs permettent une reproduction numérique très fidèle des réponses expérimentales.

Chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
Ψ	56°	Angle de dilatation
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
Е	0.1	Excentricité du potentiel d'écoulement
Кс	0.667	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité

 Tableau 3.6.
 Valeurs des paramètres utilisées pour tenir compte du comportement multiaxial du béton

4.1.1.2. Acier

Le tableau 3.7 représente les valeurs calculées du modèle de Belarbi (Belarbi et al 2004) illustré en section 3.2.3.1.2 pour définir les courbes contraintes-déformations des aciers (verticaux et horizontaux).

La figure 3.42 représente les courbes contraintes-déformations uniaxiales pour les aciers verticaux et horizontaux. Dans chaque figure on a trois courbes. La courbe en bleu, représente les contraintes-déformations nominales en utilisant le model de Belarbi. La courbe en rouge représente les contraintes-déformations vraies en utilisant le model de Belarbi. La courbe en vert représente les contraintes déformation en utilisant un modèle bilinéaire (écrouissage isotrope linéaire). On constate que dans les deux courbes obtenues par le modèle de Belarbi, la contrainte limite élastique est inférieure à celle du modèle bilinéaire, ainsi que les contraintes dans la phase plastique. La différence entre les contraintes nominales et vraies est très modeste. Comme dans le cas du béton, seules les contraintes-déformations en phase plastique sont introduites dans le code Abaqus. En conséquence, la courbe utilisée dans la simulation du voile court (SW14) est celle des contraintes-déformations vraies obtenues par le modèle de Belarbi la simulation du voile court (SW14) est celle des contraintes-déformations vraies obtenues par le modèle de Belarbi la simulation du voile court (SW14) est celle des contraintes-déformations vraies obtenues par le modèle de Belarbi la simulation du voile court (SW14) est celle des contraintes-déformations vraies obtenues par le modèle de Belarbi (courbes en rouge).

	В	b	f_{cr} (MPa)	σ_n^* (MPa)	\mathcal{E}_n
Aciers verticaux	0.01174	0.25	2.07	426.05	0.002028
Aciers Horizontaux	0.01009	0.25	2.07	473.10	0.00225

Tableau 3.7. Valeurs utilisée pour définir les courbes uniaxiales de contraintesdéformations pour les aciers verticaux et horizontaux.



Figure 3.42. Courbes de contraintes- déformations des aciers

Il est important d'avoir suffisamment confiance en le modèle éléments finis proposé, concernant sa capacité à simuler avec précision le véritable comportement des voiles testés. La précision et la performance du modèle peut être vérifiée, si les réponses numériques concordent avec celles de l'expérimental sur trois les point suivants:

- Comportement globale reflété par la courbe charge-déplacement.

- Les schémas de fissuration

- Développement et évolution des contraintes et des déformations dans les éléments d'aciers.

4.1.2. Résultats de la simulation du voile court SW14

La figure 3.43 présente la comparaison de la courbe expérimentale avec celle obtenue par Abaqus pour le voile court SW14. Cette courbe montre que le modèle éléments finis développé sous Abaqus reproduit très fidèlement le comportement global de la réponse du voile court SW14 que ce soit dans le domaine élastique ou dans le domaine plastique.

La figure 3.44 représente les schémas de fissuration obtenus expérimentalement et les états d'endommagent en traction et en compression obtenus numériquement. Au début du chargement, des fissures de flexion s'initient lorsque la charge attient les 35KN en expérimental, et en numérique on aperçoit des endommagements à une charge de 34.94 KN, ces dommages représentent les fissures de flexion initiales constatées dans l'expérimental. Au moment de l'apparition des fissures de flexion on constate que les aciers verticaux et en particulier ceux concentrés aux niveaux des extrémités ont commencé à travailler (recevoir des efforts), car le béton commence à s'endommager, et où les contraintes sont de l'ordre de 65MPa (sur ces aciers), comme indiqué dans la figure3.45.a. Lorsque le chargement se situe entre 35KN et 100KN, les fissures de flexion se propagent et une redistribution des efforts entre le béton et les aciers prend place, ce qui traduit l'augmentation des contraintes dans les aciers de 65MPa (pour un chargement de 35KN) à 230MPa (pour un chargement de 100KN) comme est indiqué aux figures 3.45.a et 3.45.b.





La figure 3.44.b montre que les fissures de cisaillement se manifestent dans l'essai expérimental et dans le résultat du modèle élément finis, pour des chargements très similaires, 100KN pour l'expérimental et 103.33KN pour le numérique. La figure 3.44.b montre que les aciers verticaux et horizontaux sont sollicités pour ce taux de chargement, où les contraintes sont de l'ordre de 116KN, ce qui reflète les dommages constatés dans le béton. Les déplacements expérimentaux enregistrés et numériques calculés correspondants aux initiations des fissures de flexion sont de l'ordre de 1.82mm et 1.90mm, respectivement.

Dans l'essai expérimental et à l'aide des jauges de déformations, Lefas a constaté que les aciers atteignent leur limite d'élasticité pour un chargement de 170KN et un déplacement de 3.90mm. Le modèle éléments finis nous renseigne aussi sur le développement des contraintes dans tous les types aciers utilisés dans l'essai, où l'on constate que la limite élastique dans l'étude numérique est atteinte pour une charge de 175.8KN et un déplacement de 4.11mm, ce qui très similaire aux résultats expérimentaux, comme illustré dans la figure 3.45.c. Les schémas d'endommagement obtenus numériquement sont aussi à leurs tours similaire à ceux de l'expérimental comme on le voit dans la figure 3.44.c. Il faut noter que pour un chargement situé entre 100KN et 170KN, les fissures de cisaillement se développent et se propagent, ce qui permet le transfert des efforts du béton aux aciers verticaux et horizontaux.



Figure 3.44. Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques (ABAQUS) pour le voile court SW14 de Lefas.

La rupture du voile dans l'expérimental s'est survenue par écrasement du béton dans les bielles de compression pour une charge ultime de 265KN et un déplacement de 11.21mm. Dans le modèle numérique, le même mode de rupture que l'expérimental est constaté, où on remarque dans la figure 3.44.d, que les dommages dus à la traction se sont fortement manifestés dans la globalité du l'âme du voile, les dommages dus à la compression se sont aussi développé dans l'ensemble l'âme du voiles, particulièrement à l'extrémité gauche du voiles où l'écrasement du béton s'est produit et s'est propagé. La figure 3.45.d représente l'état de contraintes à l'atteinte de la charge ultime, où l'on remarque que les contraintes se sont concentrées au niveau de la diagonale (cadre en rouge) et au niveau des deux extrémités inférieures droite et gauche. La concentration des contraintes au niveau de la diagonale est causée par les fissures de cisaillement qui sont devenues très importante au moment de la rupture, pour l'extrémité droite et gauche cette concentration est causée par éclatement du

	Initia fissu fle	tion des res de xion	Initiati fissu cisaill	ation desA.L.Essuresacierillementconcen		E des ers entrés	A.L.E des aciers verticaux		A.L.E des aciers horizontaux		Charge ultime	
	D	F	D	F	D	Ch	D	F	D	F	D	F
	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)
EXP	0.34	35	1.82	100	3.90	170	/	/	/	/	11.21	265
NUM	0.41	34.94	1.90	103.3	4.11	175.8	8.46	250.2	10.03	258.9	11.22	265.2

béton en traction et écrasement du béton par compression, respectivement, ce qui engendre un étirement pour la partie tendu et un flambement pour la partie comprimée.

Tableau 3.8.Tableau récapitulatif des comparaisons entre les résultats expérimentaux et
numériques du voile courts SW 14.

Toutes les constatations faites ci-dessous et les résultats globaux et locaux présentés sous forme de courbe charge-déplacement, de propagation des dommages dus à la traction et à la compression, les états de contraintes dans tous les aciers et les comparaisons vis-à-vis des résultats expérimentaux, nous permettent de conclure que le modèle éléments finis proposé à une excellente capacité de reproduction des réponses des voiles courts testés expérimentalement, et fournit plus de détails et d'information que l'expérimental ne le permet.



(MPa).

4.2. Simulation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)

La figure 3.46 représente le modèle éléments finis du voile de transition SW21. La même démarche (mêmes types d'éléments pour le béton, l'acier et la stratégie de résolution) que le voile court est appliquée pour simuler le voile de transition. Cependant, la taille de maillage adapté dans ce cas est de 15mm pour les éléments de béton et 60mm pour ceux de l'acier. Ce choix de la taille des éléments de maillage est fait consécutivement à une étude de convergence.

Dans ce cas de voile de transition aussi, les conditions aux limites appliquées dans le modèle éléments finis sont identiques à celle des essais expérimentaux. La surface inférieure de la fondation est bloquée et aucune translation ou rotation n'est permise. Le chargement horizontal est appliqué en déplacement contrôlé au niveau de l'extrémité gauche de la semelle supérieure comme est indiqué à la figure 3.46.a.



Figure 3.46. Modèle éléments finis du voile de transition SW 21 (Lefas 1990) sous Abaqus

4.2.1. Définition des données numériques des matériaux

Les propriétés élastiques du béton et des aciers sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Cependant, celles plastiques sont déterminées de la même manière que celles du voile court étudié en section 3.2.3.1.1. Il faut noter que dans l'étude de Lefas (1990), les mêmes aciers sont utilisés pour le voile SW 14 et le voile SW 21, donc, il est

évident que les mêmes données, déjà élaborées en section 3.2.3.1.1.b, seront utilisées pour simuler le voile SW21.

Pour le béton, la même procédure que le voile SW14, est utilisée pour générer les courbes contraintes- déformations et endommagements-déformations en comportement uniaxial. Pour le comportement multiaxiale une étude similaire que celle du voile court est entreprise pour calibrer les valeurs des paramètres qui définissent le comportement multiaxiale.

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
f_c (MPa)	42.8	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (MPa),	12.84	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c} (\mathrm{MPa}),$	2.15	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (N/mm)$	0.055	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{fi} (N/mm)$ (CEB)	5.5	Energie de fissuration en compression
$E = 11000(f_c)^{\frac{1}{3}}$ (MPa)	39453.32	Module de Young
$a_{c} = 2\frac{f_{c}}{f_{c0}} - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_{c}}{f_{c0}}\right)^{2} - \frac{f_{c}}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_{c} = f_{c0} \frac{l_{c}}{G_{fc}} (1 + \frac{a_{c}}{2})$	214.603	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_{t} = f_{t0} \frac{l_{c}}{G_{ft}} (1 + \frac{a_{t}}{2})$	396.28	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
V	0,18	Coefficient de poisson
Chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
ψ	56°	Angle de dilatation
σb0/σc0	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
Е	0.1	Excentricité du potentiel d'écoulement
Кс	0.667	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité

Tableau 3.9.Valeurs des paramètres utilisées pour générer les courbes uniaxiales et définir
le comportement multiaxial du voile SW 21.

4.2.2. Résultats de la simulation du voile de transition SW21

La figure 3.47 illustre que le modèle éléments finis établi, a la capacité de reproduire de manière très satisfaisante la réponse globale du voile de transition SW21 observé expérimentalement. A travers la figure 3.47, nous constatons bien, que la courbe obtenue par Abaqus superpose la courbe expérimentale.




La figure 3.48 présente les schémas de fissuration obtenus expérimentalement pour le voile de transition SW21 et les dommages en traction et en compression obtenus par Abaqus. L'initiation des fissures de flexion en expérimental appariassent après l'atteinte d'une charge de 10KN et un déplacement de 0.32mm, tandis que, dans le modèle numériques, elles apparaissent pour une charge de 12.30KN et un déplacement de 0.24mm, comme illustré à la figure 3.45.a. Nous constatons par conséquent que le modèle numérique surestime légèrement l'initiation -des fissures de flexions. Les contraintes dans les aciers au moment de l'apparition des fissures de flexion ne sont pas notées lors de l'essai expérimental, cependant, on note une contrainte de 74.10MPa dans le modèle numérique comme l'indique la figure 3.49.a

Pour une charge de 80KN et un déplacement de 5.81mm, les fissures de cisaillement (diagonales) apparaissent et les aciers atteignent leurs limites élastiques. Dans le résultat numérique, les fissures de cisaillement se développent pour une charge de 67KN et un déplacement de 4.58mm, et appariassent avant l'atteinte de la limite élastique des aciers (qui se fait pour une charge de 83.29KN et un déplacement de 6.71mm), comme est indiqué à aux figures 3.48.b et 3.49.c. Ici, on constate que le modèle numérique sous-estime l'apparition des fissures de flexion et l'atteinte de la limite élastique des aciers par rapport aux résultats expérimentaux.

La rupture du voile a été constatée pour une charge de 127KN et un déplacement de 20.6 mm dans l'essai expérimental ; dans le numérique, la charge de rupture est de 127.7KN avec un déplacement correspondant de 21.1 mm, comme indiqué dans la figure 3.48.c.

La figure 3.49.d illustre les contraintes dans les aciers au moment de la rupture, qui sont de l'ordre 513MPa, alors on constate que la limite élastique des aciers horizontaux n'est pas atteinte.







Figure 3.49. Contraintes des aciers obtenues par le code Abaqus pour le voile court SW14 de

-	(IVII d).											
	Initiation des		Initiation des		A.L.E des		A.L.E des		A.L.E des		Charge ultime	
	fissures de		fissures		aciers		aciers		aciers			
	flex	tion	cisaillement		concentrés		verticaux		horizontaux			
	D	F	D	F	D	F	D	F	D	F	D	F
	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)	(mm)	(KN)
EXP	0.32	10	5.81	80	5.81	80	/	/	/	/	20.6	127
NUM	0.24	12.30	4.58	67.00	6.71	83.29	11.22	111.1	18.65	125.9	21.1	127.77

Tableau 3.10. Tableau récapitulatif des comparaisons entre les résultats expérimentaux etnumériques du voile transition SW 21.

D'une manière globale et locale, le modèle éléments finis développé pour simuler le comportement des voiles de transition a la capacité de traduire la réponse expérimentale observée durant les essais.

4.3. Simulation du voile élancé (modèle RW2 de Wallace 1995)

La figure 3.50 représente le modèle éléments finis du voile élancé RW2 de Wallace (wallace et al 1995). La même démarche (mêmes types d'éléments pour le béton, l'acier et la stratégie de résolution) que le voile court et de transition est appliquée pour simuler ce voile élancé. Par contre, la longueur des éléments de maillage la plus adéquate est dans ce cas de 17mm pour les éléments de béton, et 60mm pour ceux de l'acier. Ce choix de la taille des éléments de maillage est fait après une étude de convergence.



4.3.1. Définition des données numériques des matériaux

Les propriétés élastiques du béton et des aciers sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Cependant, celles plastiques sont déterminées de la même manière que celles du voile court et de transition étudié en section 3.2.3.1.1. Pour le béton, la même procédure que le voile SW14 et SW21, est utilisée pour générer les courbes contraintes-déformations et endommagements-déformations en comportement uniaxial. Pour le comportement multiaxiale une étude similaire que celle du voile court et de transition est entreprise pour calibrer les valeurs des paramètres qui définissent le comportement multiaxiale. Le tableau 3.9 représente les valeurs des différents paramètres qui permissent la définition des courbes uniaxiales en compression et en traction ainsi que le comportement multiaxiale du béton.

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
f_{c} (MPa)	42.8	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (MPa),	12.84	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c}$ (MPa),	2.15	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (N/mm)$	0.13	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft} (N/mm) \text{ (CEB)}$	5.5	Energie de fissuration en compression
E (MPa)	31030	Module de Young
$a_{c} = 2\frac{f_{c}}{f_{c0}} - 1 + 2\sqrt{\left(\frac{f_{c}}{f_{c0}}\right)^{2} - \frac{f_{c}}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_{c} = f_{c0} \frac{l_{c}}{G_{fc}} (1 + \frac{a_{c}}{2})$	228.9244	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_{t} = f_{t0} \frac{l_{c}}{G_{ft}} (1 + \frac{a_{t}}{2})$	422.7249	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
V	0,18	Coefficient de poisson
Chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
ψ	56.3°	Angle de dilatation
σb0/σc0	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
Е	0.5	Excentricité du potentiel d'écoulement
Kc	0.60	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité







Pour les aciers le modèle de Belarbi (Belarbi et al 2004) est aussi utilisé pour le cas du voile élancé (RW 2 de Wallace). Le tableau 3.54 représente les différentes valeurs calculé du modèle de Belarbi en utilisant les données du voiles RW 2 et ces valeurs nous ont permet de tracé les courbes contraintes-déformations qui sont utilisées dans la présente simulation du voile RW2.



	Figure 3.52.	Courbes de	contraintes-	déformations	des aciers
--	--------------	------------	--------------	--------------	------------

	В	b	f_{cr} (MPa)	σ_n^* (MPa)	ε_n
Aciers verticaux et	0,00738	0.25	2.15	426.05	0,0019524
horizontaux					
Aciers d'extrémités	0,00774	0.25	2.15	396,89	0,001889

Tableau 3.12. Valeurs utilisée pour définir les courbes uniaxiales de contraintesdéformations pour les aciers verticaux et horizontaux.

4.3.2. Résultats de la simulation du voile élancé RW 2

La figure 3.53 montre que le modèle éléments finis développé reproduit correctement la réponse globale du voile élancé observé à l'issu du test expérimental. Cette figure montre aussi que le modèle éléments finis sous-estime un peu la rigidité initiale du voile, où l'on constate que la rigidité du voile estimé par le modèle est inférieur à celle donnée par l'expérimentale et cela pour un chargement qui est entre 60KN et 120KN.





La figure 3.54 représente les schémas d'endommagement en traction et en compression qui se développent au différents pas de chargement.

La figure 3.54-a, nous renseigne sur les dommages en traction dus à la flexion apparaissant

lorsque l'on atteint un chargement de 49.24 KN et un déplacement de 2.20mm, ces dommages représentent l'initiation des fissures de flexion du côté gauche du voile, cependant les dommages dus à la compression ne se manifestent pas pour cette valeur de chargement comme indiqué figure 3.54 a. les contraintes dans les aciers qui correspond à l'initiation des fissures de flexion sont de l'ordre de 111.90MPa et se concentrent principalement dans les aciers d'extrémité gauche comme le montre le figue 3.57-a.

La figure 3.54-b représente elle aussi l'état d'endommagement en traction et en compression lorsque les aciers d'extrémité ont attient leurs limite d'élasticité, on y constate que les dommages de traction dus à la flexion se sont propagés jusqu'à mi-hauteur du voile, cependant les dommages en compression restent insignifiants même après l'atteinte de la limite élastique des aciers d'extrémité. Cette limite est atteinte pour un chargement de 122.39 KN et un déplacement de 13.73mm et l'état de contraintes dans la globalité des aciers est indiquée à la figure 3.55-b, où l'on constate une propagation des contraintes dans les aciers d'extrémité, aussi bien verticaux et horizontaux.

Pour un chargement de 144.53MPa et un déplacement de 41.90mm, les aciers verticaux atteignent leur limite d'élasticité, les aciers d'extrémités, eux, commencent à se plastifier comme le montre la figure 3.55-c, à la contrainte maximale de 547.8 MPa. La figure 3.54-c montre que le béton qui se trouve à l'extrémité gauche du voile commence à éclater (cela se traduit par les deux bandes d'endommagement en traction au niveau de la base du voile) ce qui a permis le transfert des efforts du béton aux aciers. A l'extrémité droite, le béton commence à s'écraser ce qui explique l'atteinte d'une contrainte de 504MPa dans les aciers d'extrémités du côté droit du voile.



Figure 3.54. Schémas d'endommagement obtenues par Abaqus pour le voile élancé RW 2.

Dans l'essai expérimental, Wallace et al (Wallace et al 1995) ont identifié une rupture par flexion au niveau de la base du voile ou il y a eu un éclatement du béton, une rupture des aciers dans la partie tendue, ainsi qu'un écrasement du béton avec flambement des aciers dans la partie comprimée. Ces conclusions faites par Wallace nous les retrouvons dans la réponse obtenue par le modèle élément finis. Dans le côté gauche (tendu), le béton s'est totalement endommagé au niveau de la base (figure 3.54-c) avec des contraintes dans les aciers qui sont de l'ordre de 600MPa reprsentant une plastification totale des aciers et qui sont en adéquation avec la rupture de ces derniers dans l'expérimental (figure 3.55.c). A l'extrémité inférieure droite (comprimée), le béton s'est écrasé du fait de l'endommagement dû à la compression (3.56-c), les contraintes dans les aciers de cette même partie sont de 550MPa (figure 3.55-c), cette valeur de contrainte représente le flambement des aciers dans les résultats expérimentaux.



Figure 3.55. Etats de contriantes obtenues par Abaqus pour le voile élancé RW 2 (MPa).

Partie III : Modélisation 2D avec Vec Tor2

1 Introduction

Vec Tor2 est un programme éléments finis dédié aux analyses non linéaires à deux dimensions, spécialement conçu pour modéliser des éléments en béton armé. Des données expérimentales issues d'expériences sur des éléments en béton armé ont été utilisées pour développer ce logiciel, à l'Université de Toronto depuis 1990 (Vecchio et Wong 2002). Vec Tor2 utilise la théorie des champs de compression modifié MFCT (Vecchio et Collins, 1986) et le champ de contraintes distribuées DSFM (Vecchio 2000), pour modéliser le comportement du béton armé. Il contient une variété de modèles phénoménologiques non linéaires des matériaux, dans le cadre de la méthode des éléments finis pour représenter les caractéristiques réelles du comportement des structures en béton armé observées dans les essais expérimentaux , par exemple, l'adoucissement en compression et en traction et la capacité du béton fissuré à reprendre les efforts.

2 Principe de la méthode MFCT

MCFT est proposée sur la base des essais sur des pannaux en béton armé soumis à des contraintes normales et de cisaillement. La théorie est composée de trois ensembles de relations: équations d'équilibre avec des contraintes moyennes dans le béton et dans les aciers, conditions de compatibilité géométrique et les relations contrainte-déformation constitutives du béton et des armatures. Les deux premières relations sont établies d'après le cercle de Mohr de contraintes et de déformations. MCFT est basée sur le concept de la fissure diffuse en rotation.

2.1. Les relations de compatibilité

La figure 3.56 montre les déformations moyennes dans un élément fissuré, qui sont utilisées comme relations de compatibilité de la MFCT. En supposant que le contact entre le béton et les armatures est parfait, les déformations moyennes dans l'élément membrane (ε_x , ε_y) sont égales aux déformations moyennes dans le béton (ε_{cx} , ε_{cy}) et dans les armatures (ε_{sx} , ε_{sy}).

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{cx} = \varepsilon_{sx} \tag{3.55}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{cy} = \varepsilon_{sy} \tag{3.56}$$

La contrainte principale moyenne en traction et en compression dans le béton, l'orientation des axes de la déformation et la contrainte principale moyenne en traction par rapport à l'axe x (θ_{ε} et θ_{σ} , respectivement) peuvent être calculées comme indiqué dans les équations (3.57) et (3.58) en utilisant ε_x , ε_y et γ_{xy} .

$$\varepsilon_{c1}, \varepsilon_{c2} = \frac{1}{2} \left(\varepsilon_x + \varepsilon_y \right) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\varepsilon_x + \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}$$
(3.57)

$$\theta = \theta_{\varepsilon} = \theta_{\sigma} = \frac{1}{2} tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \right)$$
(3.58)



Figure 3.56. Déformations moyennes dans un élément fissuré



Figure 3.57. Diagramme libre d'un élément en béton armé montrant les contraintes moyennes

2.2. Les relations d'équilibre

Figure 3.57 représente le diagramme du corps libre d'un élément en béton armé considéré dans la formulation MCFT. En supposant que les contraintes normales et de cisaillements soient uniformément réparties, les relations d'équilibre moyennes deviennent:

$$\sigma_x = f_{cx} + \rho_{sx} f_{sx} \tag{3.59}$$

$$\sigma_y = f_{cy} + \rho_{cy} f_{cy} \tag{3.60}$$

$$\tau_{xy} = v_{cxy} \tag{3.61}$$

Où, ρ_{sx} et ρ_{sy} sont les pourcentages d'aciers dans la direction x et y ; σ_x , σ_y et γ_{xy} sont les contraintes appliquées ; f_{cx} et f_{cy} sont les contraintes moyennes dans le béton et f_{sx} et f_{sy} sont les contraintes moyennes dans le béton (f_{cx} et f_{cy}) peuvent être représentées en termes de contrainte principale moyenne en traction (fc_1) en utilisant le cercle de Mohr :

$$f_{cx} = f_{c1} - v_{cxy}\cot(90 - \theta_{\sigma}) \tag{3.62}$$

$$f_{cy} = f_{c1} - v_{cxy} \tan(90 - \theta_{\sigma}) \tag{3.63}$$

2.3. Relations constitutives

Les modèles de comportement originaux pour le béton fissuré sont développés en utilisant les résultats de 30 expériences sur des panneaux en béton armé, qui ont été soumis à divers états de déformation dans le plan (Vecchio et Collins 1982). Les résultats de ces essais ont montré que la relation contrainte-déformation en compression pour un béton fissuré est une fonction des déformations principales en traction, ce qui est connu sous le nom de compression-softening en notation anglo-saxonne. Par conséquent, le comportement du béton fissuré en compression est représenté par la modification de la relation contrainte-déformation à la compression uniaxiale en introduisant un paramètre de ramollissement (β_d). L'équation (3.63) présente la relation contrainte-déformation principale en compression (f_{c2} - ϵ_{c2}) pour un béton fissuré en utilisant la parabole de Hognestad (Hognestad 1951) qui donne la réponse (la courbe) uniaxiale du béton en compression. Le paramètre d'adoucissement dans l'équation (3.63) est présenté explicitement dans l'équation (3.64) et celle proposée par (Vecchio et Collins 1986).

$$f_{c2} = \beta_d f_c [2(\varepsilon_{c2}/\varepsilon_0) - (\varepsilon_{c2}/\varepsilon_0)^2]$$
(3.63)

$$\beta_d = \frac{1}{0.8 - 0.34(\varepsilon_{c1}/\varepsilon_0)} \le 1 \tag{3.64}$$

Vec Tor2 comprend différents modèles pour représenter la réponse du béton en compression unixiale (Smith et Young 1956, Popovics 1973, Park et al. 1982, Mander et al. 1988).

Le comportement du béton en traction est supposé élastique linéaire avant l'initiation de la fissuration. Par conséquent, pour une contrainte uniaxiale en traction (f_t) et un module d'élasticité (E_c), la déformation à la fissuration (ϵ_f) peut être calculée à l'aide de la relation (3.64) :

$$\varepsilon_f = \frac{f_t}{E_c} \tag{3.65}$$

L'équation (3.66) représente la relation par défaut pour calculer (f_t) utilisée par Vec Tor2, mais une valeur spécifiée par l'utilisateur peut être également utilisée.

$$f_t = 0.33\sqrt{f_c} \tag{3.66}$$

Après la formation d'une fissure, la relation contrainte-déformation principale moyenne en traction (courbe tension-stiffening) est empiriquement définie par la relation suivante (Vecchio et Collins (1982):

$$f_{c1} = \frac{f_t}{1 + \sqrt{b_t \varepsilon_{b1}}}$$
(3.67)

Avec : $b_t = 200$

La variable b_t dans l'équation (3.67) détermine la vitesse à laquelle la contrainte de traction diminue. La tension-stiffening, qui se réfère à un développement de contrainte de traction entre les fissures du béton, est le résultat du contact entre l'armature et le béton.

Une relation contrainte-déformation bilinéaire sans écrouissage est utilisée à l'origine dans la formulation de la MCFT pour représenter les aciers, mais Vec Tor2 comprend d'autres modèles plus avancés pour la représentation du comportement des armatures.

2.4. Prise en compte des fissures locales

La formulation MCFT est développée sur la base d'utilisation des contraintes et des déformations moyennes dans l'élément béton. Cependant, la formulation tient compte également des ruptures locales qui sont associées au cisaillement à la plastification des aciers.

Le MCFT limite la contrainte de cisaillement local dans une fissure pour éviter une rupture par glissement, et limite aussi la contrainte moyenne du béton en traction au niveau d'une fissure pour empêcher les ruptures associées aux plastifications locales des armatures. La figure (3.58) montre les contraintes moyennes et locales dans une fissure, où f_{scfx} et f_{scfy} représentent la contrainte locale des aciers dans une fissure, θ_{nx} et θ_{ny} sont les angles entre la direction de la contrainte principale moyenne à la traction et l'armature dans la direction de x et de y.



Figure 3.58. Comparaison des contraintes moyennes et locales dans une fissure

L'équation 3.68 est dérivée en utilisant l'équilibre de contraintes moyennes illustrées à la figure 3.12-a avec les contraintes locales illustrées sur la figure 3.12-b dans la direction de la déformation principale moyenne en traction (direction 1).

$$f_{c1} = \rho_x (f_{lafx} - f_{ax}) \cos^2 \theta_{nx} + \rho_y (f_{lafy} - f_{ay}) \cos^2 \theta_{ny}$$
(3.68)

Dans l'équation (3.68), les contraintes locales des aciers sont remplacées par leurs limites élastiques dans la direction de x et de y ($f_{sxlimite}$ et $f_{sylimite}$), cela nous permettra d'avoir une borne supérieure pour la contrainte principale moyenne en traction.

$$f_{c1} \le \rho_x (f_{sxlimite} - f_{sx}) \cos^2 \theta_{nx} + \rho_y (f_{sylimite} - f_{sy}) \cos^2 \theta_{ny}$$
(3.69)

Il faut noter que la surface fissurée dans la figure 3.12-a est le plan principal et les contraintes de cisaillement n'existent pas dans ce plan. Cependant, la MCFT suppose que les contraintes de cisaillement peuvent exister dans ce plan lorsque il est considéré localement parce que l'acier traverse la fissure à un angle diagonal, comme illustré sur la Figure 3.12-b. L'équation (3.70) est obtenue en utilisant l'équilibre des contraintes moyennes illustrées à la figure 3.58-a avec les contraintes locales illustrées sur la figure 3.58-b dans la direction de la contrainte moyenne principale en compression (direction 2).

$$v_{ci} = \rho_x (f_{slfx} - f_{sx}) cos\theta_{nx} sin\theta_{nx} + \rho_y (f_{slfy} - f_{sy}) cos\theta_{ny} sin\theta_{ny}$$
(3.70)

La MCFT limite la contrainte de cisaillement dans une fissure en se basant sur les travaux de Walraven (Walrven 1981) sur les mécanismes d'inter-verrouillage des granulats (aggregate interlock mechanisms), qui est présenté dans l'équation (3.71). La limite de la contrainte de cisaillement supérieure présentée dans l'équation (3.71) augmente avec l'augmentation de la taille des granulats (a) et diminue avec l'augmentation de la largeur de la fissure (w).

$$v_{ci} \le \frac{\sqrt{f_c}}{0.31 + \frac{24W}{(a+26)}} \tag{3.71}$$

La largeur moyenne de la fissure (w) est calculée en utilisant l'équation (3.72) et (3.73), où, ε_{c1} et la déformation principale en traction, s_{θ} est l'espacement moyen de la fissure perpendiculaire à la direction de la fissure, s_{mx} et s_{my} sont les espacements caractéristiques des fissures associés avec les armatures dans la direction de x et de y, respectivement.

$$w = \varepsilon_{c1} s_{\theta} \tag{3.72}$$

$$S_{\theta} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{mx}} + \frac{\sin\theta}{s_{my}}}$$
(3.73)

2.5. Prise en compte des contraintes multiaxiales

Bien que la MCFT soit formulée pour un état de contrainte plan, Vec Tor2 représente des contraintes hors plan (dans la direction z) en raison du confinement du béton en présence des aciers hors plan. Un état de contrainte triaxial est donc utilisé dans le calcul, de façon à améliorer la résistance due au confinement. La déformation du béton hors plan est calculée comme suit :

$$\varepsilon_{cz} = \frac{E_c}{E_c + \rho_z E_{sz}} \left(-\nu_{12} \frac{f_{c2}}{\bar{E}_{c2}} - \nu_{21} \frac{f_{c2}}{\bar{E}_{c1}} \right) \tag{3.74}$$

Où, ρ_z est le pourcentage des aciers hors du plan, si les aciers hors plan se plastifient, la déformation dans le béton hors plan est calculée comme suit :

$$\varepsilon_{cz} = -\frac{\rho_{z} f_{z,limite}}{E_{bc}} - \nu_{12} \frac{f_{c2}}{\bar{E}_{c2}} - \nu_{21} \frac{f_{c2}}{\bar{E}_{c1}}$$
(3.75)

La contrainte (f_{sz}) dans l'hors plan des aciers est déterminée comme suit : $\sigma_{sz} = E_s \varepsilon_{cz} \le f_{z,limite}$

La contrainte du béton hors plan en compression résultante, est déterminée à partir de l'équilibre, comme suit : f = c f

(3.76)

$$f_{cz} = \rho_z f_{sz} \tag{3.77}$$

2.6. Implémentation éléments finis

En ce qui concerne la mise en œuvre éléments finis dans Vec Tor2, le béton armé est traité comme un matériau orthotrope dans les directions des contraintes principales. La matrice de raideur sécante du matériau béton est exprimée comme suit (en ignorant l'effet de Poisson) :

$$[D_b]' = \begin{bmatrix} E_{c1} & 0 & 0\\ 0 & \bar{E}_{c2} & 0\\ 0 & 0 & \bar{G}_c \end{bmatrix}$$
(3.78)

Les modules sécants sont calculés comme suit :

$$\bar{E}_{c1} = \frac{f_{c1}}{\varepsilon_{c1}} \tag{3.79}$$

$$\bar{E}_{c2} = \frac{f_{c2}}{\varepsilon_{c2}} \tag{3.80}$$

$$\bar{G}_c = \frac{\bar{E}_{c1}\bar{E}_{c2}}{\bar{E}_{c1}+\bar{E}_{c2}}$$
(3.81)

La matrice de rigidité sécante des armatures en fonction de leurs axes longitudinaux est calculée comme suit,

$$[D_s]'_i = \begin{bmatrix} \rho_i \, \overline{E}_{si} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$
(3.82)

Où, ρ_i est le pourcentage des aciers correspondant à la composante i. le module sécant \overline{E}_{si} est calculé comme suit :

$$\bar{E}_{si} = \frac{f_{si}}{\varepsilon_{si}} \tag{3.83}$$

La matrice de rigidité globale est assemblée dans le système de coordonnées globales de la manière suivante :

$$[D] = [D_c] + \sum_{i=1}^{n} [D_s]_i$$
(3.84)

Où,

$$[D_c] = [T_c]^T [D_c]' [T_c]$$
(3.85)

$$[D_s]_i = [T_s]_i^T [D_s]_i' [T_s]_i$$
(3.86)

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos^2 \varphi & \sin^2 \varphi & \cos \varphi \sin \varphi \\ \sin^2 \varphi & \cos^2 \varphi & -\cos \varphi \sin \varphi \\ -\cos \varphi \sin \varphi & 2 \cos \varphi \sin \varphi & \cos^2 \varphi - \sin^2 \omega \end{bmatrix}$$
(3.87)

L'équation constitutive de la contrainte et de la déformation totale est exprimée par : $[\sigma] = [D][\varepsilon] - [\sigma_0]$ (3.88)

 σ_0 est une pseudo contrainte produite en raison du décalage de contrainte dans le béton et le l'acier, elle est définie comme suit :

$$[\sigma_0] = [D_c] \{ [\varepsilon^s] + [\varepsilon^0_c] + [\varepsilon^p_c] \} + \sum_{i=1}^n [D_s]_i \{ [\varepsilon^0_s]_i + [\varepsilon^p_s]_i \}$$
(3.89)

Où, $[\varepsilon_c^0]$ est le décalage de déformation dans le béton, $[\varepsilon_c^p]$ est le décalage de déformation plastique dans le béton et $[\varepsilon^s]$ est la déformation qui résulte de la fissuration par cisaillement en glissement. $[\varepsilon_s^0]_i$ et $[\varepsilon_s^p]_i$ sont, respectivement, les décalages de contraintes élastiques et plastiques dans les aciers.

3. Modèle des matériaux utilisés

Vec Tor2 modélise le béton armé comme matériau orthotrope avec des armatures enduites (Smeared reinforcement) et des fissures tournantes, comme indiqué précédemment, et où les calculs itératifs sont effectués conformément à des charges ou des déplacements définis par l'utilisateur pour produire la solution. Les paramètres et les modèles dans la section suivante sont utilisés pour l'analyse des trois types de voiles. Rocks (Rocks 2012) a démontré que: a) l'utilisation d'une maille pour le maillage avec un élancement de 1; b) les dimensions des éléments de maillage de l'ordre de 1/15 de la plus petite dimension du voile (hauteur ou longueur); c) l'utilisation d'éléments rectangulaires; et d) l'utilisation de la MCFT au lieu de la DSFM, reproduit plus fidèlement le comportement d'un voile en béton armé.

Comme mentionné précédemment, Vec Tor2 a une large bibliothèque des modèles de comportement phénoménologique qui permettent une simulation réaliste des aspects complexes de la réponse de structures en béton armé. Un résumé des modèles utilisés dans cette étude sont illustrés ci-dessous.

3.1. Comportement du béton à la compression

Le logiciel permet l'utilisation de différents modèles pour modéliser le comportement du béton en compression avant et après le Pic. Dans cette étude, le même modèle de comportement du béton est adopté pour représenter la branche ascendante (avant le pic) et la branche descendante (après le pic) du comportement du béton.

Le modèle adopté pour cette étude est celui de (Collins et al 1993), où ils ont modifié la courbe contrainte-déformation proposée par (Popovics 1973) pour tenir compte du comportement du béton avec une résistance en compression un peu élevée. Ce modèle est très largement utilisé dans les structures en béton armé pour modéliser le comportement du béton en compression.

La relation contrainte déformation est donnée par la relation suivante :

$$f_c = -\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_u}\right) f_u \frac{n}{n-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_u)^{nk}} \qquad pour \quad \varepsilon_c < 0 \tag{3.90}$$

Le paramètre *n* est défini par la relation suivante :

$$n = 0.80 + \frac{f_u}{17} \tag{3.91}$$

Le paramètre *k* est défini par la relation suivante :

$$k = \begin{cases} 1.0 & pour \ \varepsilon_u < \varepsilon_c < 0\\ 0.67 + \frac{f_u}{62} \ge 1.0 & pour \ \varepsilon_c < p < 0 \end{cases}$$
(3.92)

Le modèle Kupfer-Richart, lui (Vecchio 1992) est utilisé pour simuler l'augmentation de la résistance du béton à la compression dû au confinement, et le modèle Variable-Kupfer (Vecchio 1992) est utilisé pour représenter l'aspect-dilatant du béton.

3.2. Comportement du béton à la traction

Le comportement du béton à la traction est modélisé avec une branche ascendante (avant le pic) qui est linéaire, et une autre branche descendante (après le pic), à laquelle s'associent deux phénomènes qui sont : la tension-stiffening et la tension-softening, respectivement.

L'effet « béton tendu » (tension-stiffening), qui représente les contraintes de traction entre les fissures résultant de l'interaction de béton et des armatures, est modélisé avec le modèle de Bentz 1990. Ce dernier propose une formulation de béton tendu qui intègre les caractéristiques d'adhérence entre l'acier et le béton. La courbe contrainte-déformation est déterminée comme suit:

$$f_t = \frac{f_{tcr}}{1 + \sqrt{3.6m\varepsilon_t}} \quad pour \ 0 < \varepsilon_{tcr} < \varepsilon_t \tag{3.93}$$

Le paramètre m est un paramètre d'adhérence qui reflète de la surface du béton collée à la surface d'armature.

L'effet de la contrainte de ramollissement en traction (tension-softening) représente le comportement du béton après le début de la fissuration, et il est modélisé avec une branche linéaire (figure 3.59) en utilisant la relation suivante :

$$f_t = f_{cr} \left[1 - \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{cr})}{(\varepsilon_{ch} - \varepsilon_{cr})} \right] \ge 0 \quad pour \ \varepsilon_{cr} < \varepsilon_t$$
(3.94)



Figure 3.59.Modèle de Bentz 1990

La contrainte de fissuration pour le béton est calculée en utilisant le critère de Mohr-Coulomb avec la considération d'un angle de frottement de 37 degrés (Wong et Vecchio 2002).

3.3. Comportement des aciers

La courbe contrainte-déformation des armatures considérées dans cette étude est représentée sur la figure 3.60. La réponse monotone est modélisée par un modèle trilitère ; elle est composée d'une première branche linéaire-élastique, suivie d'un palier de limite d'élasticité et se termine par une phase d'écrouissage linéaire jusqu'à la rupture. La réponse hystérésis—peut être, est modélisée avec le modèle Seckin, et l'effet Bauschinger— est représenté par la formule de Ramberg-Osgood. La courbe de la réponse monotone représente la courbe enveloppe de la réponse cyclique. La partie déchargement dans ce modèle suit un chemin linéaire, comme le montre l'équation suivante :

 $f_s(\varepsilon_i) = f_{s-1} + E_r(\varepsilon_i + \varepsilon_{s-1})$

(3.95)

 $f_s(\varepsilon_i)$ représente la contrainte à la déformation ε_i , f_{s-1} , ε_{s-1} représentent la contrainte et la déformation du chargement précèdent, respectivement. E_r représente le module de déchargement, et est défini comme suit :

$$E_r = E_s \quad si \ (\varepsilon_m - \varepsilon_0) < \varepsilon_y \tag{3.96}$$

$$E_r = E_s \left(1.05 - 0.05 \ \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right) si \ \varepsilon_y < (\varepsilon_m - \varepsilon_0) < 4\varepsilon_y$$
(3.97)

$$E_r = 0.85E_s \quad si \left(\varepsilon_m - \varepsilon_0\right) < 4\varepsilon_y \tag{3.98}$$

Où, E_s est la rigidité tangentielle initiale, ε_m est la déformation maximale atteinte durant les cycles précédents, ε_0 est la déformation plastique et ε_m et la déformation à limite élastique.

Les contraintes durant les phases de rechargement sont déterminées par l'équation suivante :

$$f_s(\varepsilon_i) = +E_r(\varepsilon_i + \varepsilon_0) + \frac{E_m - E_r}{N(\varepsilon_m - \varepsilon_0)^{N-1}} (\varepsilon_i - \varepsilon_0)^N$$
(3.99)

$$N = \frac{(E_m - E_r)(\varepsilon_m - \varepsilon_0)}{f_m - E_r(\varepsilon_m - \varepsilon_0)}$$
(3.100)

Ou f_m est la contrainte correspondante à la déformation maximale enregistrée lors des chargements précédents, E_m est la rigidité tangentielle à ε_m .

La même formulation est appliquée dans le cas de la compression et de la traction. Pour le premier cycle, $f_y=f_m$.



Figure 3.60. Courbe hystérésis des armatures (Seckin 1980, Palemro 2003)

4 Modélisation du voile court (modèle SW14 de Lefas)

Le modèle éléments finis du voile court SW14 de Lefas est créé avec le préprocesseur (Frameworks) du logiciel Vec Tor2 Bundle v3.5 (Wong 2000). La figure 3.15 montre le maillage du voile, sur lequel on identifie 4 régions. La première région représente les zones d'extrémités du voiles (en vert) dont le maillage est de 50mm×50mm, la deuxième région représente l'âme du voile (en rouge) dont le maillage est de 50mm×50mm, la troisième et la quatrième région représentent la semelle inférieure et supérieure (en bleu), dont le maillage est de 50mm×50m. Ce maillage a été adopté après une étude de convergence du maillage, cette étude est par ailleurs, en concordances avec les recommandations de Rocks (Rocks 2012). Les armatures sont réparties dans les éléments du béton, selon l'approche de smeared reinforcement comme mentionné précédemment. La figure 3.61 montre le modèle éléments finis et le maillage du voile SW14 de Lefas. Les conditions aux limites appliquées dans le modèle éléments finis sont identiques à celle des essais expérimentaux. Les nœuds inférieurs de la fondation sont tous bloqués et aucune translation ou rotation n'est permise. Le chargement horizontal est appliqué en déplacement contrôlé, au niveau de l'extrémité gauche la semelle supérieure.



4.1. Analyse monotone

La figure 3.62 représente la courbe numérique et expérimentale de forces-déplacements du voile court SW14. Cette figure montre que le modèle élément fini développé sous le logiciel Vec Tor2 donne des résultats concordants à ceux de l'expérimental, où l'on constate que ce modèle capte correctement le comportement du voile pour un chargement inférieur à 150KN, et pour un chargement entre 240KN et 265KN, par contre, pour un chargement entre 150KN et 240KN le modèle numérique surestime légèrement le comportement du voile SW14. Cela nous amène à conclure que le modèle développé, reproduit fidèlement le comportement global du voile court SW 14.







Figure 3.63. Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numérique (Vec Tor2)

La figure 3.63 représente les schémas de fissuration établie expérimentalement et numériquement. D'une manière globale les schémas obtenus avec le modèle numérique sont en bonnes concordances avec ceux de l'expérimentale.

La figure 3.63-a représente l'initiation des fissures de flexion, où l'on constate que ces fissures se concentrent à l'extrémité droite du voile (la zone encadrée par le trait rouge discontinu) que ce soit dans l'expérimental ou dans le modèle numérique. La charge et le déplacement correspondant à l'initiation des fissures de flexion dans le modèle numérique sont de 40KN et 0.48 mm, respectivement, et de 35KN et 0.35mm dans l'expérimental. Cela nous permet de conclure que le modèle développé capte adéquatement l'initiation des fissures de flexion.

La figure 3.63-b représente l'initiation des fissures de cisaillement, où l'on constate que ces fissures s'initient dans l'expérimental pour une charge et un déplacement de 100KN et 1.82mm, respectivement, et d'une charge de 87KN et d'un déplacement de 1.44mm dans le modèle numérique. Cette différence de résultats peut expliquer la surestimation du comportement du voile dans la comparaison des courbes de la figure1. Le modèle développé surestime légèrement l'initiation des fissures de cisaillement et le comportement en cisaillement d'une manière générale.

La figure 3.63-c représente le schéma de fissuration au moment de l'atteinte de la limite élastique des armatures verticales. Les fissures obtenues numériquement reflètent correctement celles de l'expérimental, où l'on constate que les fissures de cisaillement se sont développées sur toute l'âme du voile et sont accentuées ; l'extrémité gauche du voile, elle, commence à être sollicitée fortement. La charge et le déplacement correspondant à l'atteinte de la limite élastique des aciers dans le modèle numérique sont de 143.2KN et 2.88mm, respectivement, et une charge et un déplacement de 170KN et 3.90 mm, respectivement, pour l'expérimental, cette différence peut s'expliquer par l'insuffisance du modèle numérique à reproduire exactement le comportement en cisaillement.

La figure 3.63-d représente l'état de fissuration ultime du voile. Les résultats obtenus par le modèle numérique sont en parfaite concordance avec ceux de l'expérimental, où l'on constate que la rupture est survenue par écrasement du béton dans l'extrémité gauche du voile (cadre en trait rouge discontinu) ainsi que l'accentuation des fissures de cisaillement. La charge ultime et le déplacement ultime du modèle expérimental sont de 265KN et 11.21mm, respectivement, et ceux du modèle numérique sont de 267.1Kn et 11.11mm, respectivement.



Figure 3.64. Directions des déformations, (e) en traction, (f) en compression

4.2 Analyse cyclique

Le même modèle élément fini décrit dans le sous-titre 3.4 est utilisé pour analyser la réponse du voile SW14 sous chargement cyclique. Les mêmes propriétés des matériaux que l'analyse monotone est adoptée pour l'analyse cyclique. La seule différence par rapport à l'analyse monotone se trouve dans la configuration du chargement horizontal, qui est dans ce cas « cyclique ».

La superposition de la courbe monotone et cyclique (figure 3.65) révèle que, la courbe monotone représente la courbe enveloppe de la réponse du chargement cyclique. La charge ultime du voile obtenue par l'analyse monotone et cyclique est de 267.1 KN et de 252.5 KN, respectivement. Cette différence de charge entre les deux analyses monotones et cycliques est logique, car lors du chargement cyclique, le voile perd de 3 à 10% de sa capacité de résistance ultime et cela est en corcondnce avec les remarques de Barda (Barda 1972) et PCA (PCA 1980). Dans l'analyse cyclique, le voile a perdu 5.47% de sa résistance par rapport à l'analyse monotone.

Les discussions ci-dessus nous permettent de conclure que le modèle élément fini sous chargement cyclique répond adéquatement à la réponse du voile.



Figure 3.65. Superposition de la courbe monotone et cyclique

5. Modélisation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)

Le modèle élément fini du voile de transition SW21 a été établi suivant la même procédure que le voile court SW14. La figure 3.66 montre le maillage du voile SW21 de Lefas, sur lequel on trouve 4 régions, identiquement au voile court SW14. La première région représente les zones d'extrémités du voile (en vert) dont le maillage est de 50mm×50mm, la deuxième région représente l'âme du voile (en rouge) dont le maillage est de 50mm×50mm, la troisième et la quatrième région représentent la semelle inférieure et supérieure (en bleu) du voile dont le maillage est de 50mm×50m. Ce maillage a été adopté après une étude de convergence de maillage. Les conditions aux limites appliquées dans le modèle éléments finis sont identiques à celles des essais expérimentaux décrits dans le sous chapitre I.5.



Figure 3.66. Modélisation du voile de transition (modèle SW21 de Lefas)

5.1 Analyse monotone

La figure 3.68 représente la superposition de la courbe Vec Tor2 et celle de

l'expérimental. Le modèle a la capacité à reproduire fidèlement le comportement local et global de la réponse du voile, sauf pour un chargement qui se situe entre 70KN et 112KN, où l'on constate une légère différence entre la courbe expérimentale et celle du modèle numérique.

La figure 3.69 représente la comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques. Dans le modèle expérimental les fissures de flexion se manifestent pour un chargement de 10KN et un déplacement de 0.32mm; dans le modèle numérique, ces fissures s'initient pour un chargement de 9.90KN et un déplacement de 0.24mm, comme le montre la figue 3.70-a. Cette concordance des résultats montre la capacité du modèle élément fini à représenter le comportement flexionnel des voiles de transition.





Les fissures de cisaillement se développent pour une charge de 80KN et un déplacement de 5.81mm dans le modèle expérimental, cependant, dans le modèle numérique, ces fissures se manifestent pour un chargement de 67.70 KN et un déplacement correspondant de 4.63mm, comme indiqué à la figure 3.69-b. Cela explique la non-superposition de la courbe numérique à celle de l'expérimental pour un chargement entre 70KN et 112KN. Cela montre que le modèle élément fini ne capte pas de manière précise le comportement en cisaillement des voiles de transition.

La figure 3.69-c représente le schéma de fissuration des voiles à son état ultime obtenu par le modèle numérique et expérimental. Dans le modèle expérimental, la rupture survient suite à l'accentuation des fissures de cisaillement dans l'âme du voile, la plastification des armatures d'extrémités tendues et l'écrasement du béton à l'extrémité gauche du voile, les mêmes phénomènes se sont développés dans le modèle numérique, comme indiqué à la figure 3.63-c. la charge et le déplacement ultime obtenus dans l'expérimental sont de 127KN et 20.61mm, respectivement, et ceux du modèle numérique sont de 126.90KN et de 21.54mm, respectivement. Ces derniers chiffres traduisent la fiabilité du modèle à prédire la réponse ultime du voile de transition SW22.

La figure 3.70 représente les directions des déformations dans le cas de la compression (figure 3.69-a) et de la traction (3.69-b). Ces déformations dues à la traction et à la compression à différents niveaux de chargement et de développement de différents phénomènes tels que, l'initiation des fissures de flexion et de cisaillement, le début du domaine plastique des armatures et l'état ultime du voile, expriment la fiabilité du modèle numérique à prédire la réponse globale et locale du voile de transition du modèle de Lefas SW22.



Figure 3.68. Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numérique (Vec Tor2).



Figure 3.69. Directions des déformations, (e) en traction, (f) en compression

5.2. Analyse cyclique

Le même modèle éléments finis décrit décrit est utilisé pour analyser la réponse du voile de transition SW22 sous chargement cyclique, en adoptant les mêmes propriétés des matériaux et les mêmes conditions aux limites. La seule différence par rapport à l'analyse monotone se trouve dans la configuration de chargement horizontale, qui est dans ce cas « cyclique ».

La figure 3.70 représente la superposition des deux courbes numériques monotones et cycliques. Cette superposition montre que la courbe monotone représente la courbe enveloppe de celle du chargement cyclique. La charge ultime et le déplacement de l'analyse monotone sont de 126.90KN et de 21.54mm, respectivement, tandis que pour l'analyse cyclique, ils sont de 116KN et 24.49mm, respectivement. Dans l'analyse cyclique, on constate que la résistance ultime est réduite de 8.58% comparativement à la résistance ultime sous chargement monotone, ce qui est en concordance avec les constatations expérimentales. La courbe de la figure21 et ces interprétations permettent de conclure sur la fiabilité du



modèle numérique à reproduire la réponse cyclique du voile de transition SW22.



6. Modélisation du voile élancé (modèle SW7 Zhang 2000)

Le modèle éléments finis du voile élancé SW7 de Zhang (Zhang 2000) est établie de la même manière que le voile court et de transition. La figure 7.71 montre le maillage du voile, dont on trouve 4 régions, identiquement aux deux voiles précédents. La première région représente les zones d'extrémités du voiles (en vert) dont le maillage est de 40mm×40mm, la deuxième région représente l'âme du voile (en rouge) dont le maillage est de 50mm×50mm, la troisième région représente la semelle inférieure (en bleu) du voile dont le maillage est de 50mm×50m. Ce maillage a été adopté après une étude de convergence de maillage. Les conditions aux limites sont comme celles de l'expérimental, le chargement vertical est appliqué sur les 12 nœuds du maillage comme l'indique la figure 3.71.





6.1. Analyse monotone

La figure 3.72 représente les courbes force-déplacement expérimental et numérique du voile élancé SW7. La superposition de ces deux courbes indique que le modèle éléments finis



prédit fidèlement le comportement global du voile élancé SW7.

Figure 3.72. Courbes force déplacement : expérimentale et numérique du voile élancé SW7.

On note que pour un chargement allant de 152.3 KN à 199KN, la réponse du modèle numérique diffère légèrement de celle de l'expérimentale, cela est dû au développement des fissures de cisaillement dans cet intervalle, ce qui explique que le modèle numérique ne capte pas précisément la réponse au moment d'initiation et de propagation des fissures de cisaillement.



Figure 3.73. Schémas de fissuration obtenus numériquement pour le voile élancé SW7 (Vec Tor2)

La figure 3.73 représente les schémas de fissuration du voile élancé SW7. La figure 3.73-a montre que les fissures de flexion se manifestent pour un chargement de 97.30 KN et un déplacement de 2.03mm, dans l'étude expérimentale de Zhang, le début de fissuration est noté pour un chargement de 95.6KN et un déplacement de 1.92mm. Cela confirme la capacité du modèle à prédire le comportement en flexion des voiles élancés.

La figure 3.73-b représente le schéma de fissuration correspondant au début du domaine

plastique des armatures et à l'initiation des fissures de flexion obtenue par le modèle numérique, la charge et le déplacement correspondant à ces deux phénomènes sont de 175.6 KN et 6.12mm respectivement, tandis que, les valeurs obtenues expérimentalement par Zhang sont de 172.3KN et de 5.91mm, respectivement.

La figure 3.73-c représente le schéma de fissuration correspondant à l'état ultime du voile prédit par Vec Tor2. Cette figure montre que le béton s'est écrasé sur l'extrémité gauche du voile et il s'est éclaté sur l'extrémité droite, cet éclatement est dû à la plastification des armatures longitudinales d'extrémités (dites de flexion). Aussi dans cette figure, on voit que les fissures de cisaillement se sont concentrées sur une certaine hauteur de la base. L'écrasement, l'éclatement du béton, la plastification des armatures de flexion (concentrées) et la concentration des fissures de cisaillement ont tous contribué à la rupture du voile élancé SW7.

La charge et le déplacement numérique correspondant à cet état ultime sont de 204.20KN et 24.60mm, et ceux de l'expérimental sont de 201.1KN et de 24.554mm.



Figure 3.74. Directions des déformations, (e) en traction, (f) en compression

La figure 3.74 montre le développement et la propagation des déformations de traction (figure 3.74-e) et de compression (3.75-f) dans le voile élancé SW7. Cette figure indique que les déformations de traction se concentrent à l'extrémité droite du voile, causant un éclatement au béton et le transfert des déformations aux aciers, qui se plastifient à leur tour.

Les déformations de compression se concentrent à l'extrémité gauche du voile, causant un écrasement au béton.

6.2 Analyse cyclique

La figure 3.75 présente la superposition des courbes force-déplacement monotone et cyclique obtenue par les modèles éléments finis. La courbe sous chargement monotone représente la courbe enveloppe de celle cyclique, cela présume que le modèle utilisé pour tenir compte du comportement cyclique du voile (hystérésis), est capable de reproduire la réponse du voile élancé SW7.



Figure 3.75. Superposition de la courbe monotone et cyclique du voile élancé SW7 de Zhang

7. Conclusion générale

Une modélisation des trois types de voiles en béton armé a été menée en utilisant, par le biais du code (ABAQUS), un modèle tridimensionnel qui se base sur la placidité et la mécanique d'endommagement, ainsi qu'un autre modèle phénoménologiquement bidimensionnel qui se base sur les contraintes en plan via le code Vec Tor2. Les résultats des deux modèles ont été comparés à ceux de l'expérimental pour estimer leurs capacité à reproduire les différents types de ruptures des voiles rectangulaires en béton armé. Les conclusions pouvant être déduites des analyses à partir des deux modèles sont les suivantes :

-Premièrement, les deux modèles développés sous ABAQUS et Vec Tor2 sont capables de capturer de manière adéquate la réponse monotone globale et les modes de rupture engendrés sur chaque type de voiles.

-Le modèle Abaqus permet d'avoir accès à tous les résultats à n'importe quel point de la structure et son résultat est complet; le modèle Vec Tor2, lui, ne le permet pas, surtout concernant les armatures.

-Abaqus offre une liberté totale dans la conception des voiles (que l'introduction du ferraillage d'une manière identique à l'expérimental, ce que Vec Tor2 ne permet pas.

-Vec Tor2 permet une bonne prédiction de la réponse cyclique et inélastique des trois types de voiles, tandis que le modèle ABAQUS n'est pas capable de reproduire le comportement cyclique des trois types de voiles, car le modèle utilisé pour le béton CDP ne permet pas de représenter l'hystérésis du béton.

-Le modèle du béton CDP doit être amélioré de sorte qu'il puisse avoir la capacité à capter la dégradation du béton due au chargement et déchargement ainsi que une restitution de la rigidité sous chargement cyclique. En outre, les paramètres qui définissent le comportement multiaxial de ce modèle doivent être mieux clarifiés.

Chapitre 4 : Investigation de l'influence des variables de conception sur la résistance ultime des voiles

Plan du chapitre 4

1. Introduction	164
2. Evaluation à partir des données expérimentales	164
2.1. Effet de l'élancement géométrique	164
2.2. Effet des aciers horizontaux	165
2.3 Effet des aciers verticaux	167
2.4. Effet des aciers concentrés dans les zones d'extrémités	168
2.5 Effet de la résistance du béton à la compression	169
2.6. Effet de la résistance du la charge axiale	172
2.7. Effet de l'épaisseur de l'âme des voiles	175
2.8. Effet du type de chargement	175
3. Evaluation à partir des simulations numériques	176
3.1 Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles courts	177
3.1.1 Effet de la résistance du béton	177
3.1.2 Effet de l'élancement	180
3.1.3. Effet des aciers d'extrémités (concentrés)	183
3.1.4 Effet de la charge axiale	185
3.1.5. Effet des aciers verticaux	188
3.1.6. Effet des aciers horizontaux	190
3.2. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles de	
transition	192
3.2.1. Effet des aciers horizontaux	192
3.2.2 Effet des de la résistance du béton à la compression	195
3.2.3. Effet de l'élancement	198
3.2.4. Effet des aciers d'extrémités	201
3.2.5. Effet de la charge axiale	204
3.2.6. Effet de des aciers verticaux	206
3.3. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles élance	és
	208
3.3.1 Effet de l'élancement	208
3.3.2. Effet des aciers d'extrémités	211
3.3.3. Effet de la charge axiale	213
3.3.4. Effet de la résistance du béton	215
3.3.5. Effet des aciers horizontaux	217
3.3.6. Effet des aciers verticaux	219
4. Conclusion	222
4.1. Voiles courts	222
4.2. Voiles de transition	223
4.3. Voiles élancés	224

de f_c , comme est indiqué à la figure 4.14 et au tableau 4.9. Lorsque l'on passe de 20MPa à 50MPa (pour f_c) l'on note un gain de charge (correspond à l'atteinte de la limite élastique) de 19.61% pour les aciers d'extrémités et lorsqu'on passe de 30MPa à 50MPa, on note un gain de charge de 12.26% pour les aciers verticaux et de 7.69% pour les aciers horizontaux. Dans le modèle VC B20 le voile a rompu avant que les aciers verticaux et horizontaux atteignent leurs limites d'élasticité comme le montre le tableau 4.9, cela est dû à la fiable résistance du béton en compression et en traction.



Figure 4.13. Courbes chargement-Déplacement des voiles courts avec différentes *fc*.



Figure 4.14. Evolution des dommages en fonction de la résistance du béton à la compression fc. La charge maximale (ultime) que les voiles peuvent atteindre est aussi proportionnelle à l'augmentation de f_c , où l'on constate un gain de charge de 21.33% lorsque l'on passe du modèle VC B20 à VC B50. Des mêmes constations peuvent être déduite en ce qui concerne les déplacements.



igure 4.15. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différentes *fc*.

Les figures 4.15 et 4.16 représente les schémas d'endommagement (en traction et en compression) et l'état de contrainte dans les aciers, respectivement, au moment de l'atteinte de la charge maximale (ultime). Les états d'endommagent en compression montre que le modèle VC B20 a subit fortement des dommages suivant une diagonale qui représente par la bande rouge dans la figure 4.15 ce qui explique la rupture fragile noté dans la courbe de la figure 4.13, aussi l'on constate que il n'y a pas eu une bonne redistribution des efforts entre le béton et les aciers, où, dans la figure 4.16 les contraintes dans les aciers du modèle VC B20 sont de l'ordre de 475 MPa dans les barres d'extrémités et de 316MPa dans la partie courante. A partir d'une résistance du béton à la compression de 30MPa les dommages dans le béton commence à s'atténuer (comme est indiqué à la figure 4.15) et bonne redistribution des efforts se met en place, cela explique la propagation des contraintes dans les aciers du modèle VC B30 (figure 4.16), où l'on remarque une forte concentration des dommages et la bonne redistribution des efforts entre le béton et les armatures augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression (figure 4.15) et 4.16).



Figure 4.16. Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes fc (MPa).

Toutes le remarques et les constations nous permettent de de conclure que la résistance du béton à la compression et une variable de conception qui influe le comportement du voile d'une manière globale et local.

3.1.2 Effet de l'élancement

Les courbes charges-déplacements (figure 4.17) des voiles montrent que leurs résistances varient fortement avec la variation de l'élancement. De plus, leur comportement est différent, de sorte que l'on peut constater que les voiles qui ont un faible élancement présentent une forte résistance avec un comportement rigide, tandis que les voiles ayant un fort élancement présentent, eux, une résistance faible avec un comportement plus au moins rigide. En effet, nous avons constaté qu'en diminuant l'élancement des voiles de 1.00 à 0.25, la charge maximale augmente de 40.63%.

On relève aussi que le déplacement correspondant à la charge ultime des voiles avec un élancement de 0.25 et de 0.50 sont de 2.72 mm et 5.26, ce qui reflète un comportement très rigide, alors que pour voiles avec élancement de 0.75 et 1.0 les déplacements correspondant à la charge ultime sont de 8.44mm et 11.22 mm, respectivement.

La figure 4.18 montre que les différents phénomènes liés au comportement des voiles en béton armé se produisent plus rapidement au fur et à mesure que l'élancement géométrique augmente. L'initiation des fissures de flexion et de cisaillement se produit pour un chargement de 88.170 KN et 156.550KN pour le modèle VC E0.25 et pour des chargements de 34.94 KN (flexion) et de 103.30KN (cisaillement) dans le cas du modèle VC E1.

Modèle	Initiati fissur flex	Initiation des fissures de flexion flexion flexion flexion		Début du domaine plastique des aciers concentrés		Début du domaine plastique pour les aciers verticaux		Début du domaine plastique pour les aciers horizontaux		Rupture des voiles		
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
E 0,25	0,1682	88,170	0,5117	156,50	2,7221	446,74	/	/	/	/	2,7221	446,74
E 0,50	0,1794	52,324	0,7245	100,32	2,9743	253,48	/	/	5,2608	324,6	5,2608	324,68
E 0,75	0,2614	42,366	1,0307	78,264	3,1677	185,43	8,4471	297,942	6,9071	287,8	8,4471	297,942
E 1,00	0.4100	34.94	1.9003	103.30	4.1101	175.81	8.4612	250.201	10.031	258.9	11.220	265.20

Tableau 4.10. Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles courts.

Pour le modèle VC E0.25, les aciers verticaux et horizontaux n'ont pas atteint leur limite d'élasticité au moment de la rupture, et les valeurs des contraintes de ces deux aciers sont indiquées à la figure 4.20, qui sont par ailleurs de l'ordre de 360MPa. De même, pour le modèle VC E0.50, les aciers horizontaux n'ont pas non plus atteint leur limite élastique comme indiqué à la figure 4.20. Concernant les deux modèles restants (VC E0.75 et VC E1.00), les trois types d'aciers, eux, on atteint leurs limites d'élasticité. Les valeurs des contraintes obtenues sont représentées à la figure 4.20 pour chaque modèle.



Figure 4.17. Courbes chargement- déplacement des voiles courts sous différents élancements.



Figure 4.18. Evolution des dommages en fonction de l'élancement sous différents élancements.

La figure 4.19 représente les schémas d'endommagement pour les différents modèles étudiés, ces schémas montrent que l'endommagement des voiles en compression se présente en forme de diagonale qui débute de l'extrémité haute gauche vers l'extrémité basse droite pour les deux modèles VC E0.25 et VC E0.5. Pour les deux autres modèles VC E0.75 et VC E 1.00 ces dommages de compression ont tendance à se concentrer au niveau de la base à l'extrémité droite.







Figure 4.20. Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes élancements (MPa).

Les constatations faites ci-dessus nous permettent de conclure que l'élancement géométrique joue un rôle important dans la résistance des voiles, ainsi que les modes de rupture et les schémas de fissuration.

3.1.3. Effet des aciers d'extrémités (concentrés)

Les courbes forces-déplacements de la figure 4.21 montrent que la résistance des voiles varie avec l'augmentation de la quantité (pourcentage des barres d'extrémités). L'augmentation de ce pourcentage de 2.2% à 3.4% induit une augmentation de charge ultime de 11.76 %, tandis que, lorsque l'on passe d'un pourcentage de 3.4% à 4.4% et de 4.4% à 5.5%, on note une augmentation de 6.90% et 2.06%, respectivement. Cela, laisse penser qu'à partir d'un pourcentage de 4.4% d'aciers, l'augmentation en termes de charge est insignifiante, de même que pour les déplacements, dont on note une diminution de 2%. Pour explication, en augmentant le pourcentage d'aciers d'extrémités, on rigidifie d'avantage ces zones d'extrémités, ce qui favorise un comportement en cisaillement de ces voiles, étant donné que le comportement en flexion à tendance de s'annuler.



Figure 4.21. Courbes force-déplacement des voiles courts sous différents pourcentages d'extrémité.



Figure 4.22. Evolution des dommages en fonction des aciers d'extrémités

Modèle	Initiation des fissures de flexion		Initiation desInitiation desfissures defissures deflexioncisaillement		Début du domaine plastique des aciers concentrés		Début du domaine plastique pour les aciers verticaux		Début du domaine plastique pour les aciers horizontaux		Rupture des voiles	
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AP2,2%	0,5217	29,154	1,97587	98,1181	4,0489	161,30	8,754	224,65	11,916	234,01	11,916	234,01
AP3,4%	0.4100	34.940	1,90632	103,300	4.1101	175.81	8.4612	250.201	10.031	258.90	11.220	265.20
AP4,4%	0,1544	44,281	1,85038	112,486	5,2840	218,49	/	/	8,1773	268,25	9,6485	278,99
AP5,5%	0,1532	53,156	1,8160	121,457	5,1972	228,30	/	/	8,0200	279,35	9,4555	284,86

Tableau 4.11. Information sur l'influence des aciers concentrés sur les voiles courts.

La figure 4.22 montre, que les différents phénomènes se produisent tardivement au fur et à mesure qu'augmentent les pourcentages d'aciers d'extrémités. Cette figure et le tableau 4.11 mettent en évidence que les aciers d'extrémités ont une influence même sur l'initiation des fissures de cisaillement, qui sont susceptibles d'être contrôlées par les aciers horizontaux ; d'ailleurs, on note un gain de charge correspondant l'initiation de ces fissures de 19.21% lorsqu'on passe d'un pourcentage de 2.2% à 5.5% des aciers d'extrémités. Aussi, on note qu'à partir d'un pourcentage de 4.4%, les aciers verticalement répartis n'atteignent pas leurs limites d'élasticité comme indiqué à la figure 4.22 et le tableau 4.11, cela s'explique par le fait que les voiles ont tendance à être soumis à un effort de cisaillement pur ; d'ailleurs on constate une forte concentration des dommages de traction et de compression au niveau de l'âme pour les modèles VC AE4.4% et VC AE5.5% de la figure 4.23, ainsi qu'une notable concentration des contraintes dans les aciers horizontaux des mêmes modèles de la figure 4.24



Figure 4.23. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles courts sous différents pourcentage d'aciers concentrés.



Figure 4.24. Contraintes dans les armatures des voiles courts sous différentes pourcentages d'aciers concentrés(MPa).

3.1.4 Effet de la charge axiale

Des phénomènes similaires à ceux des aciers d'extrémités peuvent être notés dans le cas de l'influence de la charge axiale sur le comportement des voiles courts. La figure 4.25 montre qu'en augmentant le charge verticale, la résistance des voiles augmentent, mais en favorisant un comportement fragile. Ce dernier est dû au fait que le voile se comporte en cisaillement tandis que le déplacement latéral est limité par l'application de cette charge vertical. De plus, la figure 4.26 montre qu'en augmentant la charge verticale, on fait en sorte que les différents


phénomènes tardent à apparaitre de façon similaire aux cas des aciers d'extrémités.

Figure 4.25. Courbes forces déplacements des voiles courts sous différentes charges axiales.





Modèle	Initiali des fiss flex	isation ures de ion	Initiali des fiss cisaill	isation ures de ement	Débu dom plastiq aci conce	ut du aine ue des ers entrés	Débu doma plastiqu les au vertio	ut du aine ue pour ciers caux	Débi dom plastiqu les a horizo	ıt du aine ıe pour ciers ntaux	Rupture	des voiles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
0KN	0,4135	34,942	4,6923	67,114	4,1162	175,82	8,4640	250,23	10,037	258,97	12,920	265,22
250KN	0,5011	48,136	1,0710	75,343	5,2433	217,61	9,5699	276,35	9,5699	276,35	9,5699	276,35
500KN	0,4916	48,939	1,0515	78,232	5,1144	231,94	/	/	7,8976	285,26	7,8976	285,26
750KN	0,4826	49,541	1,0310	80,655	4,9966	242,84	/	/	7,7171	287,04	7,7171	287,04
1000KN	0,4744	50,490	1,0170	87,053	4,9190	254,05	/	/	7,6112	296,94	7,6112	296,94

Tableau 4.12. Information sur l'influence du chargement axial sur les voiles courts.

Chapitre 4 Investigation de l'influence des variables de conception sur la résistance ultime des voiles

La figure 4.27 qui représente l'évolution des dommages en compression et en traction sous différentes charges axiales montre que les voiles ont tendance à se comporter en cisaillement au fur et à mesure qu'augmente cette charge, de telle manière, qu'une fissure diagonale magistrale apparaisse dans l'âme du voile, rejoignant les deux extrémités du voile (extrémités haute droite et extrémité basse gauche), qui sont représenté par le carré discontinue en vert. Cela reflète aussi la concentration des contraintes dans les aciers du modèle VC 1000KN de la figure 4.28, cette concentration suit la fissure diagonale magistrale constatée dans les schémas d'endommagement de la figure 4.27.







Figure 4.28. Contraintes dans les armatures des voiles courts sous charge axiale(MPa).

3.1.5. Effet des aciers verticaux

Le comportement des voiles courts ainsi que leurs modes de rupture est influencé par le pourcentage d'armatures verticales jusqu'à un certain pourcentage, où, l'influence devient insignifiante, comme est indiqué à la figure 4.29 et 4.30. D'ailleurs, l'on constate que pour des pourcentages d'aciers entre 0% et 2.13%, la résistance des voiles augmente en augmentant ce pourcentage et un gain en termes de charge de 36.39% est noté. Aussi, le mode de rupture des modèles VC AV0% et VC AV 30% se rapproche aux modes de flexion qui se caractérise par l'éclatement du béton à l'extrémité droite des voiles (figure 4.31) et commencement de la plastification des aciers de cette zone-là (figure 4.32). Cependant, au-delà du pourcentage de 2.13%, la résistance des voiles est presque la même, comme est indiqué dans le tableau 4.13 ainsi que les modes de ruptures qui sont aussi les mêmes et qui se caractérisent par l'écrasement du béton à l'extrémité droite et la concentration des fissures de cisaillement au niveau de l'âme des voiles (figure 4.31).

Modèle	Initiati fissures d	ion des le flexion	Initiati fissur cisaill	ion des res de lement	Débi domaine des a conce	ut du plastique ociers entrés	Début du plastique aciers v	ı domaine e pour les verticaux	Début d plastiqu aciers h	u domaine e pour les orizontaux	Rupture	des voiles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm) F(KN)		D(mm)	F(KN)	Dép(mm)	Force(N)
AV0%	0,5243	28,043	1,9743	91,613	4,1174	147,80	/	/	/	/	10,784	168,71
AV0, 30%	0,5200	29,139	1,9557	91,917	4,1287	155,48	7,1164	182,82	/ /		8,8367	188,02
AV0, 91%	0,5174	30,453	1,9209	100,33	4,0766	159,99	8,4976	212,83	11,698	222,33	11,698	222,33
AV2, 13%	0,4135	34,942	1,9000	103,11	4,1162	175,82	8,4640	250,23	10,037	258,97	11,220	265,22
AV2, 75%	0,4087	38,091	1,9011	107,39	5,4032	209,05	9,8632	257,49	9,8632	257,49	9,8632	267,49
AV3, 35%	0,5067	44,317	1,8838	107,99	5,3738	213,68	/	/	8,3198	260,14	9,8287	268,02

Tableau 4.13. Information sur l'influence du chargement axial sur les voiles courts.

La figure 4.31 met en évidence que les modèles *VC AV 0%*, *VC AV0 .30%* et *VC AV 0.91%* présentent des endommagements de traction, qui sont dus à l'éclatement du béton, important au niveau des extrémités droites, tandis que les autres modèles ne présentent pas ce phénomène et ils présentent une autre répartition des dommages qui se répartissent essentiellement sur toute l'âme des voiles.

Le tableau 4.13 et la figure 4.30 montrent les aciers horizontaux des modèles VC AV0% et VC AV0.30% n'ont pas atteint leurs limites d'élasticité, du fait que la rupture est survenue par l'éclatement du béton comme cela a été cité précédemment. Les aciers verticaux du modèle VC AV3.35%, eux aussi, n'ont pas attient leurs limite d'élasticité car la rupture s'est produite essentiellement par écrasement du béton au niveau des bielles de compression qui transfert les efforts à la base du voile, et cela se caractérise par la forte concentration des contraintes dans les aciers dans la zones courante proche de la zones des aciers d'extrémités (cadre rouge en trait discontinu, figure 4.32).







Figure 4.30. Evolution des dommages en fonction des aciers verticaux pourcentage d'acier vertical.



gure 4.31. Schemas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles cour sous différents pourcentages d'aciers verticaux.



verticaux(MPa).

3.1.6. Effet des aciers horizontaux

La figure 4.33 montre qu'en augmentant la quantité d'aciers horizontaux de 0% à 1.51%, la résistance des voiles augmente proportionnellement et un gain en termes de charge de 63.94% est noté. Cependant, même si l'on augmentant le pourcentage d'aciers horizontaux au-delà de 1.51%, l'augmentation en résistance reste insignifiant.

Les courbes de la figure 4.34 montrent, eux aussi, que l'initiation des fissures de flexion, de cisaillement, l'atteinte de la limite élastique des aciers d'extrémités, verticaux et horizontaux, sont tous influencés par la variation du pourcentage d'acier horizontal du 0% à 1.51%. Cependant, à partir d'un pourcentage de 1.51%, le développement des phénomènes cités précédemment reste quasi constant pour tous les modèles, même si, l'on augmente la quantité de ces aciers horizontaux.



Figure 4.33. Courbes force déplacement des voiles courts sous différents pourcentage d'acier horizontal.



Figure 4.34. Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux.

Modèle	Initiati fissui flex	ion des res de cion	Initiati fissu cisaill	on des res de ement	Débu dom plastiq aci conce	ut du aine que des ters entrés	Débi dom plastiqu les a verti	ut du aine ue pour ciers caux	Débu dom plastiqu les a horizo	ut du aine ue pour ciers ontaux	Ruptu voi	ere des iles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AH0%	0,1534	21,275	1,0581	71,341		/	/	/	/	/	3,6782	101,38
AH0,35%	0,1558	21,610	1,0985	73,355	5,2669	168,53	/	/	6,6199	171,70	6,6199	171,70
AH0,58%	0,3113	30,344	1,1006	74,687	4,5833	173,37	9,9470	245,66	8,4011	239,73	9,9470	245,66
AH1,10%	0,4100	34,940	1,9063	103,30	4,1101	175,81	8,4612	250,20	10,031	258,90	11,220	265,20
AH1,51%	0,4312	36,384	1,9026	108,78	4,0909	182,02	8,4385	260,21	12,952	281,21	12,952	281,21
AH1,75%	0,5112	46,748	1,9227	109,23	4,0366	183,32	8,3416	264,44	13,082	286,06	13,08	286,06
AH2.00%	0,5114	46,466	1,9126	109,86	4,0122	186,84	8,5234	267,27	13,144	286,97	13,144	286,97

 Tableau 4.14.
 Informations sur l'influence des aciers horizontaux.

Les schémas d'endommagements de la figure 4.35 montrent qu'en absence du ferraillage horizontal (VC AH 0%) ou en présence d'une quantité inférieure ou égale à 0.35%, les voiles subissent une rupture par cisaillement, et qui se caractérisée par une fissure diagonale magistrale qui relie les deux extrémités du voile, comme le représente les deux modèles (*VC AH 0%, VC AH0.35%*) de la figure 4.35. En augmentant ce pourcentage d'aciers horizontaux au-delà de 0.35%, la répartition des dommages s'améliore au fur et à mesure d'augmenter la quantité de ces aciers. En effet, nous constatons que les dommages ont tendance à être répartis d'une manière spacieuse sur toute l'âme du voile, comme les modèles (*VC AH 0.58% à VC AH2.00%*) de la figure 4.35 l'indique.

La figure 4.36, nous renseigne que sans le ferraillage horizontal, les autres aciers n'atteignent même pas leurs limite d'élasticité, d'ailleurs, dans le modèle *VC AH0%*, les contraintes dans les aciers au moment de la rupture sont de l'ordre de 294MPa. Cela s'explique que la rupture est survenue par cisaillement du béton. Cependant, en présence d'acier horizontal avec un pourcentage supérieure ou égale à 0.58% tous les aciers atteignent leurs limite d'élasticité come est indiqué au tableau 4.14 et à la figure 4.36. Les modes de

ruptures de ces modèles se caractérisé par écrasement du béton à l'extrémité droite et concentrations des fissures diagonales au niveau de l'âme.



horizontaux(MPa).

3.2. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles de transition

3.2.1. Effet des aciers horizontaux

Les courbes 4.37 et 4.38 montrent que les aciers horizontaux ont une influence sur le comportement des voiles de transition jusqu'à certain pourcentage de ces aciers similairement aux voiles courts. Pour un pourcentage d'aciers entre 0% et 0.50%, le gain en termes de résistance est de 50.77%, tandis que pour des pourcentages entre 0.50% et 1.75%, le gain est d'environ 10.80%. Cependant, on note que l'augmentation de la quantité d'acier au-delà de 1.54% induit une charge ultime ainsi qu'un déplacement correspondant quasi-constant, et toute augmentation du pourcentage d'acier horizontal à partir de ce point reste insignifiante sur le comportement des voiles de transition.

L'augmentation du pourcentage des aciers horizontaux ne joue aucun rôle sur le début de fissuration en flexion comme indiqué à la figure 4.38 et au tableau 4.15, où, l'on constate que la charge et le déplacement correspondants à l'initiation de ces fissures de flexion sont de l'ordre de 12KN et de 2.43mm, respectivement, pour tous les modèles. Cependant l'initiation des autres phénomènes avec la variation (l'augmentation) des aciers horizontaux reste modeste, en effet, on constate que le gain en termes charge concerne l'initiation des fissures

de cisaillement, l'atteinte de la limites élastique des aciers concentrés, verticaux et horizontaux est de 11.22%, 10.52%, 9.10% et 26.69%, respectivement.



Figure 4.37.

Courbes force déplacement des de transition sous différents pourcentage d'acier horizontal.



Figure 4.38. Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux

Modèle	Initialisa fissures a	ution des le flexion	Initialisa fissur cisaill	ution des es de ement	Début du plastique conce	domaine des aciers entrés	Début du plastique aciers v	domaine e pour les erticaux	Début du plastique aciers ho	domaine pour les rizontaux	Rupture a	les voiles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(N)
0%	0,24302	12,224	4,5466	54,97	10,517	52,954	/	/	/	/	8,34650	59,896
0,29%	0,24307	12,275	4,6504	64,41	6,5616	80,243	18,064	107,098	11,020	100,073	18,0646	107,09
0,504%	0,24308	12,297	4,6764	65,46	6,6200	81,276	13,630	111,139	16,095	119,661	18,4653	121,68
0,8%	0,24309	12,307	4,5873	67,00	6,7171	83,294	11,228	111,102	18,658	125,958	21,0914	127,77
1,04%	0,24310	12,346	4,7068	69,40	6,6857	86,279	11,296	113,953	18,781	128,861	21,0351	129,36
1,23%	0,24312	12,365	4,7101	70,84	6,6909	88,442	11,319	116,012	18,832	130,833	21,0914	130,99
1,54%	0,24313	12,390	4,7212	72,34	6,7122	89,376	11,359	117,815	21,203	134,360	21,2031	134,36
1,75%	0,24314	12,409	4,7253	72,56	6,7204	89,687	11,377	117,822	21,257	136,519	21,2570	136,51

Tableau 4.15. Information sur l'influence des aciers horizontaux sur les voiles de transition.

La figure 4.39 qui représente les dommages dus à la traction et à la compression montre

Chapitre 4 Investigation de l'influence des variables de conception sur la résistance ultime des voiles

que les schémas d'endommagement sont fortement influencés par la variation de la quantité des aciers horizontaux, d'ailleurs, dans le modèle VT AH0%, où, il n'y a pas d'aciers horizontaux on note une rupture par cisaillement qui se caractérise par la bande diagonale en rouge. Au fur et à mesure qu'on augmente la quantité des aciers horizontaux, une meilleure répartition des dommages est constatée. Aussi, il faut noter qu'un ferraillage horizontal excessif peut engendrer une rupture par glissement à la base si les aciers verticaux repartis ne sont pas suffisant, dans le cas contraire, le voile se comportera d'une manière ductile et une rotule plastique se manifestera au niveau de la base comme c'est le cas dans le modèle VT AH (1.75%) à la figue 4.39 (cadre vert en trait discontinu). La figure 4.39 confirme que l'augmentation de la quantité de ces aciers fait en sorte que les dommages se concentrent sur l'extrémité droite des voiles et ce qui reflète la concentration des contraintes au niveau de cette zone-là, comme la figure 4.40.







Figure 4.40. Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentage d'aciers horizontaux(MPa).

3.2.2 Effet des de la résistance du béton à la compression

Le comportement des voiles s'améliore avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression comme indiqué à la figure 4.41. Ces courbes nous montrent que le voile dont la résistance du béton est de 20 MPa subit une rupture fragile. Pour les voiles dont la résistance de béton est entre 30 et 40MPa, on remarque que la rupture n'est plus fragile, mais plus ou moins ductile, car ces courbes présentent un certain palier plastique pour des déplacements entre 13mm et 26mm.

La (figure) 4.42 ainsi que le tableau 4.14 montrent que les différents phénomènes qui se produisent au cours du chargement sont influencés par la variation de la résistance du béton à la compression, où, l'on remarque que les courbes d'évolutions de ces différents phénomènes sont en évolution avec l'évolution de la résistance du béton (figure 4.42), Cependant, le phénomène lié aux initiation des fissures de flexion n'est pas affecté par l'augmentation de la résistance du béton, d'ailleurs on constate dans la figure 4.14 que la courbe d'initiation des fissure est quasi horizontale.

Les aciers horizontaux n'ont pas atteint leurs limites d'élasticité pour des résistances de béton entre 20MPa et 30MPa, comme est indiqué au tableau 4.16, cela peut s'expliquer par le fait que les voiles ont atteint lors mode de ruptures par flexion seulement, où les aciers d'extrémités subissent la totalité des efforts (figure 4.44). Les aciers horizontaux du modèle où la résistance du béton est de 50MPa (*VT B50*) ont atteint leurs limites d'élasticité, et ont un mode de rupture par flexion-cisaillement (figure 4.43 et 4.44).

Modèle	Initialiso fissures d	ation des le flexion	Initialisa fissur cisailla	tion des es de ement	Débu dom plastiq aciers co	ut du aine ue des ncentrés	Début du plastique aciers v	domaine pour les erticaux	Déb dom plastique act horize	ut du paine 2 pour les iers pontaux	Rupture	des voiles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F (KN)	D(mm)	F (KN)	D (mm)	F (KN)
B20	0,24295	11,5659	2,993	46,37	6,5073	72,44	/	/	/	/	13,44	103,1
B30	0,24294	11,6233	3,902	59,02	6,5750	76,45	13,58	113,07	/	/	16,05	115,0
B40	0,24294	11,9225	4,5873	64,15	6,5901	77,71	13,60	115,5	/	/	16,08	121,6
B50	0,35760	13,4707	4,7018	70,43	6,6662	87,49	13,74	119,28	18,67	128,2	18,67	128,2

Tableau 4.16. Information sur l'influence du la résistance du béton (fc) sur les voiles de
transition.



Figure 4.41. Courbes force déplacement des voiles de transition sous différente f_c .





transition sous différentes fc.



Figure 4.44. Contraintes dans les armatures des voiles courts pour différentes résistances du béton fc(MPa).

3.2.3. Effet de l'élancement

Les courbes charges-déplacements de la figure 4.45 montrent que la résistance et le comportement global des voiles varient considérablement avec la variation de l'élancement. Similairement aux voiles courts, leur comportement est différent, de sorte que l'on peut constater que les voiles qui ont un fort élancement présentent une certaine ductilité du comportement, tandis que les voiles ayant un faible élancement ont tendance de présenter un comportement moins ductile et qui se rapproche d'un comportement rigide. En effet, nous avons constaté qu'en diminuant l'élancement des voiles de 2.00 à 1.25, la charge maximale augmente d'environ de 30.60% et le déplacement maximale diminue de 22.70%.

La figure 4.18 montre que les différents phénomènes liés au comportement des voiles en béton armé se produisent plus rapidement au fur et à mesure que l'élancement géométrique augmente, similairement aux voiles courts. L'initiation des fissures de flexion et de cisaillement se produit pour un chargement de 22.87 KN et 97.75KN pour le modèle VT E1.25 et pour des chargements de 12.30 KN (flexion) et de 67.00KN (cisaillement) dans le cas du modèle VT E2. Pour les deux modèles *VT E1.25* et *VT E1.50*, les aciers horizontaux et verticaux ont atteint leurs limites d'élasticité au même chargement comme indiqué dans le tableau 4.17



Figure 4.45. Courbes force déplacement des voiles de transition sous différents élancements.



Figure 4.46. Evolution des dommages en fonction de l'élancement élancements.

La figure 4.47 représente les schémas d'endommagement pour les différents modèles étudiés, ces schémas montrent que l'endommagement des voiles en compression et en traction, « voiles avec un faible élancement ($VT \ E1.25 \ et \ VT \ E1.50$) » ont tendance à présenter des schémas d'endommagement qui se rapprochent de celui des voiles courts, d'ailleurs, on constate que la rupture se produit par écrasement des bielles de compression sur la mi-hauteur inférieure du voile pour les deux modèles ($VT \ E1.25 \ et \ VT \ E1.50$), et les contraintes dans les aciers de ces deux modèles se concentrent aussi principalement sur la mi-hauteur inférieures des voiles (figure 4.48). Pour les deux autres modèles ($VT \ E1.75 \ et \ VT \ E2.50$) le comportement à tendance à être ductile, où, on constate que les dommages de compression (dus à l'écrasement du béton) se concentrent sur l'extrémité inférieure gauche et ceux de traction sont répartis sur le long de hauteur droite du voile. Aussi la figure 4.48 montre que les contraintes dans les aciers d'extrémités du côté gauche (figure 4.48 VT E2).

Modèle	Initiati fissur flex	on des es de ion	Initiatio fissur cisaille	on des es de ement	Débi dom plastiq aciers co	ıt du aine ue des ncentrés	Début di plastiqu aciers v	ı domaine e pour les verticaux	Débu dom plastiqu les a horizo	ıt du aine ıe pour ciers ntaux	Ruptu. voi	re des les
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm) F(KN) 1		D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
E1, 25	0,2598	22,87	3,0511	97,75	4,6409	124,53	8,7801	172,13	8,7801	172,13	16,305	184,10
E1, 5	0,2527	16,96	3,0712	79,70	4,6914	100,41	11,246	157,21	11,246	157,21	16,964	163,56
E1, 75	0,2469	14,61	3,0628	68,00	4,7095	89,294	11,236	131,02	18,269	144,51	18,269	144,51
E2	0,2430	12,30	4,5873	67,00	6,7171	83,294	11,228	111,102	18,658	125,95	21,091	127,77

Tableau 4.17. Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles de transition.



Figure 4.47. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles de transition sous différents élancements.



élancement(MPa).

3.2.4. Effet des aciers d'extrémités

Les courbes forces-déplacements de la figure 4.49 montrent que la résistance des voiles varie avec l'augmentation du pourcentage des barres d'extrémités. L'augmentation de ce pourcentage de 2.2% à 3.4%, de 3.4% à 4.4% et de 4.4% à 5.5% induit une augmentation de charge ultime de 15.97 %, 12.71% et 9.96%, respectivement. Ces valeurs d'augmentation signifient que si on augmente d'avantage le pourcentage de ces aciers jusqu'à un certain point, la variation dans le comportement et la résistance reste insignifiante, comme il a été déjà constaté pour les voiles courts.

Modèle	Initiati fissur flex	on des es de ion	Initiati fissur cisaill	on des es de ement	Débu dom plastiq aci conce	ut du aine ue des ers ntrés	Débu domu plastiqu les au vertio	ut du aine ue pour ciers caux	Débi dom plastiqu les a horizo	ut du aine ue pour ciers ontaux	Ruptu voi	re des les
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AE2,2%	0,2436	11,79	4,7774	56,236	6,7864	72,25	11,469	94,437	21,279	107,3	21,279	107,3
AE3,4%	0,243	12,30	4,5873	67,003	6,7171	83,29	11,228	111,10	18,658	125,9	21,091	127,7
AE4,4%	0,2425	12,80	4,6276	73,418	6,5502	92,58	13,519	134,33	15,991	142,3	20,586	146,3
AE5,5%	0,2419	13,29	4,5674	79,565	8,5824	120,0	15,749	159,94	15,749	159,9	18,077	162,5

 Tableau 4.18. Information sur l'influence du pourcentage d'aciers d'extrémités sur les voiles de transition.

La figure 4.50 montre que l'initiation des fissures de flexion n'est pas vraiment influencée par la variation de la quantité des aciers concentrés, d'ailleurs, nous avons noté un gain en termes de charges initiatrices des fissures de flexion d'environ 10%, lorsqu'on passe du modèle *VT AP 2.2%* au modèle *VT AP5.5%*, ainsi que la courbe d'initiation des fissures de

flexion qui demeure quasi-horizontal (figure4.50). Cependant, les autres phénomènes tels que l'initiation des fissures de cisaillement et l'atteinte des limites élastiques des différents aciers, sont fortement influencées par la variation de la quantité des aciers d'extrémités, où, l'on constate une forte pente des courbes qui représente l'évolution de chaque phénomène (figure 4.50).



Figure 4.49. Courbes force déplacement des voiles de transition sous différent pourcentages d'aciers concentrés.



Figure 4.50. Evolution des dommages en fonction du pourcentage d'aciers d'extrémités



transition sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités.

La figure 4.51 montre que l'augmentation excessive du pourcentage d'aciers d'extrémités, transforme le mode de rupture des voiles élancés du mode de flexion eu mode mixte (importants dommages dans l'âme du voile pour le modèle *VT AE5.5%*). Cela est bien explicité dans la figure 4.52 qui représente les contraintes dans les aciers, où, l'on note que pour un fort ferraillage des zone d'extrémités, les armatures horizontales sont considérablement sollicitées, au fur et à mesure que l'on diminue la quantité de ces aciers, les barres horizontales deviennent de moins en moins sollicitées car le voile à tendance de rompre en flexion simple.



Figure 4.52. Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentages d'aciers concentrés(MPa).

3.2.5. Effet de la charge axiale

La courbe 4.53 montre que les voiles de transition aussi sont influencés par la charge verticale, ainsi que les différents phénomènes qui se produisent au cours du chargement, comme la figure 4.54 l'indique. Par ailleurs, nous avons constaté que lorsqu'on passe d'une simulation sans chargement axial à une simulation avec une charge axiale de 1000KN, un gain en termes de charge de 23.58% est noté et une diminution du déplacement correspondant à cette charge de l'ordre de 38.40% est notée. Cela nous indique qu'au fur et à mesure qu'augmente la charge axiale, le comportement du voile devient de plus en plus rigide, aboutissant sur une rupture fragile.

Le tableau 4.19 et la figure 5.54 montre que l'initiation des fissures de flexion ne sont pas influencé par la variation de la charge axiale, le chargement correspondant à l'apparition de ces fissures et d'environ 12.30KN et un déplacement correspondant de 0.24mm. Les autres phénomènes tels que l'initiation des fissures de flexion, atteinte de la limite élastique des aciers concentrés et horizontaux) sont influencés par l'application de la charge axiale (figure 4.17), en effet, on constate que son augmentation induit une apparition tardive de ces phénomènes (tableau 4.19).

Pour des charges axiales entre 0Kn et 500KN, les aciers verticaux, eux, aussi sont influencés par la variation de cette charge, au-delà de ce chargement (500KN), les aciers horizontaux n'atteignent pas leurs limite d'élasticité.

Modèle	Initiati fissur flex	on des es de ion	Initiati fissur cisaill	on des es de ement	Débi dom plastiq aci conce	ut du aine ue des ers entrés	Débu dom plastiqu les au vertio	ıt du aine ıe pour ciers caux	Débi dom plastiqu les a horizo	ıt du aine ıe pour ciers ntaux	Ruptu voi	are des iles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
0KN	0,2430	12,307	4,5873	67,003	6,7171	83,294	11,228	111,10	18,658	125,95	21,091	127,77
250KN	0,2408	12,318	4,6073	72,340	6,5445	93,471	13,493	134,16	18,332	146,78	18,332	146,78
500KN	0,2386	12,327	4,5488	75,963	6,4280	97,898	13,289	149,69	15,699	155,18	15,699	155,18
750KN	0,2364	12,334	4,4879	80,272	6,3502	106,00	/	/	15,510	164,70	18,077	162,52
1000KN	0,2344	12,341	4,4246	84,019	6,2880	114,19	/	/	12,993	167,19	12,993	167,19

 Tableau 4.19.
 Informations sur l'influence du chargement axial sur les voiles de transition.



Figure 4.53. Courbes force déplacement des voiles de transition sous différent charge axiale.



Figure 4.54. Evolution des dommages en fonction de la charge axiale charge axiale.

La figure 4.55 montre qu'en augmentant la charge verticale, les dommages de traction (dus au cisaillement et à l'éclatement du béton) et de compression (dus à l'écrasement du béton) au niveau de l'âme des voiles se réduisent. Par contre, les dommages de compression au niveau de l'extrémité gauche, deviennent de plus en plus importants avec l'augmentation de la charge axiale, ce qui favorise une rupture par écrasement du béton à cet endroit-là.

Il est à noter que cette rupture n'est pas seulement induite par l'écrasement du béton, mais aussi par le flambement des aciers d'extrémités de cette zone, comme la figure 4.56 l'indique.







Figure 4.56. Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différentes charges axiales (MPa).

3.2.6. Effet de des aciers verticaux

En augmentant le pourcentage d'aciers horizontaux, la résistance des voiles augmente proportionnellement jusqu'à un certain pourcentage, où, l'augmentation devient insignifiante, comme l'indique la figure 4.57. Un gain en termes de charge maximale de 38% et une diminution du déplacement correspondant à 25.48% sont notés, lorsque l'on augmente la quantité d'acier vertical de 0% à 2.5%. Par contre, lorsque l'on passe du pourcentage de 2.5% à 2.94%, le gain en termes de charge, et la diminution en termes de déplacement, sont de l'ordre de 2.45% et de 0.78%. Ces taux de variations restent insignifiants ; ainsi donc au-delà du pourcentage de 2.94% les aciers horizontaux n'ont pas d'influence sur la charge maximale et le déplacement correspondant.



Figure 4.57. Courbes force déplacement des voiles de transition sous différent pourcentages d'aciers verticaux.



Figure 4.58. Evolution des dommages en fonction du pourcentage d'aciers verticaux.

Modèle	Initiatio fissur flext	on des es de ion	Initiati fissur cisaill	on des es de ement	Débu dom plastiq aci conce	ut du aine ue des ers entrés	Débi dom plastiqu les av vertio	ıt du aine ıe pour ciers caux	Débu dom plastiqu les av horizo	ıt du aine ıe pour ciers ntaux	Ruptu voi	ure des iles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AV0%	0,2432	12,0	3,068	40,937	6,8197	72,870	/	/	23,950	80,008	28,527	84,625
AV0,41%	0,2431	12,03	3,054	41,814	6,7936	74,581	11,543	88,029	27,544	93,624	28,272	96,293
AV0,83%	0,2432	12,13	3,050	45,391	6,7349	75,824	11,441	99,099	21,432	104,67	21,432	104,67
AV1,25%	0,243	12,17	4,726	61,291	6,7340	80,962	11,373	103,53	18,954	112,15	18,954	112,15
AV2,08%	0,2430	12,30	4,587	67,003	6,7171	83,294	11,228	111,10	18,658	125,95	21,091	127,77
AV2,5%	0,2430	12,36	4,677	69,143	6,6350	87,461	11,209	115,39	18,592	21,022	21,022	133,14
Av2,94%	0,2431	12,40	4,725	72,562	6,5122	89,376	11,159	117,81	18,203	134,36	20,857	136,51

 Tableau 4.20. Information sur l'influence du pourcentage d'acier vertical sur les voiles de transition.

La figure 4.58 et le tableau 4.23 montrent que l'initiation des fissures de flexion n'est pas influencée par la variation de la quantité d'aciers verticaux, où, la charge correspondante à cette initiation est de l'ordre de 12KN. Cependant, l'apparition des autres phénomènes restants est influencée par la variation de cette quantité d'aciers verticaux.

La figure 4.59 montre que pour un pourcentage d'acier inférieur ou égal à 0.41%, la rupture se produit principalement par flexion, d'ailleurs, nous pouvons noter que le béton de l'extrémité droite des voiles *VT AV0%* et *VT AV0.41%* a éclaté au niveau de la base, là où l'endommagent de traction est considérable, et au niveau de l'extrémité gauche, où le béton s'est écrasé (endommagement de compression très important). Ce phénomène à tendance de s'atténuer au fur et à mesure qu'augmente la quantité d'aciers verticaux, concernant la rupture, elle se produit conjointement par le couple flexion-cisaillement.



transition sous différents pourcentage d'aciers verticaux.



Figure 4.60. Contraintes dans les armatures des voiles de transition sous différents pourcentages d'aciers verticaux (MPa).

3.3. Etude de l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles élancés

3.3.1 Effet de l'élancement

Les courbes charges-déplacements de la figure 4.61 varient proportionnellement avec la variation de l'élancement géométrique, cela implique que cet élancement influe sur le comportement des voiles élancés aussi. Nous constatons que la charge maximale passe de 122.92KN pour le modèle *VE 3* à 168.32KN pour le modèle *VE 2.25*, donc une perte en

termes de charge de 26.97%. Cependant les paliers plastiques, qui sont importants, (figure 4.61) signifient que le comportement global de tous les modèles reste ductile même si on fait varier cet élancement.

Les courbes de la figure 4.62 montrent que tous les phénomènes qui se déroulent au cours du chargement sont influencés par la diminution de l'élancement de 3.00 à 2.25. L'apparition de ces phénomènes se fait tardivement au fur et à mesure de la diminution de l'élancement.



Figure 4.62. Evolution des dommages en fonction de l'élancement

Modèle	Initiati fissur flex	on des res de ion	Initiat fissu cisaili	ion des res de lement	Déb dom plastiq aciers co	ut du paine que des pncentrés	Déb dom plastique aciers v	ut du paine e pour les verticaux	Déb dom plastique ac horize	ut du paine e pour les iers pontaux	Rupture	des voiles
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
E 2,25	2,272	79,973	9,056	158,788	9,056	158,788	9,056	158,788	14,23	156,098	59,09	168,329
E 2,50	2,242	63,493	8,906	128,368	8,906	128,368	8,906	128,368	20,21	139,879	58,34	150,323
E 2,75	2,219	59,696	11,90	120,61	11,90	120,61	11,90	120,61	42,44	134,105	64,80	134,834
E 3.00	2,203	49,707	13,77	114,634	13,77	114,634	13,77	114,634	49,88	121,984	70,21	122,927

 Tableau 4.21. Information sur l'influence de l'élancement sur les voiles élancés.

Dans la figure 4.63, on constate que les dommages se sont concentrés aux niveaux des bases, à approximativement 1/3 de la hauteur totale de ces voiles ; les aciers d'extrémités et verticaux au niveau de cette hauteur-là, spécialement au côté gauche, se sont tous plastifiés comme la figure 4.64 l'indique. Les aciers horizontaux sont pour leur part, peu sollicités, que



ce soit à la base ou sur toute la hauteur des voiles. Cela confirme que le comportement et la rupture de ces voiles se produisent d'une manière ductile (mode de rupture en flexion).

Figure 4.63. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents élancements.



Figure 4.64. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents élancements(MPa).

3.3.2. Effet des aciers d'extrémités

La figure 4.65 indique qu'en faisant augmenter le pourcentage d'aciers au niveau des extrémités, la résistance des voiles augmente en conséquence, d'ailleurs, un gain en terme de charge de 53.15% est noté lorsque l'on augmente la quantité des armatures d'extrémité de 1.80% à 4.50%. Cependant, le comportement global des voiles reste ductile comme l'illustrent les paliers plastiques des courbes de la figure 4.65.

L'atteinte de la limite élastique des trois types d'aciers et l'initiation des fissures de flexion et de cisaillement sont, eux aussi, influencés par la variation de la quantité d'aciers d'extrémités comme la figure 4.66 l'indique. Cependant, pour un taux de ferraillage inférieur ou égal à 2.70%, les aciers horizontaux n'atteignent pas leurs limites élastiques, car la rupture des aciers d'extrémité se fait rapidement par le biais) de la flexion, et cela empêche le transfert des efforts aux autres parties du voile.



Figure 4.65. Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités.



Figure 4.66. Evolution des dommages en fonction des aciers d'extrémités.

Modèle	Initiati fissur flex	ion des res de cion	Initiati fissur cisaill	ion des res de tement	Débi dom plastiq aciers co	ut du aine vue des ncentrés	Débi dom plastique aciers v	ut du aine 2 pour les erticaux	Débi dom plastique aci horizo	ut du aine pour les ers ntaux	Ruptu voi	re des les
	D(mm)	r) F(KN) D(mm) F(KN) 3 45.625 / / /		D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	
AE 1,8%	2,2033	45,625	/	/	13,776	82,853	13,776	82,853	/	/	42,122	76,591
AE 2,7%	2,2012	49,274	/	/	13,780	100,55	13,780	100,55	/	/	49,943	100,35
AE3,6%	2,2033	52,707	13,775	114,63	13,775	114,63	13,775	114,63	49,888	121,98	70,218	122,92
AE4,5%	2,2017	55,766	13,760	149,52	13,760	149,52	19,826	150,71	42,029	162,23	75,023	163,48

 Tableau 4.22. Information sur l'influence du pourcentage d'aciers d'extrémités sur les voiles élancés.

La figure 4.67 explicite que le mode de rupture survenu pour les quatre modèles est celui de la flexion et plastification des armatures d'extrémités ainsi que quelques armatures verticales au niveau de la base. Cependant, les armatures d'extrémités des modèles *VE AE 1.80%*, *VE AE 2.70%* et *VE AE 3.60%* ont subi une plastification totale, tandis que, celles du modèle *VE AE 4.5%* ne se sont pas plastifiées complétement (contraintes de l'ordre de 583MPa), ce qui a permis une meilleure propagation des efforts dans le voile.



Figure 4.67. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentages d'armatures d'extrémités.



Figure 4.68. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers d'extrémités(MPa).

3.3.3. Effet de la charge axiale

La figure 4.69 montre qu'en augmentant le charge axiale, la résistance globale des voiles augmente, et un gain en termes de charge maximale de 35.55% est noté lorsque l'on passe d'un voile sans chargement axiale (VE 0KN) à un voile avec une charge axiale de 1000KN (VE 1000KN). Le déplacement correspondant à ces deux modèles diminue est de 10%, cela signifie qu'en augmentant la charge axiale, les voiles perdent en termes de ductilité et ont tendance à présenter un comportement similaire au voiles de transition (où le comportement est dominé par le couple flexion-cisaillement). D'ailleurs, la courbe du modèle *VE 1000KN* (figure 4.69) se compose d'une branche élastique pour un chargement inférieur à 138KN, d'une branche avec écrouissage (plastique) pour un chargement entre 138KN et 190KN et d'une branche adoucissante (phase de ramollissement) pour un chargement au-delà de 190KN. Cela, laisse penser que si le voile élancé est encastré dans deux planchers rigides, un comportement en cisaillement de ce dernier peut très probablement se manifester.

Modèle	Initiati fissur flex	on des es de ion	Initiati fissur cisaill	ion des es de ement	Débu dom plastiq aci conce	ut du aine ue des ers entrés	Déb dom plastique aciers v	ut du paine e pour les perticaux	Début du plastique aciers ho	domaine pour les rizontaux	Rupture	des voiles
	D(mm)	D(mm) F(KN) D(mm) F(KN) 2 203 49 70 13 77 114 6		F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
0KN	2,203	49,70	13,77	114,6	13,77	114,6	13,775	114,634	49,8889	121,984	70,2189	122,927
250KN	2,200	49,26	13,74	119,3	13,74	119,3	13,741	119,319	48,7718	134,778	82,6416	147,951
500KN	2,1997	49,11	13,70	130,5	13,70	130,5	13,708	130,582	46,5285	158,35	82,2441	169,833
750KN	2,198	49,10	13,69	139,9	13,69	139,9	13,697	139,926	43,9948	164,819	69,2904	183,953
1000KN	2,195	49,06	13,65	138,5	13,65	138,5	13,653	138,537	41,587	182,098	63,2046	190,751

Tableau 4.23. Information sur l'influence de la charge verticale sur les voiles élancés.



Figure 4.69. Courbes force-déplacement des voiles de élancés sous différentes charges axiales.



Figure 4.70. Evolution des dommages en fonction de la charge axiale.

La figure 4.70 met en évidence que l'initiation des fissures de flexion n'est pas affectée par la variation de la charge axiale, où la courbe d'initiation de ces fissures est quasi-horizontale. Cependant, les autres phénomènes sont tous influencés par la variation de cette charge, d'ailleurs, nous pouvons constater que les autres courbes correspondantes à l'évolution de ces phénomènes présentent une certaine pente qui diffère de l'horizontale.

La figure 4.71 et 4.72 montrent que les cinq voiles présentent des ruptures ductiles par flexion qui se caractérisent par un éclatement du béton à l'extrémité gauche, ce qui induit le transfert des efforts aux aciers d'extrémité, qui se plastifiées à leurs tours, ainsi qu'un écrasement du béton au niveau de l'extrémité droite et un flambement des aciers de cette zone-là.





Figure 4.72. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différentes charge axiale(MPa).

3.3.4. Effet de la résistance du béton.

La courbe 4.73 montre que la résistance du béton à la compression a un effet insignifiant sur le comportement des voiles élancés, d'ailleurs, le gain en termes de charge lorsque l'on passe d'un béton de 20MPa à un béton de 50MPa est de 6.82%, et le gain en termes de déplacement est de 0.50%. Aussi, la figure 4.74 montre que l'évolution des différents phénomènes n'est pas vraiment influencée par la variation de la résistance du béton à la compression, d'ailleurs, on constate que les courbes d'évolution de ces paramètres sont quasihorizontales.



Figure 4.73. Courbes force déplacement des voiles élancés sous différentes fc





Modèle	Initiation des fissures de flexion		Initiation des fissures de cisaillement		Début du domaine plastique des aciers concentrés		Début du domaine plastique pour les aciers verticaux		Début du domaine plastique pour les aciers horizontaux		Rupture des voiles	
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
B20	2,2039	41,861	13,770	104,63	13,770	104,63	13,770	104,63	34,192	113,38	83,578	118,34
B30	2,2030	43,202	13,795	109,41	13,795	109,41	13,795	109,41	42,069	115,74	83,736	122,32
B40	2,2021	43,311	13,796	112,06	13,796	112,06	13,796	112,06	57,391	119,01	83,899	124,10
B50	2,202	43,386	13,898	117,52	13,898	117,52	13,898	117,52	57,445	119,92	84,004	127,01

Tableau 4.24. Information sur l'influence de la résistance du béton sur les voiles élancés.



Figure 4.75. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différentes fc.



Figure 4.76. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différentes $f_c(MPa)$.

3.3.5. Effet des aciers horizontaux.

La figure 4.77 montre que les courbes chargements-déplacements sont presque toutes identiques, et l'évolution ou le gain en terme de charge est presque le même pour tous les modèle, à l'exception du modèle *AE AH0%* (modèle sans ferraillage horizontal) qui présent une légère différence par rapport aux autres modèles. Cela, met en évidence que les aciers horizontaux n'ont pas vraiment une influence importante sur la résistance des voiles élancés.

Les courbes de la figure 4.47 montre que l'évolution des phénomènes tel que de l'atteinte de la limite élastique des aciers verticaux, d'extrémités et l'initiation des fissures de cisaillement est quasi constante, tandis que une certaine évolution de la charge ultime, l'initiation des fissures de flexion et l'atteinte de la limite élastique en fonction de la variation du pourcentage d'aciers horizontaux est noté.



Figure 4.77. Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différente pourcentage d'aciers horizontaux.



Figure 4.78. Evolution des dommages en fonction des aciers horizontaux.

Modèle	Initialisation des fissures de flexion		Initialisation des fissures de cisaillement		Début du domaine plastique des aciers concentrés		Début du domaine plastique pour les aciers verticaux		Début du domaine plastique pour les aciers horizontaux		Rupture des voiles	
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AH0%	2,2022	41,154	13,76	112,65	13,766	115,65	13,766	115,65	/	/	42,064	117,18
AH0,25%	2,2018	43,458	13,780	114,50	13,780	114,50	13,780	114,50	34,272	114,98	49,890	122,22
AH0,50%	2,2027	47,389	13,780	115,10	13,780	115,10	13,780	115,10	16,095	119,66	49,891	122,95
AH0,75%	2,2021	53,922	13,771	115,72	13,771	115,72	13,771	115,72	42,096	122,52	57,416	124,35

 Tableau 4.25.
 Information sur l'influence des aciers horizontaux sur les voiles élancés.



Figure 4.79. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentage d'aciers horizontaux.



Figure 4.80. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers horizontaux(MPa).

Ci-dessus, l'on a vu que les aciers horizontaux n'ont pas une influence significative sur la résistance des voiles, cependant, la figure 4.79 montre que ces aciers ont une influence sur les schémas d'endommagements, que ce soit en compression ou en traction, d'ailleurs, nous constatons qu'en augmentant la quantité d'aciers horizontales une meilleure distribution des dommages est notée.

3.3.6. Effet des aciers verticaux.

Les courbes de la figure 4.81 montre que en augmentant le pourcentage d'aciers verticaux, la résistance des voiles augmenter ainsi que leurs comportement qui s'améliorent d'une manière générale. D'ailleurs un gain en termes de charge de 40.87% est noté lorsque l'on

augmente le pourcentage d'acier vertical de 0% à 1.00%.

Les courbes de la figure 4.82 mettent en évidence que l'apparition des différents phénomènes qui se produisent au cours du chargement se fait d'une manière tardive au fur et à mesure d'augmenter le pourcentage des aciers verticaux.



Figure 4.81. Courbes force déplacement des voiles de élancés sous différente d'aciers verticaux.



Figure 4.82. Evolution des dommages en fonction des aciers verticaux.

Modèle	Initialisation des fissures de flexion		Initialisation des fissures de cisaillement		Début du domaine plastique des aciers concentrés		Début du domaine plastique pour les aciers verticaux		Début du domaine plastique pour les aciers horizontaux		Rupture des voiles	
	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)	D(mm)	F(KN)
AV0%	2,2034	47,135	13,613	103,13	13,613	103,13	/	/	/	/	70,352	106,62
AV0,25%	2,2028	51,550	13,772	118,32	13,772	118,32	13,772	118,32	64,216	123,00	64,216	123,00
AV0,50%	2,2019	53,897	13,721	126,55	13,721	126,55	19,825	138,15	49,770	150,17	49,770	150,17
AV0,75%	2,2009	54,392	13,760	142,55	13,760	142,55	19,823	152,37	41,963	162,32	49,669	164,17
AV1%	2,2001	57,949	19,803	162,26	19,803	162,26	19,803	162,26	34,144	179,28	41,863	180,32

 Tableau 4.26.
 Information sur l'influence des aciers verticaux sur les voiles élancés.

Les schémas d'endommagements en traction et compression, de la figure 4.83, montrent qu'en absence d'aciers verticale, la rupture des voiles élancés se fait principalement par éclatement du béton à l'extrémité gauche et un cisaillement au niveau de l'interface voile semelle, comme est présenté dans le modèle AV 0%, et plastification des armatures concentrés dans cette zone-là (Figure 4.84 AV0%). Ce mode de rupture survient car il n'y pas de transmission des efforts de la partie tendue vers les autres parties du voile. Au fur et à mesure d'augmenter la quantité des aciers verticaux, le mode de rupture se caractérise par éclatement du béton dans l'extrémité tendu et écrasement du béton dans l'extrémité comprimé (figure 4.83 AV1.00%), ainsi que la plastification des armatures dans les deux extrémités comme la figure 4.84 l'indique.



Figure 4.83. Schémas d'endommagement ((a) en traction, (b) en compression) des voiles élancés sous différents pourcentage d'aciers verticaux.



Figure 4.84. Contraintes dans les armatures des voiles élancés sous différents pourcentages d'aciers verticaux (MPa).
4. Conclusion

Dans ce chapitre une étude de l'influence des variables de conception des trois types des voiles est conduite en se basant sur l'analyse des données des trois bases de données. Cette analyse a montré que l'influence de certains paramètres n'est pas suffisamment claire si l'on se base seulement sur ces bases de données. Cependant, une investigation de l'influence de ces variables est conduite en utilisant des simulations numériques pour chaque type de voiles ainsi que pour chaque variable. L'investigation numérique est menée avec le code de calcul Abaqus car l'approche adapté dans ce code offre un résultat complet au niveau global et local.

L'analyse globale de ce quatrième chapitre contribue à une meilleure compréhension de l'influence de chaque variable de conception sur la résistance et le comportement des trois types de voile ainsi qu'une classification de ces variables. En ce sens, les critères pouvant être retenus dans l'élaboration des différentes équations de prédiction de la résistance maximale des trois types de voiles en béton armé, doivent être prépondérants.

4.1. Voiles courts

Des six variables étudiés, il en ressort que :

Toutes ces six variables ont une influence que ce soit sur la résistance des voiles, les modes de rupture ou les schémas d'endommagement (qui reflète la fissuration), et le degré de cette influence varie d'une variable à une autre. Les conclusions clés de l'influence de chaque variable sont identifiées ci-dessous :

- l'élancement géométrique est parmi les plus prépondérants des variables avec une charge de rupture maximale de 446.74 KN. Soit une variation de 40.63 % lorsque l'on passe d'un élancement de 1.00 à 0.25. Pour les voiles avec un élancement entre 0.25 et 0.5, la rupture se fait d'une manière très fragile, où, aucun palier de plasticité n'est constaté et cette rupture se caractérise par une fissure diagonale importante. Cependant, les voiles avec un élancement du béton le long des bielles de compression et l'extrémité comprimée.
- La résistance du béton s'est avéré une variable qui affecte la résistance des voiles courts ainsi que l'évolution des dommages. Pour des bétons de 20 MPa, les voiles courts ont tendance à présente un comportement fragile où la rupture se caractérise par écrasement des bielles de compression et sans sollicitation importante des armatures. Cependant pour des bétons entre 30 et 50MPa, le comportement présente un certain palier plus moins long et le comportement global s'améliore avec l'augmentation de la résistance du béton, tandis que les ruptures sont caractérisées par écrasement du béton dans l'extrémité comprimé et les bielles de compression ainsi que une concentration des contraintes au niveau de ces zones.
- Les aciers d'extrémités ou concentrés eux aussi ont une influence sur la réponse globale des voiles courts, cette influence se caractérise par l'amélioration de la résistance maximale avec l'augmentation de la quantité de ces aciers. Cependant, audelà, d'un pourcentage de ces aciers de 4.4%, l'amélioration de la résistance reste insignifiante.
- Le chargement axial s'est révélé aussi une variable importante qui influe le comportement des voiles courts, d'ailleurs, en faisant augmenter cette charge la résistance maximale de ces voiles augmente ainsi que le comportement qui devient de plus en plus rigide. Lorsque le comportement devient rigide le voile à tendance de se rompre d'une manière fragile qui se caractérise par la formation d'une fissure diagonale importante et concentration des contraintes dans les aciers seulement dans cette zone, c'est ce que l'on appelle le cisaillement pur.

- Les aciers verticaux ont aussi une influence sur la réponse des voiles pour des pourcentages de ces aciers qui sont entre 0% et 2.40%, au-delà de 2.40%, même si l'on augmente le pourcentage de ces aciers, la réponse reste inchangée et aucune amélioration ne sera reportée. Cependant, pour un pourcentage d'acier vertical entre 0% et 0.30% les voiles présentent un certain palier considérablement long pour les voiles courts, cela s'explique que ces voiles ont rompu par glissement au niveau de l'interface voile fondation, tandis que pour des pourcentages entre 0.30% et 2.40%, la rupture se caractérise par écrasement du béton à l'extrémité comprimé et au niveau des billes de compression.
- Les aciers horizontaux comme ceux verticaux ont une influence sur la réponse des voiles courts. Pour un pourcentage de ces aciers compris entre 0% et 1.75%, la performance de ces voiles s'améliore proportionnellement à l'augmentation de la quantité de ces armatures. Par contre, si on augmente ce pourcentage au-delà de 1.75%, la réponse des voiles demeure inchangée. Pour les voiles dont le pourcentage est inférieur ou égale à 0.35%, la rupture se fait par cisaillement, se caractérisant seulement par une fissure diagonale importante. Pour des pourcentages situés au-delà de 0.35%, la rupture se fait, cette fois-ci, par écrasement du béton à l'extrémité comprimée suivant les bielles de compression. A travers l'étude, nous avons remarqué que les aciers horizontaux ont un rôle important sur la distribution des fissures, en effet, en augmentant la quantité de ces aciers, on obtient une meilleure répartition dans l'espace des fissures se développant dans l'âme.

4.2. Voiles de transition

Des six variables étudiés, il en ressort que :

Des six variables étudiés, il en ressort que : Toutes ces six variables ont une influence que ce soit sur la résistance des voiles, les modes de rupture ou encore les schémas d'endommagement (qui reflète la fissuration). L'importance de cette influence varie d'une variable à une autre. Les conclusions clés de l'influence de chaque variable sont présentées cidessous :

- La résistance du béton présente une influence similaire à celle des voiles courts en ce qui concerne le comportement mécanique et les caractéristiques des modes de rupture. Pour un béton de 20MPa, la rupture des voiles de transition à tendance à être fragile et la courbe charge-déplacement du comportement mécanique à présenter un palier plastique relativement petit pour ce genre de voile et se finissant par une courbe de ramollissement. Pour des bétons à résistance au-delà de 30MPa, la courbes charge-déplacement présente un palier plastique relativement présente un palier plastique relativement long et aucun ramollissement ne se manifeste.
- Les aciers horizontaux des voiles de transition présentent, eux aussi, une influence similaire à celle des voiles courts en ce qui concerne le comportement mécanique et les caractéristiques des modes de rupture. Ainsi, pour un pourcentage d'aciers situé entre 0% et 0.80%, l'influence est notable, au-delà de ce pourcentage, par contre, la variation du comportement mécanique ou de la performance des voiles de transitons devient quasi constate.
- L'élancement géométrique aussi influence considérablement la résistance des voiles de transition ainsi que leurs comportements mécaniques. D'ailleurs la charge

maximale augmente proportionnellement avec la diminution de l'élancement, produisant une rupture par couple flexion-cisaillement.

- Les voiles de transition sont aussi affectés par la quantité d'armatures d'extrémité, en effet an augmentant le pourcentage d'aciers d'extrémité, la résistance des voiles augmente proportionnellement. Pour un pourcentage d'aciers égal ou supérieur à 5.5%, les voiles de transition ont tendance à présenter un comportement en cisaillement pur du fait de la rigidification des zones d'extrémités (là, la manifestation de la flexion est empêchée). Ainsi, la flexion ne se développant pas convenablement, une rupture par cisaillement est favorisée, menant à un écrasement du béton le long des bielles diagonales et la concentration des contraintes dans les aciers au niveau de ces mêmes zones.
- La charge verticale, elle aussi, influe sur le comportement des voiles de transition, en effet, le gain en termes de charge maximale est proportionnel à l'augmentation de cette charge axiale. Au-delà d'une charge axiale (constante) de 750KN, les voiles de transitons présentent un comportement fragile et une rupture qui se produit seulement par écrasement du béton dans l'extrémité comprimée combiné à un flambement des aciers concentrés dans cette même zone.
- Les aciers verticaux des voiles de transition présentent, eux aussi, une influence similaire à celle des voiles courts en ce qui concerne le comportement mécanique et les caractéristiques des modes de rupture. Ainsi, pour un pourcentage d'aciers situé entre 0% et 2.08%, l'influence est notable, au-delà de ce pourcentage, par contre, la variation du comportement mécanique ou de la performance des voiles de transitons devient quasi constate. En effet, pour un pourcentage d'acier vertical inférieure ou égale 1.25%, la rupture se survient par éclatement du béton dans l'extrémité tendue et plastification des armatures concentrées au niveau de cette zone. Cependant, pour un une quantité d'aciers verticaux supérieure à 1.25%, la rupture se fait par éclatement du béton à l'extrémité tendue et l'écrasement de celui de l'extrémité comprimé ainsi que la concentration des fissures diagonales dans l'âme des voiles. Les contraintes dans les aciers se concentrent dans les zones endommagées.

4.3. Voiles élancés

Des six variables étudiés, il en ressort que :

Des six variables étudiés, il en ressort que : La résistance du béton ainsi que les aciers horizontaux n'ont pas d'influence sur le comportement des voiles élancés. Concernant, les quatre autres variables restantes, nous avons remarqué une influence sur la résistance de ces voiles, avec des modes de rupture survenant via flexion exclusivement.

• L'élancement géométrique influe sur la résistance des voiles élancés. En effet, la diminution de l'élancement a pour conséquence une augmentation « proportionnelle » de la charge maximale. Concernant les modes de rupture observés, ceux-ci, sont tous survenus par flexion, menant à un éclatement du béton dans l'extrémité tendue des voiles, et une fracturation des armatures concentrées dans cette zone (plastification totale des armatures concentrés)

- Les aciers d'extrémités, eux aussi, ont une influence notable sur la résistance des voiles élancés. En faisant d'augmenter la quantité de ces armatures, la résistance ultime augmente proportionnellement, tandis que les modes de ruptures observés sont tous les mêmes que ceux observés dans l'étude de l'influence de la variable d'élancement.
- La charge axiale (constante) influe, elle aussi, sur la résistance maximale des voiles élancés. Augmenter cette charge a pour conséquence une augmentation proportionnelle de la résistance ultime. Pour une charge axiale de 250KN, le mode de rupture observé est identique à celui constaté dans le cas de l'étude des deux variables citées ci-dessus. Par contre, pour une charge axiale égale ou supérieure à 500KN, la rupture à tendance de se faire par éclatement du béton dans l'extrémité tendue avec plastification totale des armatures de cette zone d'une part ; et l'écrasement du béton dans l'extrémité comprimée avec flambement et plastification des armatures de cette zone d'autre part.
- Les aciers verticaux influencent aussi la résistance des voiles élancés, et la charge maximale que ces voiles peuvent supporter augmente proportionnellement avec l'augmentation de la quantité d'armatures verticales. Pour un pourcentage d'acier vertical compris entre 0% et 0.25%, la rupture se fait seulement par éclatement du béton à l'extrémité tendue, avec plastification des armatures concentrées dans cette zone. Pour des pourcentages d'aciers verticaux supérieurs à 0.25%, la rupture à tendance à survenir par éclatement du béton dans l'extrémité tendue, avec plastification totale des armatures de cette zone d'une part ; et l'écrasement du béton dans l'extrémité comprimée avec flambement et plastification des armatures de cette zone d'autre part.

Chapitre 5 Proposition des modèles semiempiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations

Plan du chapitre 5

1. Introduction	. 226
2. Modèle proposé	. 226
3. Méthode de régression	. 227
3.1. Principes de la méthode des moindres carrées non linéaires	. 227
3.2. Résolution de Gauss Newton pour les moindres carrées non linéaires	. 228
3.3. Méthodes de vérification de l'adaptation d'un modèle de régression	. 230
4. Ajustement du modèle de régression non linéaire pour les voiles courts	. 231
4.1. Le résumé des statistiques	. 231
4.2. L'analyse des variances	. 232
4.3. Estimations des paramètres	. 232
4.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des moindres carrées sur le modèle(V_{MC3})	. 234
4.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	. 234
a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov	. 235
4.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	. 236
4.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	. 236
4.4.4. Corrélation entre les variables	. 237
4.5. Validation du modèle (V_{MC3})	. 238
5. Ajustement du modèle pour les voiles de transition	. 238
5.1. Le résumé des statistiques	. 239
5.2. L'analyse des variances	. 239
5.3. Estimations des paramètres	. 239
5.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des MC sur le modèle (V_{MT3})	. 240
5.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	. 240
2-a) Test de Kolmogorov-Smirnov	. 241
5.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	. 242
5.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	. 242
5.4.4. Corrélation entre les variables	. 243
5.5. Validation du modèle (V_{MT3})	. 243

6. Ajustement du modèle pour les voiles élancés	43
6.1. Le résumé des statistiques	44
6.2. L'analyse des variances	44
6.3. Estimations des paramètres	44
6.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des MC sur le modèle(V_{ME3})	45
6.4.1. La normalité des valeurs résiduelles	45
a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov24	47
6.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres	47
6.4.3. Repérage des valeurs aberrantes	48
6.4.4. Corrélation entre les variables	48
6.5. Validation du modèle (V_{ME3})	48
7. Validation et évaluation des modèles proposés	49
7.1 Modèles des Voiles courts	49
7.2. Modèles des voiles de transition	55
7.3. Voiles élancés	50
8. Optimisation des équations des modèles du troisième chapitre et comparaison avec les modèles proposés	66
8.1. Voiles courts	56
8.2 Voiles de transition	57
8.3 Voiles élancés	58
9. Conclusions	59
9.1. Voiles courts	59
9.2. Voiles de transition	59
9.3. Voiles élancés	70

1. Introduction

Tous les modèles évalués dans ce travail montrent que l'estimation de la résistance ultime des voiles, cités dans la base de données, n'est pas tout à fait satisfaisante. Ceci est dû aux fondements de ces modèles de prédiction de cette résistance (développés au chapitre 2) qui sont différents les uns des autres. Toutes les variables, qui influent la résistance ultime des voiles en béton armé, doivent être incorporées dans le modèle analytique de prédiction comme mentionné au chapitre 4.

Ces variables sont :

- Le pourcentage des aciers verticaux.
- Le pourcentage des aciers horizontaux.
- Le pourcentage des aciers concentrés dans les zones d'extrémités.
- La résistance du béton à la compression.
- Le chargement axial.
- L'élancement géométrique.
- L'épaisseur de l'âme.

2. Modèle proposé

Pour avoir un modèle analytique de la résistance ultime des voiles, un inventaire des forces agissantes sur un voile doit être établi (Wallace 2011, Christiangreife 2005). Les forces externes et internes sont illustrées dans la figure 5.1, qui représente le diagramme d'un corps libre (Christian greife 2005). Le chargement horizontal (FH) et le chargement vertical (FV) sont les seules forces extérieures. Les forces intérieures sont définies par celles de:

- la résistance du béton à la compression, représentée par la composante verticale (F_{BV}) et horizontale (F_{BH}) du fait que l'on assume que les efforts sont conduits par des bielles diagonales dans le béton.
- la résistance des aciers verticaux (F_{AV}).
- la résistance des aciers horizontaux (F_{AH}).
- la résistance des aciers dans les zones d'extrémités(F_{AE})

On se basant sur le calcul élémentaire de la résistance des matériaux, une relation est établie entre les forces externes et internes, comme le montrent les équations (5.1) et (5.2) et l'étude de Christiangreife (2005).

$$\sum M_{o} = F_{H}h - F_{AH}y_{2} - F_{AV}x_{2} - F_{V}L/2 - F_{BH}y_{1} + F_{BV}x_{1} - F_{AE}x_{3} = 0$$

$$F_{H} = (F_{AH}y_{2} + F_{AV}x_{2} + F_{V}L/2 + F_{BH}y_{1} - F_{BV}x_{1} + F_{AE}x_{3})h^{-1}$$
(5.2)

La division de l'équation (5.2) par la section transversale du voile, permet d'avoir la contrainte ultime :

$$\frac{F_{H}}{A} = \frac{(F_{AH}y_{2} + F_{AV}x_{2} + F_{V}L/2 + F_{BH}y_{1} - F_{BV}x_{1} + F_{AE}x_{3})}{A}h^{-1}$$
(5.3)

L'équation (5.3) donne la contrainte ultime des voiles (diagramme du corps libre) en fonction de toutes les variables qui contribuent à la résistance ultime (voir chapitre 4), à l'exception de l'élancement géométrique. Afin d'introduire cette variable, une forme simplifiée de l'équation 5.3 est donnée comme suit :



Figure 5.1.Diagramme du corps libre

L'équation (5.4) donne la contrainte ultime, où :

- les contraintes associées aux contributions des armatures horizontales, verticales et de zones d'extrémités (σ_{AH} , σ_{AV} , σ_{AE}) sont calculées par la multiplication du pourcentage d'acier et la limite d'élasticité de chaque type d'acier (horizontal, vertical et d'extrémités).
- la contrainte associée à la contribution du béton est donnée par la résistance de béton à la compression.
- L'élancement géométrique est utilisé dans l'équation (5.4) ou lieu de la hauteur de voile, comme est indiqué à l'équation (5.4), afin de tenir compte explicitement de l'influence de l'élancement sur la prédiction de la résistance ultime.
- α_1 à α_7 représentent des coefficients affectant les différentes forces et l'élancement géométrique.

L'équation (5.4) devra donner la contrainte ultime des voiles en béton armé. La force ultime sera déduite en multipliant cette dernière par la section transversale du voile. Cependant, les paramètres $\alpha 1$ à $\alpha 7$ étant inconnues, la méthode de régression des moindres carrées non linéaire sera utilisée pour leur détermination.

3. Méthode de régression

La procédure de la régression non linéaire ajuste, une fonction reliant une unique variable à expliquer Y à une ou plusieurs variables explicatives X. La méthode utilisée pour estimer le modèle proposé est les moindres carrés non linéaires. Cette méthode est très utilisée dans les sciences expérimentales et plus particulièrement dans les problèmes d'estimation et d'identification. Comme son nom l'indique, elle consiste à minimiser la norme quadratique (norme euclidienne) d'une fonction appelée fonction d'erreur (Delignette-Muller).

3.1. Principes de la méthode des moindres carrées non linéaires

La régression non linéaire permet de déterminer les valeurs optimales ou les plus satisfaisantes des coefficients (α 1 à α 7) de l'équation (5.4), qui donneront la meilleure

estimation de la résistance ultime. Le problème à résoudre dans ce cas peut s'énoncer de la manière suivante :

La figure 5.1 laisse penser que la contrainte ultime d'un voile est sous la forme de l'équation suivante (5.5).

$$(C_{u})_{i} = \left[(\alpha_{1}(\sigma_{AH}))_{i} + (\alpha_{2}(\sigma_{AV}))_{i} + (\alpha_{3}(\sigma_{AE}))_{i} + (\alpha_{4i}(f)_{c}^{\alpha 5})_{i} + (\alpha_{6i}\left(\frac{F_{V}}{A}\right))_{i} \right] (h/l)_{i}^{\alpha 7i}$$
(5.5)

Le calibrage de cette équation correspond à trouver au mieux les inconnues (α_1 à α_7), qui caractérisent le jeu de variables (σ_{AH} , σ_{AV} , σ_{AE} , f_c , F_V) à partir de l'ensemble de mesures expérimentales recueillies dans la base de données du chapitre 1 et de l'annexe A ($C_{u exp}$)_i (i = 1,2,..., N-1) en minimisant l'erreur quadratique moyenne :

$$\varepsilon = \sum_{i=1} \left[\left(C_{u \exp} \right)_i - \left(C_u \right)_i \right]^2$$
(5.6)

On définit alors le problème des moindres carrés non linéaires similaire à celui de minimisation ci-dessous :

$$\alpha_{opt} = (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7) = \underset{\alpha_1, \alpha_1, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5, \alpha_6, \alpha_7}{\arg\min \varepsilon^T \varepsilon} = \sum_{i=1}^{N} \left[\left(C_{uexp} \right)_i - \left(C_u \right)_i \right]^2$$

$$= \sum_{i=0}^{N-1} \left[\left(C_{uexp} \right)_i - \left((\alpha_1 \sigma_{AH})_i + (\alpha_2 \sigma_{AV})_i + (\alpha_3 \sigma_{AE})_i + (\alpha_4 f_c^{\alpha 5})_i + (\alpha_6 \frac{F_V}{A})_i \right) (h/l)_i^{\alpha 7 i} \right]^2$$

$$(5.8)$$

3.2. Résolution de Gauss Newton pour les moindres carrées non linéaires

La résolution de l'équation (5.8) peut se faire par la méthode de Gauss-Newton. Cette méthode est fondée sur une approximation linéaire locale du système non linéaire. Le nom de Gauss-Newton vient du fait que l'on utilise le principe de Gauss pour la résolution des systèmes linéaires et que le problème coïncide avec la méthode de Newton de résolution des systèmes non linéaires (Mammar 1999), pour n = N, (autant d'équations que d'inconnues) (Asch 2010).Une brève description de la résolution de l'équation (5.8) est illustré ci-dessous. Posant

$$\phi(\alpha) = \sum_{i=0}^{N-1} \left[\left(C_{u\exp} \right)_i - \left((\alpha_1 \sigma_{AH})_i + (\alpha_2 \sigma_{AV})_i + (\alpha_3 \sigma_{AE})_i + (\alpha_4 f_c^{\alpha 5})_i + (\alpha_6 \frac{F_V}{A})_i \right) (h/l)_i^{\alpha 7i} \right]^2 \quad (5.9)$$

Comme dans le cas des moindres carrés linéaires, la condition nécessaire du minimum est l'annulation des dérivées partielles de l'erreur, c'est-à-dire :

$$\frac{\partial \phi(\alpha)}{\partial \alpha_j} = 2 \sum_{i=0}^{N-1} \left[\left(C_{uexp} \right)_i - \left((\alpha_1 \sigma_{AH})_i + (\alpha_2 \sigma_{AV})_i + (\alpha_3 \sigma_{AE})_i + (\alpha_4 f_c^{a5})_i + (\alpha_6 \frac{F_V}{A})_i \right) (h/l)_i^{\alpha_{7i}} \right] \left(\frac{C_u}{\partial \alpha_j} \right) = 0 \quad (5.10)$$

Avec j variant de 1 à 7.

L'équation (5.10) peut s'écrire sous forme matricielle en introduisant le gradient de $\phi(\alpha)$ que l'on notera $\nabla \phi$, et la jacobéenne de $(C_u)_i$ que l'on notera ψC_u

Proposition des modèles semi-empiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations

(5.13)

$$\nabla \phi = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi(\alpha)}{\partial \alpha_1} \\ \vdots \\ \frac{\partial \phi(\alpha)}{\partial \alpha_2} \end{bmatrix} \quad (5.11) \qquad \qquad \psi C_u = \begin{bmatrix} \frac{\partial (C_u)_1}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial (C_u)_1}{\partial \alpha_7} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial (C_u)_{N-1}}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial (C_u)_{N-1}}{\partial \alpha_7} \end{bmatrix} \quad (5.12)$$

L'équation (5.10) s'écrit alors sous la forme : $\nabla \phi(\alpha) = 2.\psi_{Cu}^T(\alpha).\varepsilon(\alpha)$

On aboutit donc à la résolution d'un système d'équations qui n'est plus linéaire mais nonlinéaire. Cette résolution étant difficile, on procède à la linéarisation du système. Supposons pour cela qu'une solution initiale approximative $\alpha^{(0)}$ du problème soit connue :

$$\boldsymbol{\alpha}^{(0)} = \left[\alpha_1^{(0)}, \alpha_2^{(0)}, \alpha_3^{(0)}, \alpha_4^{(0)}, \alpha_5^{(0)}, \alpha_6^{(0)}, \alpha_7^{(0)} \right]^T$$
(5.14)

Considérons alors le point
$$\alpha^{(1)}$$
 au voisinage de $\alpha^{(0)}$ défini par :
 $\alpha^{(1)} = \alpha^{(0)} + \delta \alpha^{(0)} = \left[\alpha_1^{(0)} + \delta \alpha_1^{(0)}, \alpha_2^{(0)} + \delta \alpha_2^{(0)}, \dots, \alpha_7^{(0)} + \delta \alpha_7^{(0)} \right]^T$
(5.15)

Le développement en série de Taylor de $(C_u)_i$ au premier ordre permet d'écrire :

$$\left(C_{u}\right)_{i}(\alpha^{(1)}) \approx \left(C_{u}\right)_{i}(\alpha^{(0)}) + \sum_{j=1}^{7} \frac{\partial(C_{u})(\alpha^{(0)})}{\partial\alpha_{j}} \xi_{j}^{(0)}$$

$$(5.16)$$

On peut donc écrire aussi que :

$$\phi(\alpha) \approx \left[\left(C_{u \exp} \right)_{i} - \left(C_{u} \right)_{i} (\alpha^{(0)}) + \sum_{j=1}^{7} \frac{\partial(C_{u})(\alpha^{(0)})}{\partial \alpha_{j}} \xi_{j}^{(0)} \right]^{2}$$
(5.17)

On constate qu'on obtient alors un problème des moindres carrés linéaires, et si on pose :

$$Z^{(0)} = \psi_{C_u}(\alpha^{(0)}) = \begin{bmatrix} \frac{\partial (C_u)_1(\alpha^{(0)})}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial (C_u)_1(\alpha^{(0)})}{\partial \alpha_7} \\ \vdots & \vdots \\ \frac{\partial (C_u)_{N-1}(\alpha^{(0)})}{\partial \alpha_1} & \dots & \frac{\partial (C_u)_{N-1}(\alpha^{(0)})}{\partial \alpha_7} \end{bmatrix}$$
(5.18)

$$d^{(0)} = \begin{bmatrix} (C_u)_0(\alpha^{(0)}) - (C_{uexp})_0 \\ \vdots \\ (C_u)_{N-1}(\alpha^{(0)}) - (C_{uexp})_{N-1} \end{bmatrix}$$
(5.19)

L'élément de correction est donc donné par $\delta \alpha^{(0)} = \left(Z^{(0)T} Z^{(0)} \right)^{-1} \left(Z^{(0)T} d^{(0)} \right)$ (5.20)

On réitère alors le processus avec le nouveau point $\alpha^{(1)} = \alpha^{(0)} + \delta \alpha^{(0)}$

(5.21)

Comme toute méthode de Newton, la convergence de la suite $\alpha^{(k)}$ vers la solution n'est pas assurée. Elle dépend fortement du point initial choisi. Il faut surveiller la décroissance du critère, c'est à dire être assuré que :

 $\phi(\alpha^{(k)}) < \phi(\alpha^{(k-1)})$

(5.22)

3.3. Méthodes de vérification de l'adaptation d'un modèle de régression

Après avoir estimé les paramètres de régression, il nous reste à vérifier si le modèle global est bien adapté. Pour cela, il faut utiliser certaines méthodes permettant d'évaluer si un modèle est bien approprié (Statistica 10, Statgraphics, Minitab17). Parmi ces méthodes de vérification, on peut citer :

a) L'examen des graphiques des valeurs résiduelles, où ces graphiques nous permettent de déterminer si les hypothèses des moindres carrés sont satisfaites. Si tel est le cas, la régression sur les moindres carrés engendre des estimations de coefficient sans biais avec la variance minimale. Les graphiques des valeurs résiduelles qui peuvent être établies après une étude de régression sont:

- Histogramme des valeurs résiduelles : Il met en évidence les caractéristiques générales des valeurs résiduelles, notamment les valeurs typiques, la dispersion et la forme. La présence d'une longue extrémité sur un seul côté peut être le signe d'une distribution asymétrique. Si une ou deux barres sont éloignées des autres, ces points peuvent être des valeurs aberrantes.
- Droite d'Henry des valeurs résiduelles : Les points de ce graphique devraient généralement former une droite si les valeurs résiduelles suivent une loi normale. Si les points du graphique s'écartent de la droite, l'hypothèse de normalité peut être incorrecte.
- Valeurs résiduelles et valeurs ajustées : Ce graphique devrait représenter une répartition aléatoire des valeurs résiduelles des deux côtés de 0. Si un point est éloigné de la majorité des points, il peut s'agir d'une valeur aberrante. Le graphique des valeurs résiduelles ne devrait présenter aucune répartition reconnaissable. Par exemple, si la dispersion des valeurs résiduelles tend à augmenter lorsque les valeurs ajustées s'accroissent, cette situation peut contredire l'hypothèse d'une variance constante.
- Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des données : Ce graphique, qui présente toutes les valeurs résiduelles dans l'ordre de collection des données, peut servir à trouver une erreur non aléatoire, en particulier pour les effets qui sont fonction d'une source de temps. Ce graphique nous permet de vérifier l'hypothèse que les valeurs résiduelles sont non corrélées les unes aux autres.

Les statistiques de diagnostic tels que :

• Le test ou la statistique de Durbin-Watson sert à tester la présence d'une autocorrélation dans les valeurs résiduelles d'une régression, en déterminant si la corrélation entre deux termes d'erreur adjacents est égale à zéro.

- Le test de Kolmogorov-Smirnov et Shapiro-Wil permettent de vérifier si une série de données présente les caractéristiques d'une loi normale, ou ce que l'on appelle généralement le test de normalité.
- test de colinéarité des prédicteurs permet de vérifier si certains prédicteurs sont corrélés avec d'autres.

4. Ajustement du modèle de régression non linéaire pour les voiles courts

Trois modèles sont élaborés à partir de l'équation (5.4) en utilisant la base de données des voiles courts de l'annexe A. Dans le second modèle (V_{MC2}) , le coefficient α_5 est considéré égal à 0.5, car d'après les modèles étudiés dans le deuxième chapitre, la contribution du béton pour résister est généralement une fonction de la racine carrée de f_c , dont cette dernière est liée à la résistance du béton à la traction. Dans le premier modèle (V_{MC1}) , le coefficient α_5 est pris égal à 1, afin d'évaluer la contribution et la différence entre l'utilisation de f_c et \sqrt{fc} . Pour le troisième modèle (V_{MC3}) , le coefficient α_5 est déterminé par la régression non linéaire.

Comme mentionné précédemment, pour trouver la force de résistance ultime, il suffit de multiplier l'équation (5.4) par la section transversale du voile (A). D'où on :

$$V_{MC1} = C_{u1} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.23)
$$V_{MC2} = C_{u2} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{0.5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$

$$V_{MC3} = C_{u3} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{\alpha 5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.25)

Cependant, l'estimation des paramètres α pour les trois modèles sera faite sur les équations de contrainte ultime. A cet effet, le logiciel commercial STATISTICA est utilisé. Les résultats primaires du logiciel, permettant de comparer entre les trois modèles, sont :

4.1. Le résumé des statistiques

Le tableau 5.1 présente des statistiques résumées des modèles des voiles courts ajustés, dont :

R-carré : représente le pourcentage de la variabilité de C_{exp} qui est expliquée par les modèles de régression ajusté.

R-carré ajusté : tient compte du nombre de coefficients dans le modèle. Cette valeur est fréquemment utilisée pour comparer des modèles ayant des nombres différents de coefficients.

Estimation de l'écart-type du résidu : donne l'écart-type estimé des résidus (les écarts au modèle).

Erreur absolue moyenne : donne la moyenne des valeurs absolues des résidus.

Test de Durbin-Watson : présente une mesure de la corrélation sérielle des résidus. Si les

résidus varient de façon aléatoire, cette valeur doit être proche de 2. Une petite valeur de la statistique indique une forme non aléatoire des résidus.

Autocorrélation résiduelle d'ordre 1 : présente la corrélation estimée entre résidus consécutifs, sur une échelle de -1 à 1. Des valeurs éloignées de 0 indiquent qu'une partie importante de la structure des données n'est pas prise en compte par le modèle.

	Modèle V _{MC3}	Modèle V _{MC2}	Modèle V _{MC1}	
R- Carré	85,75	84,95	79,87	
R- Carré ajusté	84,81	84,13	78,78	
Erreur-type d'estimation	0,42	0,43	0,50	
Erreur Absolue moyenne	0,342	0,35	0,38	
Statistique de Durbin	1,66	1,65	1,49	
Watson				
Autocorrélation résiduelle	0,15	0,16	0,24	

 Tableau 5.1.
 Statistiques des trois modèles ajustés des voiles courts

Du tableau 5.1, on constate, que les coefficients de détermination ajustés (R-carré ajusté) sont de l'ordre de 84.81, de 84.13 et de 78.78 pour le modèle V_{MC3} , V_{MC2} et V_{MC1} , respectivement. L'erreur moyenne absolue et l'autocorrélation résiduelle se rapprochent de zéro dans le modèle V_{MC3} , que dans les deux autres-modèles V_{MC2} et V_{MC1} . La statistique de Durbin Watson se rapproche plus de la valeur de 2 dans le modèle V_{MC3} (1.66) que dans les deux autres-modèles V_{MC2} (1.65) et V_{MC1} (1.49).

Ces trois dernières analyses nous permettent de juger dans un premier temps que le modèle V_{MC3} reproduit une meilleure qualité de la régression non linéaire par rapport aux deux autres modèles. Cependant, les résultats statistiques globaux du modèle V_{MC2} sont similaires aux résultats du modèle V_{MC3} .

4.2. L'analyse des variances

Le tableau 5.2 fournit la synthèse des résultats de l'analyse de la variance des trois modèles étudiés, les sommes des carrées dues à : chaque modèle (SCM), aux résidus de chaque modèle (SCR) et totale (SCT), ainsi que la statistique et la probabilité critique du test des modèles Cu= $\alpha 0+\epsilon i$ contre les modèles complets d'écrit par (5.23 à 5.25). En termes de paramètres, cela revient à effectuer le test des hypothèses : H₀ = { $\alpha_1 = \alpha_2 = ... = \alpha_7 = 0$ } contre H₁ = { $\exists i/\alpha i \neq 0$ } (MAT7381 2012).

La probabilité critique (*p Value*) des trois modèles est de l'ordre de 0, donc, on conclut que le test est significatif, on rejette l'hypothèse H0. Ce résultat montre qu'au moins une des variables contribue à expliquer la résistance ultime des voiles courts dans les trois modèles. Ces résultats sont globalement significatifs pour les trois modèles.

		Modèle V _{MC1}					Modèle V _{MC2}				Modèle V _{MC3}				
_	SDC	Dl	МС	F val	P Val	SDC	Dl	МС	F val	P val	SDC	DI	MC	F val	P val
Modèle	888,9	6	148,15	584,42	0	894,8	6	149,13	786,88	0	895,7	7	127,95	704,9	0
Résidu	23,3	92	0,25			17,43	92	0,189			16,51	91	0,181		
Total	912,2	98				912,22	98				912,2	98			
Total (Corr)	115,9	97				116	97				116,3	97			

SDC: somme des carrés, Dl: degrès de libertés, MC: Moindres carrés, F val: Valeur f, P val : P Valeu **Tableau 5.2.** Analyse de la variance pour les trois modèles des voiles courts

4.3. Estimations des paramètres

Les valeurs estimées des paramètres, les erreurs types, la *p Value* ainsi que des intervalles de confiance approximés sont données dans les tableaux : 5.3, 5. 4 et 5.5 pour le modèle V_{MCI} ,

Paramètres	Estimation	Erreur	valeur p	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,0601518	0,0342517	0,082387	-0,007875	0,1281786
α_2	0,2027344	0,0231942	1,02E-13	0,1566687	0,2488
α ₃	0,0480806	0,0041874	0,00E+00	0,0397642	0,0563971
α_4	0,0397974	0,0045185	7,37E-14	0,0308231	0,0487716
α ₆	0,0838523	0,0135144	1,55E-08	0,0570116	0,1106931
α_7	-0,250989	0,0735614	0,0009601	-0,397088	-0,104889

 V_{MC2} et V_{MC3} , respectivement.

Tableau 5.3. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MCI}

Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
0,0435263	0,0304733	0,1565789	-0,016996	0,1040489
0,2131336	0,018951	0,00E+00	1,75E-01	0,2507719
0,0427454	0,0038895	0,00E+00	3,50E-02	0,0504702
0,2477146	0,0223061	0	0,2034127	0,2920165
0,0831552	0,0119944	5,57E-10	5,93E-02	0,1069772
-0,157301	0,0648632	0,017256	-0,286125	-0,028477
	Estimation 0,0435263 0,2131336 0,0427454 0,2477146 0,0831552 -0,157301	EstimationErreur0,04352630,03047330,21313360,0189510,04274540,00388950,24771460,02230610,08315520,0119944-0,1573010,0648632	EstimationErreurP Value0,04352630,03047330,15657890,21313360,0189510,00E+000,04274540,00388950,00E+000,24771460,022306100,08315520,01199445,57E-10-0,1573010,06486320,017256	EstimationErreurP ValueLimite inf Conf0,04352630,03047330,1565789-0,0169960,21313360,0189510,00E+001,75E-010,04274540,00388950,00E+003,50E-020,24771460,022306100,20341270,08315520,01199445,57E-105,93E-02-0,1573010,06486320,017256-0,286125

Tableau 5.4. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MC2}

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,038184	0,029847	0,204036	-0,021104	0,097472
α_2	0,232758	0,020079	0	0,192873	0,272643
α ₃	0,041752	0,00384	0	0,034124	0,04938
α_4	0,648504	0,281106	0,023326	0,090121	1,206886
α_5	0,201581	0,136634	0,0343573	0,006985	0,472988
α_6	0,084497	0,011762	0	0,061133	0,107861
α ₇	-0,150042	0,063004	0,019327	-0,275191	-0,024893
T 11	<i></i>	1		1 1\1	17

Tableau 5.5. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MC3}

Dans les trois tableaux 5.3, 5.4 et 5.5 on constate que le paramètre α 1 associé à la variable de la contrainte dans les aciers horizontaux n'est pas significatif, ou la *p valeur* dépasse le seuil spécifié, qui est de 0.05, (Si la *p Value* est inférieure à la valeur du seuil préalablement défini, que l'on prend traditionnellement 5 % mais sans justification théorique (IRIS 2008), on dit que le test est statistiquement non significatif), ceci veut dire que cette variable de la contrainte des aciers horizontaux peut être éliminée des modèles, mais à condition de vérifier, s'il n'y a pas une éventuelle colinéarité entre les paramètres du modèle (cela sera étudié dans la suite de ce chapitre).

Les valeurs estimées pour les deux modèles V_{MC2} et V_{MC3} sont similaires pour tous les paramètres sauf α_4 , où une valeur de 0.247 et 0.6485 sont estimées pour le modèle V_{MC2} et V_{MC3} , respectivement. Cette similitude constatée entre ces deux modèles reflète les résultats statistiques constatés dans le tableau 5.1

D'après les résultats des résumés statistiques de l'analyse de la variance et de l'estimation des paramètres, on peut conclure que le modèle V_{MC3} reflète le meilleur ajustement des données, ce qui le défini comme le modèle le plus performant parmi les trois étudiés. A ce

stade il est donc pris comme le modèle adopté. Cependant, ce modèle ne signifie pas qu'il est bien adapté ou approprié pour estimer la contrainte ou la résistance ultime des voiles courts, il faut procéder à l'examen des hypothèses faites sur les moindres carrés, comme déjà expliqué dans le sous chapitre (3.3).

4.4. Vérification des hypothèses de la méthode des moindres carrées sur le modèle(V_{MC3})

4.4.1. La normalité des valeurs résiduelles

Pour pouvoir évaluer, si les valeurs résiduelles ont une distribution normale, il faut examiner :

a-1) Les graphiques des valeurs résiduelles

La figure 5.2 présente la droite d'Henry qui confronte les résidus empiriques du modèle aux résidus théoriques de la loi normale. La normalité est facilement contestable dans la majorité des points où ils s'alignent approximativement le long de la ligne droite en rouge, à l'exception de quelques points au niveau des deux extrémités, qui peuvent être des valeurs aberrantes.

La figure 5.3 présente l'histogramme des résidus qui montre une légère asymétrie de répartition. La courbe superposée représente la densité de la loi normale qui est en cloche,

ainsi que, on constate, que l'histogramme ne montre aucune valeur aberrante.



Figure 5.2. Droite d'Henry pour les voiles courts



Figure 5.3. Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles courts

Le test de Shapiro-Wilk vérifie si un échantillon suit une loi normale ou non (hypothèse nulle : suit une loi normale, donc si p-value < 0.05 ou 0.01, l'échantillon ne suit pas une loi normale). Dans le cas du modèle V_{CM3}, on note que le test de Shapiro-Wilk offre une *p valeur* de 0.2030 (comme indiqué à la figure 5.3), cela confirme que les valeurs résiduelles sont issues d'une loi normale.

La figure 5.4 présente le diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées. Ce graphique présente une répartition aléatoire des valeurs résiduelles des deux côtés de 0, et aucune répartition reconnaissable des nuages de points n'est constatée.



Figure 5.4. Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées des voiles courts

D'après les trois figures et les analyses ci-dessus, on peut annoncer que les valeurs résiduelles suivent une loi normale et aucune anormalité n'est constatée. Cependant, pour conclure sur la normalité finale, on doit procéder à une vérification à l'aide du test statistique de Kolmogorov-Smirnov.

a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov

Ce test est utilisé pour vérifier si la distribution des valeurs résiduelles suive une

Chapitre 5

distribution normale.

Le logiciel STATISTICA donne, une valeur observée de D_{obs} de 0.08632 du test de Kolmogorov-Smirnov, et pour savoir si cette valeur de D_{obs} permet de dire que les valeurs résiduelles suivent une loi normale ou non, il faut la comparer à la valeur de D donnée par l'équation de Kolmogorov-Smirnov pour une p Value de 0.05(Borcard).

$$D = \frac{0.895}{S}$$
 avec $S = \sqrt{n} - 0.01 + \frac{0.85}{\sqrt{n}}$ où *n* représente le nombre des valeurs étudiées.

On trouve une valeur de *D* égale à 0.0911. D_{obs} est inférieure à la valeur de *D* ($D_{obs} < D$) ce qui signifie d'après le test de Kolmogorov-Smirnov que la distribution des valeurs résiduelles n'est pas différente de la normale.

A présent et d'après l'examen de la droite d'henry, de l'histogramme des valeurs résiduelles, du diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées et du test de Kolmogorov-Smirnov, on peut conclure que les valeurs résiduelles suivent bien une loi normale. Donc l'hypothèse de normalité faite sur le modèle d'ajustement est satisfaite.

4.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres

La figure 5.5 présente le graphe des valeurs résiduelles en fonction de l'ordre. Ce graphe est utilisé pour évaluer si les valeurs résiduelles sont indépendantes les unes des autres. Ce graphique présente toutes les valeurs résiduelles dans l'ordre où les données ont été collectées. On constate qu'il n'y a aucun regroupement de valeurs résiduelles de même signe ou de rapides changements du signe de valeurs résiduelles. Cela nous permet de conclure que les valeurs résiduelles sont indépendantes les unes d'autres et que leur distribution est faite d'une façon aléatoire.



Figure 5.5. Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des voiles courts

4.4.3. Repérage des valeurs aberrantes

Comme souligné avant dans le diagramme valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées, ils existent certains points qui peuvent être des valeurs aberrantes, pour cela un état des valeurs qui peuvent être aberrantes est examiné à l'aide du tableau des points influents suivants, issu de l'ajustement faite sur le logiciel Statgraphics.

Le tableau 5.6 présente les points influents listant toutes les observations qui ont des

leviers supérieurs à 3 fois celui d'un point de donnée moyen ou qui ont des valeurs particulièrement élevées du DFITS ou de la distance de Cook. Le levier est une statistique qui mesure l'influence de chaque observation dans la détermination des coefficients du modèle estimé. Le DFITS est une statistique qui mesure la variation des coefficients estimés si chaque observation était retirée du jeu de données. La distance de Cook mesure la distance entre les coefficients estimés avec et sans chaque observation. Dans ce cas, un point moyen a un levier égal à 0,06122. Il y a 3 points qui ont un levier supérieur à 3 fois le levier moyen, mais aucun levier n'est supérieur à 5 fois le levier moyen. Cinq (5) points ont des DFITS particulièrement grands. Mais, il n'y a pas de point avec une valeur particulièrement grande de la distance de Cook.

Ligne	Levier	DFITS	Distance
3	0,180447	-0,579039	0,0555653
4	0,185195	0,319953	0,0171642
6	0,136086	0,552233	0,050315
33	0,12258	-0,902809	0,129062
36	0,170015	1,04857	0,174946
41	0,236121	-0,164968	0,0045812
44	0,223742	0,219761	0,0081227
52	0,0378324	-0,518449	0,042126

 Tableau 5.6.
 Table des points influents des voiles courts

Donc, ont peut conclure que parmi les données d'adjustement aucune valeur ne peut étre considérée comme aberrante.

4.4.4. Corrélation entre les variables

Le tableau 5.7 présente une matrice des coefficients de corrélation estimés pour chaque paire de variables utilisée dans l'analyse. Un coefficient de corrélation r est un nombre, compris entre -1 et +1, qui mesure la force de la relation entre deux variables. Plus la corrélation est proche de -1 ou de +1, plus la relation est forte.

Dans ce cas comme montré au tableau 5.7, il existe seulement une forte corrélation entre les paramètres α_4 et α_5 qui est de l'ordre de -0.98 (le signe moins dans ce cas explique que lorsque le paramètre α_4 diminue α_5 augmente), tandis que les autres paramètres sont considérés comme indépendants les uns des autres. Cependant, la forte corrélation entre les paramètres α_4 et α_5 , ne peut rien signifier dans ce cas, car il s'agit de deux coefficients affectant une seule variable à savoir la résistance du béton à la compression. Ceci dit, il n'existe pas de variables corrélées entres elles dans le modèle proposé.

Donc l'hypothèse faite sur l'indépendance des variables est satisfaite dans l'ajustement de notre modèle.

	α_1	α_2	α ₃	α_4	α ₅	α ₆	α ₇
α_1	1,000000	-0,007327	-0,219947	-0,405267	0,333072	0,135767	-0,405692
α_2	-0,007327	1,000000	-0,441621	0,416969	-0,484424	-0,102409	-0,229120
α3	-0,219947	-0,441621	1,000000	-0,063231	0,012184	-0,093318	0,306826
α_4	-0,405267	0,416969	-0,063231	1,000000	-0,983455	-0,017130	0,298375
α_5	0,333072	-0,484424	0,012184	-0,983455	1,000000	-0,006053	-0,203660

α_6	0,135767	-0,102409	-0,093318	-0,017130	-0,006053	1,000000	-0,117241
α7	-0,405692	-0,229120	0,306826	0,298375	-0,203660	-0,117241	1,000000

 Tableau 5.7.
 Matrice de corrélation des paramètres des voiles courts

4.5. Validation du modèle (V_{MC3})

Une vérification des hypothèses faites sur la méthode de régression à base des moindres carrés non linaires a été conduite dans le sous-chapitre 5.4.4. Il en découle que : les valeurs résiduelles ne sont pas corrélées les unes aux autres et suivent aussi une loi normale, aucune valeur aberrante n'est identifiée et les variables du modèle sont indépendantes les unes des autres. Ces vérifications permettent de conclure que le modèle ajusté remplit les hypothèses de la méthode de régression, d'où la validation de ce modèle.

Cependant, on a constaté dans le sous-chapitre (5.4.3) que la valeur estimée du paramètre α_1 associé à la variable de la contrainte des aciers horizontaux n'est pas significative et elle est totalement indépendante des autres variables, comme indiqué dans la matrice de corrélation. De plus (voir quatrième chapitre), on a constaté que les aciers horizontaux n'ont pas une influence considérable sur les voiles courts, spécialement après un certain taux de ferraillage. Cela nous donne la possibilité de simplifier le modèle V_{MC3} en éliminant la variable des aciers horizontaux. Cependant, on propose cinq modèles pour les voiles courts, et le choix final entre ces modèles sera fait dans le sous chapitres suivant, où une confrontation sera faite entre les résultats prédits par ces modèles et ceux des études expérimentales listées dans la base de données.

Les cinq modèles proposés sont les suivants :

$$V_{MC1} = C_{u_1} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.27)
$$V_{MC2} = C_{u_2} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{0.5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$

(5.28)

$$V_{MC3} = C_{u3} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{\alpha 5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.29)

$$V_{MC3}^{1} = C_{u3}^{1} \times A = \left[\left[(\alpha_{2} \sigma_{AV} + \alpha_{3} \sigma_{AE} + \alpha_{4} f_{c}^{\alpha 5} + (\alpha_{6} \frac{F_{V}}{A}) \right] (h/l)^{\alpha} \right] \times A$$
(5.30)

5. Ajustement du modèle pour les voiles de transition

La même procédure, que pour les voiles courts, est utilisée pour l'ajustement et le choix d'un modèle pour ceux de transition. Trois modèles sont élaborés à partir de l'équation (5.4) en utilisant la base de données des voiles de transition de l'annexe A.

$$V_{MT1} = C_{u1} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.31)

$$V_{MT2} = C_{u2} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{0.5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.32)

$$V_{MT3} = C_{u3} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{\alpha 5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{\alpha 7} \right] \times A$$
(5.33)

5.1. Le résumé des statistiques

Le tableau 5.8 présente des statistiques résumées pour les modèles ajustés.

	Modèle V _{MT1}	Modèle V _{MT2}	Modèle V _{MT3}
R- Carré	35,17	60,28	62,21
R- Carré ajusté	26,41	54,91	55,91
Erreur d'estimation	0,522	0,409	0.404
Erreur Absolue moyenne	0,522	0,323	0,308
Statistique de Durbin Watson	1,030	1,190	1,200
Autocorrélation résiduelle	0,470	0,379	0,361

 Tableau 5.8.
 Statistiques des trois modèles ajustés des voiles de transition

Le coefficient de détermination ajusté (R-carré ajusté) est plus important pour les deux modèles V_{MT3} et V_{MT2} par rapport au modèle V_{MT1} . L'erreur moyenne absolue et l'autocorrélation résiduelle sont aussi plus petites dans les deux modèles V_{MT3} et V_{MT2} que dans le modèle V_{MT1} . La statistique de Durbin Watson est légèrement supérieure dans le modèle V_{MC3} (1.20) que dans les deux autres modèles V_{MT2} (1.19) et V_{MT1} (1.03).

Ces trois dernières analyses révèlent que le modèle V_{MT3} représente le meilleur ajustement.

5.2. L'analyse des variances

Le tableau 5.9 présente l'analyse de variance (ANOVA), dont la *p valeur* des trois modèles est de l'ordre de 0. On conclut que le test est significatif, on rejette l'hypothèse H0. Ce résultat montre qu'au moins une des variables contribue à expliquer la résistance ultime des voiles de transition dans les trois modèles. Ces résultats sont globalement significatifs pour les trois modèles.

	Modèle V _{MT1}					Modèle V _{MT2}				Modèle V _{MT3}					
	SDC	Dl	MC	F val	P Val	SDC	DI	MC	F val	P val	SDC	DI	MC	F val	P val
Modèle	242,56	6	40,42	147,81	0	246,48	6	41,08	245,14	0	246,78	7	35,25	215,15	0
Résidu	10,11	37	0,273			6,200	37	0,167			5,898	36	0,163		
Total	252,68	43				252,68	43				252,68	43			
Total (Corr)	242,56	42				15,61	42				15,61	42			

SDC: somme des carrés, Dl: degrès de libertés, MC: Moindres carrés, Val f: Valeur f

Tableau 5.9. Analyse et comparaison de la variance pour les trois modèles des voiles de transition

5.3. Estimations des paramètres

Les valeurs estimées des paramètres, les erreurs-types, la *p* valeur ainsi que des intervalles de confiance approximés sont présentés dans les tableaux : 5.10, 5.11 et 5.12 pour le modèle V_{MT1} , V_{MT2} et V_{MT3} , respectivement.

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,1502079	0,1231915	0,2304453	-0,099402	0,3998176
α_2	0,0268598	0,0530225	6,15E-01	-0,080574	0,1342937
α ₃	0,0451657	0,0209034	3,73E-02	0,0028113	0,0875201
α_4	0,0661297	0,0148152	7,29E-05	0,0361112	0,0961482
α ₆	-0,013288	0,0451521	7,70E-01	-0,104775	0,0781991
α ₇	-0,497334	0,3477901	0,1611122	-1,202024	0,2073554

Tableau 5.10. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MTI}

Proposition des modèles semi-empiriques pour prédire la résistance ultime des voiles et leurs validations

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,010796	0,086776	0,901661	-0,165029	0,186621
α ₂	0,042879	0,034577	0,22275	-2,72E-02	0,112938
α ₃	0,03047	0,013019	0,024768	4,09E-03	0,05685
α_4	0,374564	0,060647	0,00E+00	0,251681	0,497447
α ₆	-0,038352	0,027997	0,178989	-9,51E-02	0,018376
α ₇	-0,149314	0,270605	0,584417	-0,697612	0,398983
Tabl	4011 5 11 Ec	timations das	naramàtras n	our la modèla	V

Tableau 5.11. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MT2}

Doromàtros	Estimation	Errour	D Voluo	Limite inf	Limite sup
Farametres	Estimation	Lifeui	r value	Conf	Conf
α_1	-0,011266	-0,011266	0,890722	-0,176401	0,153868
α_2	0,049112	0,049112	0,136895	-0,016356	0,114579
α ₃	0,026776	0,026776	0,034167	0,002113	0,051438
α_4	0,597969	0,597969	0,008118	0,165209	1,03073
α_5	0,347014	0,347014	0,002881	0,126965	0,567063
α_6	-0,038389	-0,038389	0,137815	-0,089687	0,012909
α ₇	-0,007514	-0,007514	0,979653	-0,600942	0,585914

Tableau 5.12. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MT3}

Dans les trois tableaux 5.10, 5.11 et 5.12, on constate que les paramètres $\alpha 1 \alpha 2 \alpha 6$ et $\alpha 7$ associés aux variables de la contrainte dans les aciers horizontaux, verticaux, de chargement vertical et l'élancement géométrique, respectivement, ne sont pas significatifs en terme du calcul statistique, où les intervalles de confiances de ces paramètres changent de signe et passe par la valeur 0. La *p valeur* de ces derniers dépasse le seuil spécifié qui est de 0.05. Cependant, le seuil de *p valeur*, a été adopté à 0.05 (5%) (Par tradition), sans justification. Ce seuil doit être déterminé dans ce cas par des observations expérimentales. Cela nous ramène à dire qu'on ne peut pas conclure sur la signification ou non de ces paramètres, d'où la prise en considération tous les paramètres estimés.

D'après les résultats des résumés statistiques de l'analyse de la variance et de l'estimation des paramètres, on peut conclure que le modèle V_{MT3} , représente le meilleur ajustement des données, ce qu'il le rend comme le modèle le plus performant parmi les trois étudiés. Donc à présent, on le sélectionne comme le modèle adopté. Cependant, comme pour les voiles courts il faut procéder à l'examen des hypothèses faites sur les moindres carrés.

5.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des moindres carrés sur le modèle (V_{MT3})

5.4.1. La normalité des valeurs résiduelles

Pour pouvoir évaluer, si les valeurs résiduelles ont une distribution normale, il faut examiner :

a-1) Graphiques des valeurs résiduelles

La normalité est facilement contestable dans la majorité des points, où ils s'alignent approximativement le long de la ligne droite en rouge de la figure 5.6 qui représente la droite de henry.

La figure 5.7 présente l'histogramme des résidus qui montre une légère asymétrie de répartition. La courbe en rouge représente la densité de la loi normale.

Le test de Shapiro-Wilk donne une *p valeur* de 0.40104, donc, on peut accepter l'hypothèse H0 et dire que les valeurs résiduelles sont issues d'une loi normale.

La figure 5.8 présente le diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées. Ce graphique présente une répartition aléatoire des valeurs résiduelles des deux côtés



de 0 et aucune répartition reconnaissable des nuages de points n'est constatée.

Figure 5.6. Droite d'Henry pour les voiles de transition



Figure 5.7. Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles de transition

D'après les trois figures et les analyses ci-dessus, on peut dire que les valeurs résiduelles suivent une loi normale et aucune anormalité n'est constatée, cependant, pour conclure sur la normalité finale, on doit procéder à une vérification à l'aide du test statistique de Kolmogorov-Smirnov.

2-a) Test de Kolmogorov-Smirnov

Le logiciel STATISTICA donne, une valeur de Dobs de 0.07851 du test de Kolmogorov-Smirnov. La valeur de D calculé par l'équation ci-dessous est de 0.1311. Donc, on conclut que Dobs est inférieure à la valeur de D (Dobs signifie d'après le test de Kolmogorov-Smirnov que la distribution des valeurs résiduelles n'est pas différente de la normale).

$$D = \frac{0.895}{S} \text{ avec } S = \sqrt{n} - 0.01 + \frac{0.85}{\sqrt{n}} \text{ où } n \text{ représente le nombre des valeurs étudiées.}$$

Après l'examen de la droite de henry, de l'histogramme des valeurs résiduelles, du diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées et du test de Kolmogorov-Smirnov, on peut conclure que les valeurs résiduelles suivent bien une loi normale. Donc,

l'hypothèse de normalité faite sur le modèle d'ajustement est satisfaite.



Figure 5.8. Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées des voiles de transition

5.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres

La figure 5.9 présente le graphe des valeurs résiduelles en fonction de l'ordre. On relève qu'il n'y a aucun regroupement de valeurs résiduelles de même signe ou de rapides changements du signe de valeurs résiduelles. Cela nous permet de conclure que les valeurs résiduelles sont indépendantes les unes des autres et leur distribution est faite d'une façon aléatoire.





5.4.3. Repérage des valeurs aberrantes

Le tableau 5.13 présente les points influents issus du logiciel STATGRAPHICS. Dans ce cas, un point moyen a un levier égal à 0,159091, donc, il n'y a pas de point ayant un levier supérieur à 3 fois le levier moyen.

Ligne	Levier	DFITS	Distance
1	0,418933	1,17391	0,192005
8	0,33532	1,53233	0,304523
42	0,228174	1,35495	0,229112
43	0,334214	1,12788	0,174303

 Tableau 5.13.
 Table des points influents des voiles de transition

Cependant, 4 points ont des DFITS particulièrement grands. Mais il n'y a pas de point avec une valeur particulièrement grande de la distance de Cook.

On peut donc conclure que parmi les données d'adjustement, aucune valeur ne peut être considérée comme valeur aberrante.

5.4.4. Corrélation entre les variables

Le tableau 5.14 présente la matrice des coefficients de corrélation estimés pour chaque paire de variables utilisée dans l'analyse. Aucune corrélation entre les paramètres n'est à signaler. L'hypothèse faite sur l'indépendance des variables est donc satisfaite dans l'ajustement du modèle.

_	α_1	α_2	α ₃	α_4	α ₅	α ₆	α ₇
	1,000000	-0,296514	-0,353494	-0,313561	0,149290	0,084111	0,054076
α_2	-0,296514	1,000000	0,253725	0,286413	-0,192617	0,314674	-0,355090
α3	-0,353494	0,253725	1,000000	-0,024770	0,225331	-0,039069	-0,520082
α_4	-0,313561	0,286413	-0,024770	1,000000	-0,883447	-0,003521	0,039627
α_5	0,149290	-0,192617	0,225331	-0,883447	1,000000	-0,205682	-0,440923
α ₆	0,084111	0,314674	-0,039069	-0,003521	-0,205682	1,000000	0,157442
α7	0,054076	-0,355090	-0,520082	0,039627	-0,440923	0,157442	1,000000

Tableau 5.14. Matrice de corrélation des paramètres des voiles de transition

5.5. Validation du modèle (V_{MT3})

Dans le sous-chapitre 5.5.4, une vérification des hypothèses faites sur la méthode de régression à base des moindres est faite, permettant de conclure que : les valeurs résiduelles ne sont pas corrélées les unes aux autres et suivent aussi une loi normale, aucune valeur aberrante n'est identifiée et les variables du modèle sont indépendantes les unes des autres. Ces vérifications permettent de conclure que le modèle ajusté satisfait les hypothèses de la méthode de régression, d'où la validation du modèle. Cependant, les estimations des α_1 , α_2 , α_6 et α_7 montrent que ces paramètres ne sont pas significatifs, et qu'ils peuvent être éliminés du modèle, néanmoins, dans le quatrième chapitre, on a constaté que la résistance des voiles de transition est influencée par toutes les variables de conception. Il est préférable de temporiser, et de confronter d'abord les résultats des trois modèles proposés pour le cas des voiles de transition avec ceux expérimentaux.

6. Ajustement du modèle pour les voiles élancés

La même procédure que les voiles courts et de transition est usitée pour l'ajustement et le choix d'un modèle pour les voiles élancés, donc toujours trois modèles sont élaborés à partir de l'équation (5.4) en utilisant la base de données des voiles élancés de l'annexe A. Mais dans ce cas et après avoir lancé les régressions non linéaires, on a constaté que le paramètre α_7 associé à la variable de l'élancement géométrique pose un problème dans la convergence de l'algorithme de résolution. Il donne des résultats aberrants, d'où le choix d'associer ce paramètre, élancement géométrique, par une fonction de logarithme népérien.

Les équations sont les suivantes :

$$V_{ME1} = C_{u1} \times A = \left[\left[\left(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c + \left(\alpha_6 \frac{F_V}{A} \right) \right] / Ln(h/l) \right] \times A$$
(5.33)

$$V_{ME2} = C_{u5} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{0.5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] / Ln(h/l) \right] \times A$$
(5.34)

$$V_{ME3} = \sigma_{u3} \times A = \left[\left[(\alpha_1 \sigma_{AH} + \alpha_2 \sigma_{AV} + \alpha_3 \sigma_{AE} + \alpha_4 f_c^{\alpha 5} + (\alpha_6 \frac{F_V}{A}) \right] / Ln(h/l) \right] \times A$$
(5.35)

6.1. Le résumé des statistiques

Le coefficient de détermination ajusté (R-carré ajusté), L'erreur moyenne absolue, l'autocorrélation résiduelle et la statistique de Durbin Watson sont très similaires dans les trois modèles. Cependant, et d'après le tableau 5.15, on peut dire que le modèle V_{ME3} reproduit d'une meilleure façon l'ajustement que les deux autres.

	Modèle V _{ME1}	Modèle V _{ME2}	Modèle V _{ME3}
R- Carré	96,18	96,28	96,30
R- Carré ajusté	95,45	95,37	95,57
Erreur d'estimation	0,20266	0, 204434	0,199952
Erreur Absolue moyenne	0,141026	0,140719	0,140853
Statistique de Durbin Watson	2,47	2,45	2.39
Autocorrélation résiduelle	-0,253	-0,2341	-0,204215

Tableau 5.15. Statistiques des trois modèles ajustés des voiles élancés

6.2. L'analyse des variances

Le tableau 5.16 présente l'analyse de variance (ANOVA), dont la *p valeur* des trois modèles est de l'ordre de 0. On conclut que le test est significatif, on rejette l'hypothèse H0. Ce résultat montre qu'au moins une des variables contribue à expliquer la résistance ultime des voiles élancés dans les trois modèles. Ces résultats sont globalement significatifs pour les trois modèles.

	Modèle V_{ME1}			Modèle V _{ME2}			Modèle V _{ME3}								
	SDC	DI	МС	F val	P Val	SDC	Dl	MC	F val	P val	SDC	DI	MC	F val	P val
Modèle	79,472	5	15,89	386,94	0	79,475	5	15,89	397,63	0	79,478	6	13,24	317	0
Résidu	0,8624	21	0,041			0,8394	21	0,039			0,8357	20	0,041		
Total	80,314	26				80,314	26				80,314	26			
Total (Corr)	22,598	25				22,598	25				22,598	6			

SDC: somme des carrés, Dl: degrès de libertés, MC: Moindres carrés, Val f: Valeur f

Tableau 5.16. Analyse de la variance pour les trois modèles des voiles élancés

6.3. Estimations des paramètres

Les valeurs estimées des paramètres, les erreurs-types, la *p* valeur ainsi que des intervalles de confiance approximés, sont données dans les tableaux : 5.24, 5.25 et 5.26 pour le modèles V_{ME1} , V_{ME2} et V_{ME3} , respectivement.

Dans les trois tableaux ci-dessous, on note que tous les paramètres ont presque les mêmes estimations, à l'exception du paramètre α_4 associé à la résistance du béton à la compression (ce phénomène est observé uniquement dans le modèle V_{ME1} où la contrainte du béton est

prise telle qu'elle, alors que dans les deux autres modèles elle est considérée comme une fonction de puissance). D'après les résultats des résumés statistiques de l'analyse de la variance et de l'estimation des paramètres, on peut conclure que le modèle V_{ME3} , offre le meilleur ajustement des données, ce qui le présente comme le modèle le plus performant parmi les trois étudiés. Donc à présent, on le sélectionne comme le modèle adopté. Cependant, il faut procéder à l'examen des hypothèses faites sur les moindres carrés pour pouvoir valider le modèle.

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,249127	0,065357	0,001018	0,113209	0,385045
α_2	0,200474	0,052167	0,000945	0,091986	0,308962
α ₃	0,015301	0,004291	0,001825	0,006378	0,024224
α_4	-0,005510	0,004161	0,199839	-0,014160	0,003146
α ₆	0,083495	0,014853	0,000014	0,052606	0,114385

Tableau 5.17. Estimations des paramètres pour le modèle V_{MEI}

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,25686	0,064111	0,00064	0,123535	0,390186
α_2	0,216987	0,055893	0,000861	0,100752	0,333222
α ₃	0,014965	0,004086	0,001451	0,006468	0,023462
α_4	-0,04176	0,027104	0,138303	-0,098130	0,014604
α ₆	0,083558	0,014456	0,000010	0,053494	0,113621

Tableau 5.18. Estimations des paramètres pour le modèle V_{ME2}

Paramètres	Estimation	Erreur	P Value	Limite inf Conf	Limite sup Conf
α_1	0,261495	0,067154	0,0009	0,12142	0,40158
α_2	0,219642	0,057832	0,00113	0,09901	0,34028
α ₃	0,014582	0,004341	0,00312	0,00553	0,02364
α_4	-0,095310	0,246607	0,70323	-0,6097	0,41911
α_5	0,272977	0,725028	0,71051	0,1394	1,78536
α ₆	0,082717	0,015047	2,20E-05	0,05133	0,11410

Tableau 5.19. Estimations des paramètres pour le modèle V_{ME3}

6.4. Vérification des Hypothèses de la méthode des moindres carrés sur le modèle(V_{ME3})

6.4.1. La normalité des valeurs résiduelles

Pour pouvoir évaluer, si les valeurs résiduelles ont une distribution normale, il faut examiner :

a-1) Les graphiques des valeurs résiduelles

La normalité est facilement contestable dans la majorité des points où ils s'alignent approximativement le long de la ligne droite en rouge de la figure 5.10 qui représente la droite de henry.

La figure 5.11 présente l'histogramme des résidus. Cet histogramme est sensiblement symétrique et suit une courbe en forme de cloche. Donc, aucune valeur aberrante n'est constatée et les résidus ne suivent aucune anormalité.

Le test de Shapiro-Wilk donne une p valeur de 0.81804 (comme est indiqué sur la figure 5.11), donc, on peut accepter l'hypothèse H0 et dire que les valeurs résiduelles sont issues

d'une loi normale.

Chapitre 5

La figure 5.12 présente le diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées. Ce graphique présente une répartition aléatoire des valeurs résiduelles des deux côtés de 0 et aucune structure bien définie n'est constatée.







Figure 5.11. Histogramme des valeurs résiduelles pour les voiles élancé

D'après les trois figures et les analyses ci-dessus, on peut dire que les valeurs résiduelles suivent une loi normale et aucune anormalité n'est constatée.



Figure 5.12. Diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées des voiles élancés

a-2) Test de Kolmogorov-Smirnov

Le logiciel STATISTICA donne, une valeur D_{obs} de 0.098 du test de Kolmogorov-Smirnov. La valeur calculée par l'équation ci-dessous est de 0.132 (D=0.132), on conclut que : D_{obs} est inférieure à la valeur de D (D_{obs} <D) ce que signifie d'après le test de Kolmogorov-Smirnov que la distribution des valeurs résiduelles n'est pas différente de la normale.

$$D = \frac{0.895}{S} \text{ avec } S = \sqrt{n} - 0.01 + \frac{0.85}{\sqrt{n}} \text{ où } n \text{ représente le nombre des valeurs étudiées.}$$

Après l'examen de la droite d'henry, de l'histogramme des valeurs résiduelles, du diagramme des valeurs résiduelles en fonction des valeurs ajustées et du test de Kolmogorov-Smirnov, on peut conclure que les valeurs résiduelles suivent bien une loi normale. Donc, l'hypothèse de normalité faite sur le modèle d'ajustement est satisfaite.

6.4.2. Indépendance des valeurs résiduelles les unes des autres

La figure 5.13 représente le graphe des valeurs résiduelles en fonction de l'ordre. On note qu'il n'y a aucun regroupement de valeurs résiduelles de même signe ou de rapides changements du signe de valeurs résiduelles. Cela nous permet de conclure que les valeurs résiduelles sont indépendantes les unes des autres et leur distribution est faite d'une façon aléatoire.



Figure 5.13. Valeurs résiduelles en fonction de l'ordre des voiles élancés

6.4.3. Repérage des valeurs aberrantes

Le tableau 5.21 présente les points influents issus du logiciel STATGRAPHICS. Dans ce cas, un point moyen a un levier égal à 0,230769. Il n'y a pas de point ayant un levier supérieur à 3 fois le levier moyen. Cependant, 4 points ont des DFITS particulièrement grands. Mais il n'y a pas de point avec une valeur particulièrement grande de la distance de Cook. Donc ont peut conclure que parmi les données d'adjustement aucune valeur ne peut être considérée comme valeur aberrante.

Ligne	Levier	DFITS	Distance
9	0,248989	-1,75976	0,36423
15	0,501977	-2,13378	0,645347
16	0,40528	2,55646	0,761966
17	0,574111	-1,3063	0,280671

Tableau 5.20. Table des points influents des voiles élancés

6.4.4. Corrélation entre les variables

Le tableau 5.22 présente la matrice des coefficients de corrélation estimés pour chaque paire de variables utilisée dans l'analyse. Il n'existe pas de corrélation entre les paramètres. Donc, l'hypothèse faite sur l'indépendance des variables est satisfaite dans l'ajustement du modèle.

-	α_1	α ₂	α ₃	α_4	α ₆
	1	-0,501	-0,3612	0,1084	-0,4688
α_2	-0,501	1	0,45026	-0,4586	0,41961
α ₃	-0,3612	0,45026	1	-0,3881	-0,113
α_4	0,1084	-0,4586	-0,3881	1	-0,3436
α ₆	-0,4688	0,41961	-0,113	-0,3436	1

 Tableau 5.21. Matrice de corrélation des paramètres des voiles élancés

6.5. Validation du modèle (V_{ME3})

Dans le sous chapitre 4.4, une vérification des hypothèses faites sur la méthode de régression a été conduite, cela nous a permis de conclure que : les valeurs résiduelles ne sont pas corrélées les unes aux autres et suivent aussi une loi normale, aucune valeur aberrante n'est identifiée et les variables du modèle sont indépendantes les unes des autres.

Ces vérifications permettent de conclure que le modèle ajusté satisfait les hypothèses de la méthode de régression, d'où la validation du modèle. Cependant, l'estimation du paramètres α_4 associé à la résistance du béton à la compression n'est pas significatif, cela signifie qu'il peut être éliminé du modèle, néanmoins, dans le chapitre 4, on a constaté que la résistance des voiles élancés est influencée par la résistance du béton à la compression, donc pour le moment on garde toutes les variables.

7. Validation et évaluation des modèles proposés

Dans cette partie les résultats établis par les modèles proposés sont confrontés à ceux des modèles étudiés dans le deuxième chapitre ainsi qu'à ceux des études expérimentales listés dans la base de données. Cette confrontation est faite pour chaque type de voile.

7.1 Modèles des Voiles courts

Les coefficients estimés en utilisant la méthode de régression non linéaire pour les quatre modèles présentés dans la section 5.4 pour les voiles courts sont présentés dans le tableau 5.22.

Le tableau 5.23 présente les statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédite par rapport à la résistance expérimentale en utilisant les six modèles de prédictions étudiés dans le deuxième chapitre et les quatre modèles proposés dans la section 5.4 de ce chapitre.

Modèles	α1	α2	α3	α4	α5	α ₆	α7
V _{MC1}	0,0602	0,2027	0,0481	0,0398	1,0000	0,0839	-0,2509
V _{MC2}	0,0435	0,2131	0,044	0,0427	0,5000	0,0832	-0,1573
V _{MC3}	0,0382	0,2328	0,0418	0,6485	0,2016	0,0845	-0,1500
V ¹ _{MC3}		0,2328	0,0418	0,6485	0,2016	0,0845	-0,1500

 Tableau 5.22.
 Coefficients estimés pour les quatre modèles définis dans le sous chapitre 4 pour le cas des voiles courts

Le tableau 5.24 montre que le modèle V_{MC3} donne la meilleure estimation de la résistance ultime par rapport aux 6 modèles présentés dans le deuxième chapitre et les 4 modèles proposés dans ce chapitre pour le cas des voiles courts. L'on constate que la moyenne et la médiane du rapport (V_{MC3}/V_{EXP}) sont toute les deux égales à 1.00, et que le coefficient de variation est de 0.153 ce qui représente la plus petite valeur parmi celles de tous les autres modèles. L'erreur quadratique associée à chaque modèle (colonne 8) révèle aussi que le modèle V_{MC3} donne la plus petite erreur d'estimation (4.05E+11), lors du calcul de la résistance ultime, par rapport aux autres modèles.

Du tableau 5.24 on constate que le modèle V_{MCI} donne un résultat meilleur que les modèles du deuxième chapitre, mais comparativement aux modèles proposés dans ce chapitre il donne le résultat le moins satisfaisant. Cependant, la différence entre les modèles V_{MC2} et V_{MC3} est modeste, ce que nous amène à conclure que la variable de la résistance du béton doit être prise comme une fonction de puissance dans les modèles de prédiction de résistance ultime des voiles courts en béton armé.

L'évaluation des modèles V_{MC3}^{l} et V_{MC3} montre que ces deux modèles donnent des résultats similaires entre eux, où l'écart type du module V_{MC3} est de 0.154 et celui du module V_{MC3}^{l} est de 0.156, on constate aussi que les sommes carrés des résidus sont de 4.05^E+10 pour V_{MC3} et de 4.10^E+10 pour V_{MC3}^{l} . Cela signifie que la variable de la contrainte ou de la force de résistance véhiculée par les aciers horizontaux est d'une contribution limitée, ce qui permet d'envisager la suppression de cette variable du modèle pour une meilleure simplification et représentation du modèle.

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ЕСТ	COV	SCE
V _{NZS} / V _{EXP}	1,23	1,22	2,89	0,49	0,43	0,35	2,72E+12
VBRADRA0.8/ VEXP	1,68	1.60	3,57	0.77	0,57	0,35	1,09E+13
V_{ACI} / V_{EXP}	1,33	1,29	3,52	0,58	0,50	0,38	3,59E+12
V _{NTC} / V _{EXP}	1,14	1,07	2,82	0,61	0,39	0,34	1,65E+12
V _{WOOD} / V _{EXP}	0,98	0,90	2,24	0,51	0,31	0,32	1,43E+12
V _{RESP} /V _{EXP}	1,22	1,14	2,91	0,76	0,42	0,34	2,20E+12
V_{MC1}/V_{EXP}	0,99	0,99	1,72	0,47	0,196	0,198	7,66E+11
V_{MC2}/V_{EXP}	1,00	0,99	1,50	0,62	0,167	0,166	4,82E+11
V _{MC3} /V _{EXP}	<mark>1,00</mark>	<mark>1,00</mark>	<mark>1,42</mark>	<mark>0,68</mark>	<mark>0,154</mark>	<mark>0,153</mark>	4,05E+11
V^{1}_{MC3} / V_{EXP}	<mark>0.97</mark>	<mark>0,97</mark>	<mark>1,42</mark>	<mark>0,66</mark>	<mark>0,156</mark>	<mark>0,160</mark>	<mark>4,10E+11</mark>

 Tableau 5.13.
 Statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédites divisée par la résistance expérimentale en utilisant les 6 équations du chapitre deux et les 5 équations proposées dans ce chapitre pour les voiles courts

Les figures 5.14 à 5.19 présentent la variation des rapports (V_{MC3}/V_{EXP}) du modèle proposé et (V_{WOOD}/V_{EXP}) du modèle de Wood en fonction des variables du modèle V_{MC3} , c'est-à-dire, les contraintes véhiculées par les aciers horizontaux, les armatures verticales, les barres concentrés dans les zones d'extrémité, la résistance du béton à la compression, le chargement axial ou la contrainte verticale et l'élancement géométrique.

Les Nuages de points des figures 5.14 à 5.19 du modèles V_{MC3} devraient être dispersés sans aucune tendance ou forme reconnaissable dans une bande autour de la valeur de 1.00 pour le rapport (V_{MC3}/V_{EXP}).

Ces figures montrent que le modèle V_{MC3} capte avec une bonne précision la résistance ultime des voiles courts pour toutes les variables incluses dans le modèle. Toutes les valeurs du rapport (V_{MC3}/V_{EXP}) sont entre 0.68 et 1.42, alors que celles du modèle de Wood sont entre 2.24 et 0.51.

On constate aussi que le modèle de Wood est sensible à la variation de chaque variable, où les courbes de tendance ne sont pas alignées à la valeur 1.00. Cependant, les courbes de tendance du modèle proposé V_{MC3} sont alignées à la valeur de 1.00 pour toutes les variables du modèle, cela signifie, que le modèle proposé estimait de la même façon la résistance ultime des voiles courts pour chaque évolution des variables du modèle.

• V_{MC3} + V_{WOOD}

 V/V_{EXP}

Figure 5.14. Variation des rapports (V_{MC3}/V_{EXP}) (V_{WOOD}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage



d'acier concentré dans les zones d'extrémités $\rho_{AE}f_{yAE}$ (MPa)

Figure 5.15. Variation des rapports (V_{MC3}/V_{EXP}) (V_{WOOD}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier verticale $\rho_{AV}f_{yAV}(MPa)$



Figure 5.16. Variation des rapports (V_{MC3}/V_{EXP}) (V_{WOOD}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier horizontal $\rho_{AH}f_{yAh}$ (MPa)







du béton à la compression f_{c} (MPa)

Figure 5.18. Variation des rapports (V_{MC3}/V_{EXP}) (V_{WOOD}/V_{EXP}) en fonction de la charge axiale (MPa)



géométrique (H/L)

Les figures 5.20 à 5.25 présentent la variation de la résistance ultime expérimentale et celle obtenue par le modèle V_{MC3} (cette résistance est normalisée par la section transversale des voiles et la racine carrée de la résistance du béton à la compression) en fonction de toutes les variables du modèles V_{MC3} . Les courbes de tendance du modèle proposé sont superposées à celles des données expérimentales. Le modèle proposé estime d'une très bonne manière la résistance ultime des voiles courts.

Ces figures montrent que les résistances normalisées des voiles courts de la base de données sont inférieures à la valeur de 1.03 \sqrt{fc} (MPa), cependant, la résistance ultime normalisée estimée par le modèle V_{MC3} ne dépasse pas cette valeur de 1.03 \sqrt{fc} (MPa).

Le modèle V_{MC3} est valable pour les voiles courts en béton armé dont : l'élancement géométrique est compris dans la fourchette 0.25 et 1.00, le pourcentage d'acier horizontal multiplié par la limite d'élasticité est entre 0 et 6.5 MPa, le pourcentage d'acier vertical multiplié par la limite d'élasticité est entre 0 et 12.5 MPa, le pourcentage d'acier concentré multiplié par la limite d'élasticité est entre 0 et 40 MPa, la résistance du béton à la



compression est entre 13 et 54 MPa et la charge axiale variant de 0 à 1200KN.

Figure 5.20. Variation des rapports $(V_{MC3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction de l'élancement géométrique (H/L)



Figure 5.21. Variation des rapports $(V_{MC3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction de $\rho_{AH}f_{yAh}$ (MPa)



Figure 5.22. Variation des rapports ($V_{MC3}/A\sqrt{fc}$) ($V_{EXP}/A\sqrt{fc}$) en fonction de $\rho_{AH}f_{yAV}$



Figure 5.23. Variation des rapports (VMC3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction de $\rho AEfyAE$ (MPa)



Figure 5.24. Variation des rapports (VMC3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction de fc (MPa)



Figure 5.25. Variation des rapports (VMC3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction de la charge axiale

7.2. Modèles des voiles de transition

Le tableau 5.24 présente les valeurs estimées des coefficients α , illustrés dans le sous chapitre 5.

Le tableau 5.26 présente les statistiques descriptives du rapport de la résistance prédite par rapport à la résistance expérimentale, en utilisant les modèles de prédictions étudiés dans le deuxième chapitre et les trois modèles proposés dans ce chapitre pour les voiles courts.

On peut constater dans le tableau 5.25, que le modèle V_{MT3} offre la meilleure estimation de la résistance ultime parmi les trois modèles proposés, où il donne une moyenne et une médiane de 1.00 et de 1.00, respectivement. Le coefficient de variation de ce modèle est de 0.163, représentant le coefficient de variation le plus petit parmi les trois modèles. La somme carré de l'erreur quadratique associée à chaque modèle révèle aussi que le modèle V_{MT3} offre la plus petite erreur de 9.60E+9 par rapport aux autres modèles.

Modèle	α1	α2	α3	α4	α5	α6	α7
V _{MT3}	-0,0113	0,04911	0,02677	0,59797	0,34701	-0,0384	-0,0075
V _{MT2}	0,01080	0,04288	0,03047	0,37456	0,50000	-0,0384	-0,0496
V _{MT1}	0,15021	0,02686	0,04517	0,06613	1,00000	-0,0149	-0,4973

Tableau 5.14. Coefficients estimés pour les trois modèles définis dans le sous chapitre 5 pour les voiles de transition

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ECT	COV	SCE
V _{NZS} / V _{EXP}	1.27	1.20	2.47	0.40	0.44	0,34	5,15E+11
VBRADRA0.8/ VEXP	2,01	1,87	3,92	0.86	0,83	0,41	2,25E+12
V_{ACI} / V_{EXP}	1,45	1,36	2,98	0,33	0,40	0,33	7,90E+11
V _{NTC} / V _{EXP}	1,18	1,13	2,39	0,42	0,41	0,35	<mark>4,41E+11</mark>
V _{WOOD} / V _{EXP}	1.31	1.28	2.55	0,27	0,35	0,27	1,02E+12
V _{RESP} / V _{EXP}	1,13	1,00	2,88	0,35	0,52	0,46	1,99E ⁺ 12
V _{MT1} / V _{EXP}	0,97	1,00	1,40	0,47	0,23	0,24	1,77E+11
$V_{\rm MT2} / V_{EXP}$	0,99	1,00	1,38	0,65	0,190	0,191	1.10E+11
V _{MT3} /V _{EXP}	<mark>1,00</mark>	<mark>1,00</mark>	<mark>1,36</mark>	<mark>0,68</mark>	<mark>0,182</mark>	<mark>0,182</mark>	1,08E+11

Tableau 5.15. Statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédites par la résistance expérimentale en utilisant les 5 équations du chapitre trois et les 3 équations proposées dans chapitre 4 pour les voiles de transition

Les statistiques descriptives du tableau 5.4 mettent aussi en évidence que les trois modèles proposés dans le quatrième chapitre donnent tous une meilleure estimation de la résistance ultime par rapport aux cinq modèles du troisième chapitre.

Les figure 5.26 à 5.31 présente la variation des rapports (V_{MT3}/V_{EXP}) du modèle proposé et (V_{NTC}/V_{EXP}) du modèle du code mexicain en fonction des variables du modèle V_{MT3} , à savoir : la contrainte véhiculée par les aciers horizontaux, les aciers verticaux, les aciers concentrés au niveau des zones d'extrémité ; la résistance du béton à la compression ; le chargement axial ou la contrainte verticale et l'élancement géométrique.

Les Nuages de points des figures 5.13 à 5.18 du modèles V_{MT3} sont dispersés sans aucune tendance ou forme reconnaissable dans une bande autour de la valeur de 1.00 pour le rapport (V_{MT3}/V_{EXP}) .

Ces figures montrent que le modèle V_{MT3} capte avec une bonne précision la résistance ultime des voiles de transition pour toutes les variables incluses dans les modèles. Toutes les
valeurs du rapport (V_{MT3} / V_{EXP}) sont entre 1.39 et 0.76, alors que celles du modèle de code mexicain sont entre 2.39 et 0.33.

On constate aussi que le modèle du code mexicain est sensible à la variation de chaque variable, où les courbes de tendance ne sont pas alignées à la valeur 1.00. Cependant, on constate que les courbes de tendance du modèle proposé V_{MT3} sont alignées à la valeur 1.00 pour toutes les variables, cela signifie, que le modèle proposé estime de la même façon la résistance ultime des voiles pour chaque variation des variables du modèle.







Figure 5.27. Variation des rapports (V_{MT3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) et (V_{NTC}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier vertical $\rho_{AV}f_{VAV}(MPa)$



Figure 5.28. Variation des rapports (V_{MT3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) et (V_{NTC}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier horizontal $\rho_{AH}f_{yAH}(MPa)$



Figure 5.29. Variation des rapports (V_{MT3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) et (V_{NTC}/V_{EXP}) en fonction de la résistance du béton à la compression $f_c(MPa)$



Figure 5.30. Variation des rapports (VMT3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) et (VNTC/ VEXP) en fonction de la charge axiale (MPa)



Figure 5.31. Variation des rapports (V_{MT3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) et (V_{NTC}/V_{EXP}) en fonction de l'élancement géométrique (H/L)

Les figures 5.32 à 5.37 présente la variation de la résistance ultime expérimentale et celle obtenue par le modèle V_{MT3} (cette résistance est normalisée par la section transversale des voiles et la racine carré de la résistance du béton à la compression) en fonction de toutes les variables du modèles V_{MT3} . Les courbes de tendance du modèle proposé sont superposées à celles des données expérimentales. Le modèle proposé estime adéquatement la résistance ultime des voiles de transition.

Ces figures montrent que les résistances normalisées des voiles de transition de la base de données sont inférieures à $0.61 \sqrt{fc}$ (MPa), cependant, on constate que la résistance ultime normalisée estimée avec le modèle proposé V_{MT3} ne dépasse pas cette norme de $0.61 \sqrt{fc}$ (MPa).

Le modèle V_{MT3} est valable pour les voiles de transition en béton armé dont : l'élancement géométrique est entre 1 et 2, le pourcentage d'acier horizontal multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_h f_{yh}$) est entre 0 et 4.5 MPa, le pourcentage d'acier vertical multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_v f_{yv}$) est compris entre 0 et 12.5 MPa , le pourcentage d'acier concentré multiplié par la limite d'élasticité est entre 0 et 40 MPa, la résistance du béton à la compression est entre 15 et 54 MPa et la charge axiale est entre 0 et 1000KN.



Figure 5.32. Variation des rapports $(V_{MT3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction de

l'élancement géométrique (*H/L*)



Figure 5.33. Variation des rapports $(V_{MT3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction du pourcentage d'acier dans les zones d'extrémités $\rho_{AE}fy_{AE}(MPa)$



Figure 5.34. Variation des rapports $(V_{MT3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction du pourcentage d'acier vertical $\rho_{AV}f_{vAV}(MPa)$



Figure 5.35. Variation des rapports $(V_{MT3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction du



Figure 5.36. Variation des rapports $(V_{MT3}/ A\sqrt{fc}) (V_{EXP}/ A\sqrt{fc})$ en fonction de la charge axiale (MPa)



Figure 5.37. Variation des rapports $(V_{MT3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction de la résistance du béton à la compression f_c (*MPa*)

7.3. Voiles élancés

Les coefficients estimés dans le quatrième chapitre en utilisant la méthode de régression non linéaire pour les trois modèles présentés dans le sous chapitre 4.7 sont présentés dans le tableau 5.5.

Le tableau 5.28 présente les statistiques descriptives du rapport de la résistance prédite par rapport à la résistance expérimentale en utilisant les cinq modèles de prédictions étudiés dans le troisième chapitre et les trois modèles proposés dans le quatrième chapitre.

Modèle	α1	α_2	α3	α4	α5	α ₆
V _{ME3}	0,2615	0,21964	0,01458	-0,0953	0,27298	0,08272
V _{ME2}	0,25686	0,21699	0,01497	-0,0418	0,500	0,08356
V _{ME1}	0,24913	0,20047	0,0153	-0,0055	1.000	0,0835

 Tableau 5.16.
 Coefficients estimés pour les six modèles définis dans le sous chapitre 6 pour le cas des voiles élancés.

Proposition des modèles semi-empiriques	pour prédire la résistance
ultime des voiles et leurs validations	

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ЕСТ	COV	SCE
V _{NZS} / V _{EXP}	1,70	1,63	2,92	0,78	0,64	0,37	<mark>2,21E+11</mark>
VBRADA0.8/ VEXP	2,08	1,94	4,19	0,71	0,88	0,42	1,61E+12
V _{ACI} /V _{EXP}	2,35	2,08	4,25	1,21	0,89	0.38	8,06E+11
V _{NTC} / V _{EXP}	2,12	1,90	3,90	0,98	0,81	0,38	5,20E+11
VWOOD/ VEXP	2,51	2,39	4,78	0,77	1,17	0,47	1,56E+12
V _{RESP} /V _{EXP}	1,06	1,07	1,61	0,56	0,28	0,26	2,96E+10
V _{ME1} / V _{EXP}	1,02	0,98	1,38	0,75	0,150	0,146	8,09E+09
V_{ME2}/V_{EXP}	1,01	0,97	1,38	0,73	0,149	0,148	7,68E+09
V _{ME3} /V _{EXP}	1,00	1,00	<mark>1,38</mark>	0,72	0,148	0,148	7,59E+09

Tableau 5.17. Statistiques descriptives du rapport de la résistance ultime prédites par les 6 équations du deuxième chapitre et les 3 équations proposées dans sous-chapitre 5.6 divisée par la résistance ultime expérimentale pour le cas des voiles élancés.

On peut relever à partir du tableau 5.28, que le modèle V_{ME3} offre la meilleure estimation de la résistance ultime parmi les trois modèles proposés, affichant une moyenne et une médiane de 1.00 et de 1.00, respectivement. Le coefficient de variation de ce modèle est de 0.148, représentant la valeur minimale parmi les trois modèles proposés et ceux qui sont étudiés dans le deuxième chapitre.

La somme carrée de l'erreur quadratique associée à chaque modèle révèle aussi que le modèle V_{ME3} offre la plus petite erreur (égale à 7.59E+9) par rapport aux autres-modèles.

Les statistiques descriptives du tableau mettent aussi en évidence que les trois modèles proposés dans le quatrième chapitre pour les voiles élancés donnent tous des meilleures estimations de la résistance ultime par rapport aux six modèles du deuxième chapitre.

Les figures 5.38 à 5.43 présentent la variation des rapports (V_{ME3}/V_{EXP}) du modèle proposé et (V_{RESP}/V_{EXP}) du programme de calcul Response-2000 en fonction des variables du modèles V_{ME3} , c'est-à-dire, les pourcentages des aciers horizontaux, aciers verticaux, aciers concentrés dans le domaine zones d'extrémité, la résistance du béton à la compression, la contrainte verticale et l'élancement géométrique.

Ces figures montrent que le modèle V_{ME3} capte avec une bonne précision la résistance ultime des voiles élancés pour toutes les variables incluses dans les modèles. Toutes les valeurs du rapport (V_{ME3} / V_{EXP}) sont entre 0.72 et 1.38, alors que celles du programme Response-2000 sont entre 0.56 et 1.61.

Le résultat obtenu par le programme Response-2000 est sensible à la variation de chaque paramètre, d'où les courbes de tendance ne sont pas alignées à la valeur 1.00. Par contre, on constate que les courbes de tendance du modèle proposé V_{ME3} sont alignées à la valeur1.00 pour toutes les variables du modèle, significatif de l'estimation de la même façon de la résistance ultime des voiles pour chaque variation proposée.



Figure 5.38. Variation des rapports (VME3/ VEXP) (VRESP/ VEXP) en fonction du pourcentage d'acier concentré dans les zones d'extrémités pAEfyAE(MPa)



Figure 5.39. Variation des rapports (V_{ME3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier vertical $\rho_{AV}f_{yAV}(MPa)$



Figure 5.40. Variation des rapports (V_{ME3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) en fonction du pourcentage d'acier horizontal $\rho_{AH}f_{yAH}(MPa)$







Figure 5.42. Variation des rapports (V_{ME3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) en fonction de la charge axiale (MPa)



Figure 5.43. Variation des rapports (V_{ME3}/V_{EXP}) (V_{RESP}/V_{EXP}) en fonction de l'élancement (H/L)

Les figures 5.44 à 5.49 présentent la variation la résistance ultime expérimentale et celle obtenue par le modèle V_{ME3} (cette résistance est normalisée par la section transversale des voiles et la racine carrée de la résistance du béton à la compression) en fonction de toutes les variables du modèles V_{ME3} . Les courbes de tendance du modèle proposé sont superposées à celles des données expérimentales, cela signifie que le modèle proposé estime pertinemment la résistance ultime des voiles de transition.

Ces figures montrent que les résistances normalisées des voiles élancés issus de la base de données sont inférieures à $0.38 \sqrt{fc}$ (MPa), cependant, celle estimée avec le modèle proposé V_{MT3} dépasse cette valeur de $0.38 \sqrt{fc}$ (MPa). Il y a lieu donc d'imposer une contrainte limite à ce modèle pour ne pas dépasser les estimations expérimentales.



Figure 5.44. Variation des rapports $(V_{ME3}/A\sqrt{fc})$ $(V_{EXP}/A\sqrt{fc})$ en fonction de l'élancement géométrique (*H/L*)



Figure 5.45. Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction du pourcentage d'acier horizontal ρ AhfvAH(MPa)



Figure 5.46.Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction du
pourcentage d'acier vertical $\rho AV fv AV(Mpa)$



Figure 5.47. Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en fonction du pourcentage d'acier concentrés au niveau d'extrémités ρ AEfvAE(MPa)



Figure 5.48. Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en de la charge axiale (Kn)



Figure 5.49. Variation des rapports (VME3/ $A\sqrt{fc}$) (VEXP/ $A\sqrt{fc}$) en de la résistance du béton à la compression fc (MPa)

8. Optimisation des équations des modèles du troisième chapitre et comparaison avec les modèles proposés

Le constat découlant du deuxième chapitre révèle que , le modèle de Wood offre la meilleure estimation pour les voiles courts, celui du code mexicain NTCC2004 donne celle des voiles de transition, alors que celui du code de la Nouvelle-ZélandeNZS2006 offre la meilleure estimation pour les voiles élancés. Donc pour pouvoir conclure sur la validité finale des modèles proposés pour chaque type de voiles, une optimisation des trois modèles étudiés dans le deuxième chapitre est faite par la même méthode de régression utilisée pour ceux proposés. Cette optimisation nous permet de comparer ces trois modèles optimisés aux modèles proposés en utilisant les mêmes données d'ajustement.

8.1. Voiles courts

Les équations 5.36 représentent l'équation optimisée pour le modèle de Wood (1990) dans le cas des voiles courts. Dans cette équation, les coefficients 0.5 et 0.25 de l'équation originale qui affecte la résistance du béton et des aciers verticaux, respectivement, sont remplacés par $\gamma 1$ et $\gamma 2$ déterminés par la méthode de régression fondée sur les moindres carrés non linéaires en utilisant la base de données.

$\gamma_1 \sqrt{fc} A_w \le V_{Wopt} = \gamma_2 A_{vf} f_{yv} \le 5 \sqrt{f_c} A_w / 6$	(5.36)
---	--------

Modèles	γ1	γ2
VWOOD (original)	0.500	0.250
V _{Wopt}	0.593	0.500

 Tableau 5.18.
 Coefficients estimés pour l'équation de Wood

Le tableau 5.30 présente les statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par l'équation de Wood, Wood optimisée et les quatre équations proposées dans ce chapitre divisées par les résistances ultimes expérimentales listées dans la base de données des voiles courts. Ce tableau révèle que le modèle optimisé de Wood donne des résultats plus intéressants que le modèle original, où l'on constate que: la médiane est passée de 0.90 dans le modèle original à la valeur de 0.98 dans le modèle optimisé ; le coefficient de variation et la somme carrée des erreurs sont moins importantes dans le modèle optimisé. Cependant, les

quatre modèles proposés dans ce chapitre pour les voiles courts offrent toujours une meilleure estimation par rapport au modèle de Wood optimisé (V_{WOPT} / V_{EXP}). Cela nous permet de confirmer la validité des quatre modèles proposés.

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ЕСТ	COV	SCE
V _{WOOD} / V _{EXP}	0,98	0,90	2,24	0,51	0,31	0,32	1,43E+12
V _{WOPT} / V _{EXP}	<mark>1,04</mark>	<mark>0,98</mark>	<mark>1,97</mark>	<mark>0,53</mark>	<mark>0,29</mark>	<mark>0,28</mark>	<mark>1,33E+12</mark>
V _{MC1} /V _{EXP}	0,99	0,99	1,72	0,47	0,196	0,198	7,66E+11
V_{MC2}/V_{EXP}	1,00	0,99	1,50	0,62	0,167	0,166	4,82E+11
V_{MC3} / V_{EXP}	<mark>1,00</mark>	<mark>1,00</mark>	1,42	<mark>0,68</mark>	<mark>0,154</mark>	<mark>0,153</mark>	4,05E+11
V^{1}_{MC3}/V_{EXP}	<mark>0.97</mark>	<mark>0,97</mark>	<mark>1,42</mark>	<mark>0,66</mark>	<mark>0,156</mark>	<mark>0,160</mark>	4,10E+11

Tableau 5.19.Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par l'équation de
Wood et Wood optimisée et les 4 équations proposées divisée par les résistances ultimes
expérimentales des voiles courts.

8.2 Voiles de transition

Les équations 5.37 à 5.39 représentent les équations optimisées pour le modèle du code mexicain en ce qui concerne les voiles de transition. Les coefficients 0.5 et 1 des équations originales, qui affectent la résistance du béton et des aciers, respectivement, sont remplacés par les coefficients β_1 et β_2 déterminés par la méthode de régression basée sur les moindres carrées en utilisant les la base de données.

$$V_{NTCopt} = V_c + V_s \tag{5.37}$$

$$V_{Copt} = \beta_1 t_w d_2 \sqrt{f_c} \tag{5.38}$$

$$V_{Sopt} = \beta_2 \rho_h f_{yh} A_w \tag{5.39}$$

Les valeurs de ces coefficients β sont données dans le tableau 5.30

Modèles	β1	β2
V _{NTC (original)}	0.50	1,00
V _{NTCopt}	1,43	0,145

Tableau 5.20. Coefficients estimés pour l'équation du code mexicain NTCC2004

Le tableau 5.32 montre que l'équation du code mexicain optimisé offre une meilleure estimation de la résistance ultime des voiles de transition par rapport à l'équation originale. Cette nouvelle équation donne une moyenne et une médiane de 1.05 et de 1.03 au lieu de 1.20 et 1.14 de l'équation originale, respectivement. On constate aussi que le coefficient de variation ainsi que la somme carrée des erreurs sont plus petits dans l'équation optimisée que dans celle originale. Cependant, on constate, que les modèles proposés donnent une meilleure estimation par rapport à l'équation optimisée, confirmant la validité des modèles proposés pour les voiles de transition.

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ECT	COV	SCE
V _{NTC} / V _{EXP}	1,18	1,13	2,39	0,42	0,41	0,35	<mark>4,41E+11</mark>
V _{NTCopt} / V _{EXP}	<mark>1,05</mark>	<mark>1,03</mark>	<mark>2,08</mark>	<mark>0,61</mark>	<mark>0,29</mark>	<mark>0,28</mark>	<mark>3,61E+11</mark>
V _{MT1} / V _{EXP}	0,97	1,00	1,40	0,47	0,23	0,24	1,77E+11
V_{MT2}/V_{EXP}	0,99	1,00	1,38	0,65	0,190	0,191	1.10E+11
V_{MT3}/V_{EXP}	1,00	1,00	1,36	<mark>0,68</mark>	0,182	0,182	1,08E+11

Tableau 5.21. Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par la résistance expérimentale en utilisant l'équation de NTCC et NTCC optimisée et les 3 équations proposées dans le chapitre 4 pour les voiles de transition.

8.3 Voiles élancés

Les équations 5.40 à 5.42 représentent les équations optimisées pour le modèle du code de la Nouvelle-Zélande (NZS2006) pour les voiles élancés. Dans ces équations, les coefficients 0.27, 0.25 et de 0.25 des équations originales qui affectent la résistance du béton, la charge axiale et les aciers horizontaux, respectivement, sont remplacés par les coefficients λ_1 , λ_2 et λ_3 déterminés par la méthode de régression fondée sur les moindres carrées.

$$\mathbf{V}_{\mathrm{NZS}} = \mathbf{V}_{\mathrm{c}} + \mathbf{V}_{\mathrm{s}1} \tag{5.40}$$

$$V_{c} = \left(\lambda_{1}\sqrt{f_{c}'} + \lambda_{2}\frac{N_{u}}{A_{w}}\right)t_{w}d_{1}$$
(5.41)

$$V_s = \lambda_3 \frac{A_v f_{yh} d_1}{S}$$
(5.42)

Les valeurs de ces coefficients λ sont données dans le tableau 5.32

Modèles	λ_1	λ_2	Λ_3
V _{NTC (original)}	0,270	0,250	1,00
V _{NTCopt}	0,103	110,33	0,522

Tableau 5.22. Coefficients estimés pour l'équation du code de la nouvelle Zélande NZS2006

Le tableau 5.34 présente les statistiques descriptives des rapports des résistances ultimes prédites par l'équation de NZS, NZS optimisé et les 3 équations proposées dans ce chapitre pour les voiles élancés. Ce tableau met en évidence que le modèle NZS optimisé offre des résultats meilleurs que le modèle original, où l'on constate que: la moyenne et la médiane sont passées de 1.70 et 1.64 dans le modèle original aux valeurs de 1.26 et 1.10dans le modèle optimisé, de plus le coefficient de variation et la somme carrée des erreurs sont moins importants dans le modèle optimisé. Cependant, les trois modèles proposés pour les voiles élancés. Cela nous permet de confirmer la validité des trois modèles proposés pour les voiles élancés.

	Moyenne	Médiane	MAX	MIN	ECT	COV	SCE
V _{NZS} / V _{EXP}	1.70	1.63	<mark>2.92</mark>	<mark>0,78</mark>	<mark>0,64</mark>	<mark>0,37</mark>	2,21E+11
V _{NZSopt} / V _{EXP}	<mark>1,26</mark>	<mark>1,10</mark>	<mark>2,24</mark>	<mark>0,73</mark>	<mark>0,44</mark>	<mark>0,34</mark>	<mark>8,36E+10</mark>
V_{ME1}/V_{EXP}	1,02	0,98	1,38	0,75	0,15	0,146	8,09E+09
$V_{\rm ME2}/V_{EXP}$	1,01	0,97	1,38	0,73	0,149	0,148	7,68E+09
V_{ME3}/V_{EXP}	1,00	1,00	1,38	0,72	0,148	0,148	7,59E+09

 Tableau 5.23.
 Statistiques descriptives du rapport des résistances ultimes prédites par l'équation de NZS, NZS optimisée et les 3 équations proposées divisées par les résistances ultimes expérimentales pour les voiles élancés.

9. Conclusions

Les équations semi-empiriques proposées dans ce chapitre donnent de meilleures estimations de la force maximale de résistance des voiles courts, de transition et élancés que les modèles étudiés dans le deuxième chapitre.

9.1. Voiles courts

L'équation semi empirique 5.29 du sous chapitre 4 offre la meilleure estimation de la résistance ultime des voiles courts par rapport aux deux autres équations proposées pour les voiles courts, aux équations étudie dans le deuxième chapitre et à l'équation optimisée de Wood. Donc, le modèle final proposé pour la résistance ultime des voiles courts (V_{VC}) est présenté par l'équation 5.43.

$$V_{VC} = \left[\left[(0.038\sigma_{AH} + 0.233\sigma_{AV} + 0.0423\sigma_{AE} + 0.648f_c^{0.202} + (0.045\frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{-0.15} \times A \quad (5.43) \right]$$

Les figures 5.20 à 5.25 montrent que la résistance ultime expérimentale des voiles courts de la base de données ne dépasse pas la valeur de $(1.03 \sqrt{fc} \times A)$, donc, une contrainte limite supérieur peut-être imposée à l'équation 5.8. L'équation finale du modèle est la suivante :

$$V_{VC} = \left[\left[(0.038\sigma_{AH} + 0.233\sigma_{AV} + 0.0423\sigma_{AE} + 0.648f_c^{0.202} + (0.045\frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{-0.15} \times A \le (1.03\sqrt{fc} \times A)$$
(5.44)

Le modèle V_{VC} est valable pour les voiles courts en béton armé dont, l'élancement géométrique est dans la fourchette 0.25 et 1.00, le pourcentage d'acier horizontal multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AV}f_{yAHh}$) varie de 0 et 6.5 MPa, le pourcentage d'acier vertical multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AV}f_{yAVh}$) est entre 0 et 12.5 MPa, le pourcentage d'acier concentré multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AV}f_{yAVh}$) compris entre 0 et 40 MPa, la résistance du béton à la compression est entre 13 et 54 MPa et la charge axiale évoluant entre 0 et 1200KN.

9.2. Voiles de transition

L'équation (5.33) du sous-chapitre 5.5 prédit de la meilleure façon la résistance ultime des voiles de transition par rapport aux deux autres équations proposées et aussi aux équations étudiées dans le deuxième chapitre. Donc l'équation finale du modèle proposé est la suivante :

$$V_{VT} = \left[\left[(-0.011\sigma_{AH} + 0.049\sigma_{AV} + 0.027\sigma_{AE} + 0.598f_c^{0.347} + (-0.038\frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{-0.0075} \right] \times A$$
(5.45)

Les figures 5.32 à 5.32 montrent que la contrainte maximale que les voiles de transition peuvent atteindre est de $(0.61 \sqrt{fc} (MPa) \times A)$. Donc, l'équation du modèle proposé peutêtre limitée par cette valeur. L'équation final pour les voiles de transition(V_{VT}) dont l'élancement est compris entre 1 et 2 $(1 < H/L \le 2)$ (V_{VT}) est présentée par l'équation suivante:

$$V_{VT} = \left[\left[(-0.011\sigma_{AH} + 0.049\sigma_{AV} + 0.027\sigma_{AE} + 0.598f_c^{0.347} + (-0.038\frac{F_V}{A}) \right] (h/l)^{-0.0075} \right] \times A \le 0.61\sqrt{f_c} A \quad (5.46)$$

Le modèle V_{VT} est valable pour les voiles de transition en béton armé dont, l'élancement géométrique est entre 1 et 2, le pourcentage d'acier horizontal multiplié par la limite d'élasticité est entre($\rho_{AH}f_{yAHh}$) varie de 0 et 4.5 MPa, le pourcentage d'acier vertical multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AV}f_{yAV}$) est entre 0 et 12.5 MPa, le pourcentage d'acier concentré multiplié par la limite d'élasticité compris entre 0 et 40 MPa, la résistance du béton à la compression est entre 15 et 54 MPa et la charge axiale évoluant de 0 et 1000KN.

9.3. Voiles élancés

L'équation 5.35 du sous-chapitre 5.6 représente l'équation la plus performante parmi les deux autres équations proposées et les équations du deuxième chapitre. Les figures 5.44 à 5.49 mettent en évidence que la contrainte maximale des voiles élancés est de l'ordre de (0.38 \sqrt{fc} (MPa) ×A), donc, cette contrainte maximale peut être imposée comme limite supérieure à l'équation 5.35. L'équation finale pour les voiles élancés est de la forme suivante :

$$V_{VE} = \left[\left[(0.257\sigma_{AH} + 0.217\sigma_{AV} + 0.015\sigma_{AE} - 0.042f_c^{0.5} + (0.084\frac{F_V}{A}) \right] Ln(h/l) \right] \times A \le 0.38\sqrt{fc}A \qquad (5.47)$$

Ce modèle proposé V_{VE} est valable pour les voiles élancés en béton armé dont, l'élancement géométrique est dans la fourchette 2 et 3.1, le pourcentage d'acier horizontal multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AH}f_{yAH}$) est entre 0.75 et 4.2 MPa, le pourcentage d'acier vertical multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AV}f_{yAV}$) compris entre 1.4 et 4 MPa, le pourcentage d'acier concentré multiplié par la limite d'élasticité ($\rho_{AE}f_{yAE}$) est entre 0 et 43 MPa, la résistance du béton à la compression varie de 17 et 47 MPa et la charge axiale évoluant de 0 et 1400KN.

Conclusion générale

1. Synthèse de la thèse

Les voiles rectangulaires en béton sont fréquemment utilisés comme le système de contreventement principal pour résister aux charges latérales dans les bâtiments situés dans les régions susceptibles d'être sujettes aux tremblements de terre. C'est sur le comportement mécanique de ces éléments de structures que la présente thèse s'est articulée.

Au commencement de ce travail de recherche, nous nous étions fixés plusieurs objectifs :

Tout d'abord, nous souhaitions cerner le comportement mécanique des voiles rectangulaires à travers un inventaire des travaux expérimentaux réalisés sur les voiles en béton armé dans plusieurs pays à travers le monde (États Unis, Suisse, le Japon...) depuis les années 1950. Cet état de l'art sur les travaux expérimentaux nous a permis de collecter un maximum d'informations sur : les protocoles d'essais suivis lors de la réalisation des essais au fil des années, les commentaires et les conclusions faites par les auteurs de chaque programme d'essais ainsi que le rôle des voiles en béton armé et leurs comportements.

Puis, nous nous sommes intéressés à la fiabilité et la performance des équations de perdition de la résistance ultime des voiles rectangulaires, dont cinq équation d'estimation de la résistance lorsque le comportement est dominé par le cisaillement et un programme de calcul du moment ultime résistant lorsque le comportement est dominé par la flexion. Ils ont été employés pour estimer les résistances ultimes données par les essaies expérimentaux. La comparaison entre les résultats estimés par ces six équations, et ceux expérimentaux a été faite par statistiques descriptives. A travers les résultats de cette comparaison, nous avons pu constater que ces équations ne prédisent pas de manière adéquate les résistances ultimes trouvées lors des essais expérimentaux. Ce qui nous a incités à faire une investigation sur l'influence des variables de conception qui affectent la résistance maximale en se basant sur les données recueillies auparavant dans la littérature, mais malheureusement, ces données ne sont pas assez suffisantes pour clarifier suffisamment le rôle et l'influence de chaque variable. Pour cela, nous avons réfléchi en premier lieu à entamer une série d'expériences en laboratoires pour clarifier d'avantage le rôle de ces variables, cependant, la nécessité d'utiliser un grand nombre d'essais, engendre des couts, qui deviennent très excessifs en termes de temps de réalisations des essais, mais aussi en moyens financiers ou encore en matériel. Par conséquent, une meilleure alternative serait la réalisation de « simulations num.ériques » afin d'étudier et clarifier l'impact de chaque variable sur la résistance ultime des voiles. Cette alternative présente l'avantage de ne pas nécessiter de moyens financiers importants, toutefois le modèle éléments finis qui sera mis en place et utilisé pour investiguer l'influence de ces variables, doit impérativement reproduire de manière très fidèle le comportement mécanique global et local des voiles.

Ensuite, nous avons étudié deux approches (locale et semi-locale) différentes pour les modélisations numériques des voiles en béton armé. Dans la première approche i.e. locale, nous avons proposé un modèle éléments finis tridimensionnel en utilisant le code de calcul Abaqus, dans ce modèle, le comportement des matériaux (béton et acier) est traité localement avec des lois de comportement tridimensionnelles qui se basent sur le couplage de la plasticité (représentations des déformations irréversibles) et de l'endommagement (représentations de la récupération de la rigidité - effet unilatérale) pour le béton, et sur la plasticité pour les aciers (modèle élastoplatique avec écrouissage isotrope). Le béton est discrétisé par éléments volumiques cubique à huit nœuds et les aciers par des éléments poutres à 2 nœuds et l'interaction de la courbe contrainte-déformation en traction. La deuxième approche i.e. semilocale est conduite en deux dimensions (état de contraintes plan) en utilisant le code Vec Tor2, cette approche consiste à considérer que les armatures sont réparties uniformément dans le

béton. Les lois de comportement des matériaux dans cette approche sont aussi traitées à l'état local en adoptant des courbes de comportement uniaxiales.

Par la suite, nous avons pu valider le comportement des voiles pour les deux approches de modélisation. Cela nous a permis d'entamer l'investigation de l'influence de chaque variable de conception sur la résistance maximale des voiles en utilisant le modèle éléments finis développées par Abaqus.

Enfin, Après clarification de l'influence de chaque variable de conception, nous avons proposé trois nouvelles équations qui permettent de prédire la résistance ultime des trois types de voiles identifiés et étudiés au cours de cette thèse (voiles courts, voiles de transition et voiles élancés), en utilisant les résultats expérimentaux issus des bases de données et une méthode d'optimisation se basant sur la méthode des moindres carrées non-linéaires.

2. Conclusions clés

Les conclusions importantes déduites de ce travail de recherche sont comme suit :

- Les voiles rectangulaires en béton armé sont subdivisés en trois catégories suivant leur comportement ainsi que leur mode de rupture. Nous avons trouvé que les voiles courts (i.e. avec élancement géométrique ≤ 1.00) présentaient un comportement essentiellement dominé par le cisaillement et leur mode de rupture se fait aussi par cisaillement. Les voiles élancés (i.e. avec élancement > 2.00) présentaient un comportement ainsi qu'une rupture dominés par la flexion. Les voiles de transition (i.e. avec élancement entre 1.00 et 2.00) présentaient un comportement ainsi qu'un mode de rupture dominés par le couple cisaillementflexion.
- Une base de données sur les voiles rectangulaires a été élaborée, composée en totalité de 185 voiles en béton armé, elle distingue voiles courts, 46 voiles de transition et 27 voiles élancés.
- La résistance ultime observée à travers les essais expérimentaux, diminue lorsque l'on passe d'un voile court à un voile de transition, ainsi que d'un voile de transition à un voile élancé.
- La dispersion des valeurs de la résistance ultime prédites par les cinq équations (code Américain, Mexicain, Néo-Zélandais, Brada et Wood) est importante pour les voiles de transition, et très importante pour les voiles élancés comme les coefficients de variation nous l'ont montré. Contrairement aux équations de cisaillement, la dispersion des valeurs de la résistance ultime obtenue par programme Response-2000 est très importante au passage d'un voile élancé à un voile de transition, et d'un voile de transition à un voile court.
- La meilleure prédiction de la résistance ultime pour les voiles courts est obtenue par l'équation de Wood(1990), donnant une moyenne de 0.98 et une médiane de 0.90 avec un coefficient de variation de 0.34. Pour les voiles élancés, elle est obtenue par le programme Response-2000, donnant une moyenne de 1.06, une médiane de 1.07 et un coefficient de variation de 0.26. Concernant les voiles de transition, nos observations nous mènent à conclure qu'aucune équation n'a la performance adéquate pour prédire de manière fiable la résistance ultime.

- Le modèle éléments finis développé sous Abaqus prédit adéquatement la réponse globale et locale des trois types de voiles, et permet l'accès à toutes réponses dans n'importe quel point des voiles sous chargement monotone. Cependant, les paramètres qui définissent le comportement triaxial ont une influence très remarquable sur la réponse des voiles, et ils changent intégralement cette réponse si les valeurs de ces paramètres ne sont pas bien calibrées. En effet, dans cette étude les valeurs calibrées donnant une très bonne concordance avec les résultats expérimentaux sont de l'ordre de : 56° pour la dilatation de l'angle, 1.16 pour la valeur du rapport de la contrainte biaxiale sur la contrainte unixiale, 0.1 pour l'excentricité du potentiel d'écoulement et .67 pour le paramètre *Kc*.
- Le modèle éléments finis d'Abaqus n'est pas en mesure de reproduire le comportement cyclique des voiles en béton armé, la faute à une sous-performance du modèle de béton qui ne tient pas compte de l'effet d'hystérésis.
- Le code de calcul Vec Tor2 a la capacité de bien reproduire la réponse des voiles en béton armé aussi bien sous chargement monotone que sous chargement cyclique, mais les résultats de ce code ne sont pas aussi complets que ceux d'Abaqus, il se limite aux courbes force-déplacement ainsi qu'aux propagations des fissures.
- L'approche locale de modélisation offre plus de maniabilité et de liberté dans la conception des modèles à tester, alors que celle de l'approche semi-locale possède des restrictions, surtout en ce qui concerne la définition de l'emplacement des armatures.
- Les aciers horizontaux ont une influence sur la résistance maximale et les modes de rupture engendrés pour les voiles courts ainsi que ceux de transitions pour les voiles courts et pour un pourcentage d'aciers ≤ 2.40%; au-delà de ce pourcentage, ces aciers n'ont aucun effet sur la résistance maximale. Pour les voiles de transition et pour un pourcentage d'aciers ≤ 0.80%, l'influence est remarquable, au-delà de ce pourcentage, cependant, ces aciers n'apportent aucune amélioration. Pour les voiles élancés, la variation d'aciers horizontaux n'apporte aucune amélioration significative sur la résistance des voiles, mais elle contribue toutefois à une meilleure répartition des fissures.
- Les aciers verticaux ont été identifiés comme une variable de conception qui affecte le comportement et la résistance des trois types de voiles. Pour les voiles courts, et au-delà, de 2.40% d'aciers, la résistance reste inchangée. Pour les voiles de transition et au-delà de 2.08% d'aciers, la résistance de voiles aussi reste inchangée.
- Les aciers d'extrémités ou concentrés, eux aussi, ont une influence sur la réponse et les modes de rupture des trois types de voiles. Pour les voiles courts, au-delà, de 4.4% d'aciers, l'amélioration de la résistance est insignifiante.
- L'élancement géométrique aussi influence considérablement la résistance des trois types de voiles ainsi que leurs modes de rupture.

- La résistance du béton s'est avérée être une variable qui affecte la résistance des voiles courts et de transitions ainsi que leurs modes de rupture. Pour des bétons de 20 MPa, les voiles courts et de transitions ont tendance à présenter des comportements fragiles Tandis que pour des bétons entre 30 et 50MPa, le comportement devient plus au moins ductile. Il est a été noté que, la résistance du béton ne joue pas un rôle significatif sur les voiles de transition.
- Aucune équation, parmi les six équations, ne tient compte de toutes les variables de conception qui influent sur la résistance des voiles, c'est-à-dire, les aciers horizontaux, verticaux, aciers dans les zones d'extrémités, l'élancement géométrique, la résistance du béton à la compression, le chargement axial et le type de chargement.
- Trois nouvelles équations de prédiction de la résistance ultime des trois types de voiles sont proposées en utilisant la méthode d'optimisation des moindres carrées non linéaire. Ces trois équations offrent des moyennes et des médianes du rapport (valeurs prédite par les modèles sur les valeurs donnés par l'expérimentale) de 1.00 et 1.00, respectivement, avec des coefficients de variation inférieure à 0.185. Ces équations fournissent des résultats nettement supérieurs à ceux obtenus par le biais des six équations étudiées précédemment.

3. Recommandations :

- La contrainte limite du code américain peut-être limitée à $(0.67\sqrt{fc} \text{ MPa})$ pour les voiles de transition et à $(0.65\sqrt{fc} \text{ MPa})$ pour les voiles élancés au lieu de $(0.83\sqrt{fc} \text{ MPa})$.
- La contrainte limite du code Néo-Zélandais peut être limitée à $(0.18 f_c \text{ MPa})$, pour les voiles de transition et à $(0.098 f_c \text{ MPa})$ pour les voiles élancés au lieu de $(0.20f_c \text{ MPa})$.

4. Perspectives

Les perspectives de la présente thèse sont identifiées ci-dessous:

• Enrichir les trois bases de données avec d'autres essaies qui se trouvent dans les littératures en les rapportant de manière détaillée, en termes de chargement et de déplacement correspondant à l'évolution des différents phénomènes qui se produisent en cours de sollicitation (initiation des fissure de flexion, de cisaillement, atteinte de la limite élastiques des trois types d'aciers). Puis en utilisant la même démarche adoptée dans cette présente thèse, on peut développer une courbe force-déplacement analytique qui se caractériserait par cinq points qui correspondraient à l'initiation des phénomènes cités précédemment.

• La démarche de cette thèse peut être poursuivie pour investiguer le comportement des autres voiles qui n'ont pas une section transversale rectangulaire, il y a lieu de souligner que les équations de prédiction existantes actuellement sont toutes les mêmes pour tous les voiles (voiles rectangulaire, avec raidisseurs, avec ailes, en forme de T, U et L) Ainsi que les autres éléments des structures de génie civil tel que les portiques.

• Le modèle du béton d'Abaqus peut être amélioré par l'introduction de l'effet hystérésis, afin que le modèle développé dans cette thèse soit en mesure de reproduire le comportement cyclique des voiles. Une étude approfondie sur les paramètres qui définissent le comportement triaxiale devrait aussi être menée.

• Une analyse plus approfondie des résultats du quatrième chapitre, pourrait être conduite afin de bien comprendre et maitriser l'influence des variables de conception sur le comportement des voiles et d'identifier des éventuelles corrélations entre ces variables.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A. H. Nilson, D. Darwin, and C.W. Dolan. Design of Concrete Structures. McGraw-Hill, New York, NY, 14th edition, 2010.
- A.Vulcano,V.V.Bertero and V.Colotti., (1988). Analytical modeling of R/C structure walls. Ninth world conference on earthquake engineering, August 2-9,1988,Vol.VI:41-46.
- A.Vulcano, V.V.Bertero., (1987). Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls:evaluation of their reliability", Report UCB/EERC-89/19, University of California, Berkeley.
- Aaleti, S. (2008)."Behavior of Rectangular Concrete Walls Subjected to Simulated Seismic Loading", PhD thesis, Iowa State University, Ames, IA.
- ABAQUS analysis user's manual version 6.11.3. (2013). Pawtucket (RI): Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
- Ahmed M. Nasr 2011 'SEISMIC PERFORMANCE OF RC SHEAR WALLS WITH OPENINGS STRENGTHENED WITH ADVANCED COMPOSITES', PhD thesis UNIVERSITY OF CALIFORNIA, IRVINE USA
- Alexander, C. M., Heidebrecht, A. C., and Tso, W. K., 1973, "Cyclic Load Tests on Shear Wall Panels," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, pp. 1116-1119.
- ANTONIADIS Anestis 1992 RÉGRESSION NON LINÉAIRE ET APPLICATIONS ISBN9782717823448 ECONOMICA edition Sylvie Huet 2006 La régression non-linéaire édition INRA isbn : 978-2-7380-0413-0
- ASCE (2003), Seismic Evaluation of Existing Buildings (ASCE/SEI 31-03), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 446 pp.
- ASCE (2006), Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 416 pp.
- ASCE Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures. (1982). Stateof-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete, ASCE Special Publications.
- Asch 2010: Régression linéaire et non linéaire, http://www.lamfa.u picardie.fr/asch/f/t/TADE_2010/cours/07regression_classique.pdf
- Barda, F., Hanson, J. M., and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP 53-8, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202.
- Belarbi, A., Hsu, TTC., (1994). Constitutive laws of concrete in tension andreinforcing bars stiffened by concrete. ACI Structural Journal, 91(4), 465–74.
- Benjamin, J. R., and Williams, H. A., 1956, "Investigation of Shear Walls, Part 12 Studies of Reinforced Concrete Shear Wall Assemblies," Report No. 10, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford.
- Bentz, E. C., "Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members," Doctoral Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2000, 310 pp.
- Bernard Delyon 2015 Régression Cours de deuxième année de master http://perso.univrennes1.fr/bernard.delyon/regression.pdf

- Birtel V, Mark P (2006). Parametrised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. Abaqus Users Conference.
- Brzev, S. 2004, Building Performance in the Boumerdes, Algeria Earthquake of May 21, 2003, The Canadian Association for Earthquake Engineering Newsletter, http://www.caee.uottawa.ca/NewsletterSummer2004.htm.
- Brzev, S. 2004, Building Performance in the Boumerdes, Algeria Earthquake of May 21, 2003, The Canadian Association for Earthquake Engineering Newsletter, http://www.caee.uottawa.ca/NewsletterSummer2004.htm.
- Cardenas, A. E., Russell, H. G., and Corley, W. G., 1980, "Strength of Low Rise Structural Walls," Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces, SP 63- 10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 221-241.
- Carvajal, O. and Pollner, E., (1983). "Muros de Concreto Reforzados con Armadura Minima," Boletin Tecnico, Universidad Central de Venezuela, Facultad de Ingenieria, Ano 21 (72-73), Enero-Diciembre, 5-36
- Chen, W.F. and Han, D.J., (1988). Plasticity for Structural Engineers, Springer-Verlag, New York, 1988.
- Cheng, F. Y., and Yang, J. S., 1996, "Hysteresis Rules and Design Parameter Assessment of RC Low-Rise Shear Walls and Buildings with Openings," Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.
- Cheng, F. Y., Lou, K. Y., and Yang, J. S., 1994, "Analytical and Experimental Studies of RC Structures with Low-Rise Shear Walls," Proceedings, Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, IL, pp. 45-54.
- Christian Christiangreife 2005 : seismic behavior of lightly reinforced concrete squat shear walls' THÈSE de doctorat, ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE
- Christophe Hurlin 2013 "The Multiple Linear Regression Model Advanced Econometrics" HEC Lausanne University of OrlÈans http://www.univorleans.fr/deg/masters/ESA/CH/Chapter3_Linear_Model.pdf
- D. Mitchell, R.H. DeVall, K. Kobayashi, R. Tinawi, and W.K. Tso. Damage to concrete structures due to the january 17, 1995, hyogo-ken nanbu (kobe) earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 23:757–770, 1996.
- D. Mitchell, R.H. DeVall, K. Kobayashi, R. Tinawi, and W.K. Tso. Damage to concrete structures due to the january 17, 1995, hyogo-ken nanbu (kobe) earthquake. Canadian Journal of Civil Engineering, 23:757–770, 1996.
- Daniel Borcard 'Tests de normalité' http://biol09.biol.umontreal.ca/BIO2042/Test_normal.pdf
- Davidovici, V. Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 / Rapport préliminaire.
- Davidovici, V. Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003 / Rapport préliminaire.
- Dazio, A., Beyer, K., Bachmann, H.(2009)."Quasi-static Cyclic Tests and Plastic Hinge Analysis of RC Structural Walls", Engineering Structures 31,pp. 1556-1571.
- Dubé J.F., (1997). Modélisation multicouche des voiles en béton armé. Revue Française de Génie Civil, vol.1, numéro 2, pp. 285 -307, juin.

- Econométrie Appliquée Séries Temporelles Christophe HURLIN http://www.univorleans.fr/deg/masters/ESA/CH/CoursSeriesTemp Chap4.pdf
- F.Azzato, A.Vulcano.,(1996). Modeling of RC frame-wall structures for nonlinear seismic analysis. Eleventh world conference earthquake engineering,paper No.1411,1996.
- Farid Benboudjema., (2002). Modelisation des deformations differees du beton sous sollicitations biaxiales. application aux enceintes de confinement de batiments reacteurs des centrales nucleaires. Thèse de doctorat, Universite de marne la vallée, France.
- Farrar, C. R., and Baker, W. E., 1993, "Stiffness of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls," Report No. NUREG/CR-5755, Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
- Feenstra P.H., (1993). Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete Dissertation, Delft University, the Netherlands.
- Fintel, M. (1995), Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years", PCI Journal, Vol. 40, No. 3, pp. 62-80.
- Fintel, M. (1995), Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years", PCI Journal, Vol. 40, No. 3, pp. 62-80.
- Fintel, M., 1974. Ductile shear walls in earthquake resistant multistory buildings, ACI J. 71 (19), 296–305.
- Fintel, M., 1974. Ductile shear walls in earthquake resistant multistory buildings, ACI J. 71 (19), 296–305.
- Galletly, G. D., 1952, "Behavior of Reinforced Concrete Walls under Static Load," Department of Civil and Sanitary Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Greifenhagen, C., Papas, D., and Lestuzzi, P., 2005, "Static-Cyclic Tests on Reinforced Concrete Shear Walls with Low Reinforcement Ratios," Report No. N4, School of Architecture, Civil and Environmental Engineering, Ecole Polytechnique Federale De Lausanne, Lausanne, Switzerland, 113 pp.
- He, W., Wu, Y. F., Liewand, K.M., Wu, Z., (2006). A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures. Int. J. of Eng. Science, 44(18-19), 1280-1303.
- Hemsas Miloud, (2010). Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France
- Hernandez, O. B., 1980, "Diseno de muros de concreto con falla por cortante," PhD Dissertation, Instituto de Ingenieria, Universidad Nacional Autonoma de Mexico, Mexico City, Mexico, 165 pp.
- Hidalgo, P. A., Jordan, R. M., and Martinez, M. P., 2001, "An Analytical Model to Predict the Inelastic Seismic Behavior of Shear Wall, Reinforced Concrete Structures," Engineering Structures, Vol. 24, pp. 85-98.
- Hidalgo, P. A., Jordan, R., and Ledezma, C. A., 1998, "Experimental Study of Reinforced Concrete Walls under Shear Failure," Proceedings, Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Hidalgo, P. A., Ledezma, C. A., and Jordan, R. M., 2002, "Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls," Earthquake Spectra, EERI, Vol. 18, No. 2, pp. 287-308.

- Hidalgo, P.A., Ledezma, C.A., Jordan, R.M., (2002). "Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls," Earthquake Spectra, EERI, Vol. 18, No.2, May 2002, pp.287-308.
- Hines, E.M., Restrepo, J.I. and Seible, F., "Force-Displacement Characterization of Well Confined Bridge Piers," ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 4, 2004, pp. 537- 548.
- Hirosawa, M., 1975, "Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them," Kenchiku Kenkyu Shiryo, No. 6, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Japan, 277 pp.
- ILE .N., (2000). Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique: apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France.
- Ile N., (2000). Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- IMAN GHORBANIRENANI 2010 'EXPERIMENTAL AND NUMERICAL INVESTIGATIONS OF HIGHER MODE EFFECTS ON SEISMIC INELASTIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS', UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL Canada
- IRIS plate-forme de modélisation régionale « correction des prévisions de l'ozone par adaptation statistique, Octobre 2008
- J. Moehle. February 27, 2010 Chile Earthquake Reconnaissance Team Investigation:
- J. Moehle. February 27, 2010 Chile Earthquake Reconnaissance Team Investigation: Reinforced Concrete Buildings. Powerpoint presentation, 2011 L. Lowes. Chi–chi reconnaissance images
- Ji, S., (2002). "Dynamic Analysis of the Elastic-plastic Response of High-rise Reinforced Concrete Frame-wall Structures Subjected to Ground Motion", Doctoral Dissertation, Tongji University, China.
- Jiang, H., (1999). "Research on seismic behavior of shear walls dissipating energy along vertical direction with application", Doctoral Dissertation, Tongji University, China
- John Wallace 2011 'Lightly-Reinforced Wall Segments' http://peer.berkeley.edu/grandchallenge/wpcontent/uploads/2011/01/Wallace Wall_Segments_FINAL_V3_Present.pdf
- Joshua F. Rocks., (2012), Large Scale Testing of Low Aspect Ratio Reinforced Concrete Walls. Master thesis, University at Buffalo, State University of New York.
- Júnior, F. S. and Venturini, W. S., (2007). Damage modelling of reinforced concrete beams. Advances in Engineering Software, 38(8-9), 538-546.
- Karsan, I.D., Jirsa, J.O., (1969). Behaviour of concrete under compressive loadings. Journal of Structure Division. ASCE, 95(12), 2535–2563.
- Kassem, W. and Elsheikh, A. (2010). Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls. Journal of Structural Engineering, ASCE, In Press (doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000218).
- Kotronis P., (2000). Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Kotronis P., Davenne L., Mazars J., (2004). Poutre 3D multifibre Timoshenko pour la modélisation des structures en béton armé soumises à des chargements sévères. Revue Française de Génie Civil, vol. 8, issues 2-3, pp. 329-343.

- Krätzig, W. B. and Pölling, R., (2004). An elasto-plastic damage model for reinforced oncrete with minimum number of material parameters. Computers & Structures, 82(15-16), 1201-1215.
- Kuang, J. S., and Ho, Y. B., 2008, "Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing," ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, Mar.-Apr., pp. 225 231.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H. (1969), "Behavior of concrete under biaxial stress", J. Am. Concrete I., 66(8), 656-666
- Kwak, H. G. and Filippou F. C., (1997). Nonlinear FE Analysis of R/C Structures Under Monotonic Loads. Computers & Structures, 65(1), 1-16.
- L. Lowes. Chi-chi reconnaissance images
- La Borderie C.L., (1991). Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse des structures en béton. Thèse de doctorat, Université Paris 6.
- Labadi, Y. and Hannachi, N. E., (2005). Numerical Simulation of Brittle Damage in Concrete. Strength of Materials, 268-281.
- Lee J, Fenves GL (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Engineering Mechanics 124(8):892–900.
- Lefas, I. D., and Kotsovos, M. D., 1990, "Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals," ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 716-726.
- Lefas, I. D., Kotsovos, M. D., and Ambraseys, N. N., 1990, "Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism," ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 23-31.
- Lowes, L. N., (1999). Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam- Column Bridge Connections. Dissertation, University of California, Berkeley, California, USA.
- Lubliner J, Oliver J, Oller S, Oñate E (1989). A plastic-damage model for concrete, Solids and Structures, 25(3):299–326.
- Lubliner J., (1990). Plasticity theory. New York: MacMillan
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete."International Journal of Solids and structures, 25(3), 299-326.
- Luccioni, B.M. and Rougier, V.C., (2005). A plastic damage approach for confined concrete. Computers & Structures, 83(27), 2238-2256.
- M. L. Delignette-Muller. Charles 'Introduction à la Régression Non Linéaire Rappels sur la régression linéaire simple' http://spiral.univ-lyon1.fr/files_m/M4922/Files/370377_4566.pdf
- M.G. Ireland, S. Pampanin & D.K Bull. Concept and Implementation of a Selective Weakening Approach for the Seismic Retrofit of R.C. Buildings, NZSEE Conference, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 2006.
- M.G. Ireland, S. Pampanin & D.K Bull. Concept and Implementation of a Selective Weakening Approach for the Seismic Retrofit of R.C. Buildings, NZSEE Conference, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 2006.

- Maier, J., and Thürlimann, B., 1985, "Bruchversuche an Stahlbetonscheiben," Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, Zürich, Switzerland, 130 pp.
- MAT7381 Chapitre 5 Régression http://www.alalouf.com/7381/DocumentsH12/REG05R%E9gMultH12.pdf
- Mattock, A. H., 1976, "Shear Transfer Under Monotonic Loading, Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times, Final Report, Part 1," Report No. SM 76-3, Department of Civil Engineering, University at Washington, Seattle, WA.
- Mattock, A. H., 1977, "Shear Transfer Under Cyclically Reversing Loading Across an Interface Between Concretes Cast at Different Times, Final Report, Part 2," Report No. SM 77-1, Department of Civil Engineering, University at Washington, Seattle, WA.
- Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G., (1989). Continuum damage theory application to concrete. J. Eng. Mech., 115(2), 345-365.
- Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F., & Casaux, G. (2006). Using multifiber beams to account for shear and torsion: Applications to concrete structural elements. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195(52), 7264-7281.
- Mestat P., Prat M. et al., (1995). La modélisation des ouvrages. Hermès publications, Paris.
- Millard A. et al., (1991). Comportement cyclique et dynamique des structures en béton armé. GREGO Géomatériaux, Rapport scientifique, Reynouard J.M (ed) pp. 413-452.
- Mohammadi-Doostdar, H., 1994, "Behavior and Design of Earthquake Resistant Low-Rise Shear Walls," Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada, 234 pp.
- Nechnech Wahid., (2000). Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse de doctorat, INSA Lyon, France.
- Ngo, D. and Scordelis, A.C., (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. Journal of ACI, 64(3), 152-163.
- Nguyen X.H., (2006) Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P., (2005). Modélisation des structures en béton armé par élément de poutre multifibre. Congrès Français Mécanique, Troyes 29 Août- 3 Septembre, cd n° 315.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P., (2006). Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé. Revue Européenne de Génie Civil, vol. 10, N° 3, pp. 361-373.
- Nicolas Picard 2012 Manuel de construction d'équations allométriques pour l'estimation du volume et la biomasse des arbres De la mesure de terrain à la prédiction, E-ISBN 978-92-5-207347-5 http://www.fao.org/docrep/018/i3058f/i3058f.pdf
- Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), University of California, Berkeley, http://opensees.berkeley.edu.
- Palermo, D., and F. J. Vecchio. 2003. Compression field modeling of reinforced concrete subjected to reversed loading: formulation. ACI Structural Journal 100(5): 616–625.

- Paulay, T., and Priestley, M. J. N., 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N., and Synge, A. J., 1982, "Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls," ACI Journal, Vol. 79, No. 4, Jul.-Aug., pp. 257-269.
- Petrangeli M., Pinto P.E., Ciampi V., (1999). Fiber element for cyclic bending and shear of RC structutes. I: Theory. Journal of Engineering Mechanics, vol. 125, pp. 994- 1001, No. 9, September.
- Phuvoravan, K. and Sotelino E. D., (2005). Nonlinear Finite Element for Reinforced Concrete Slabs. J. Struct. Engrg., 131(4), 643-649.
- Pilakoutas, K., 1991, "Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Walls," Report No. 91-4, ESEE Research Report, Civil Engineering Department, Imperial College, London, UK, 360 pp.
- Pilakoutas, K., and Elnashai, A. S., 1995, "Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Cantilever Walls, Part I: Experimental Results," ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 3, May-June, pp. 271-281.
- Pilakoutas, K., Elnashai A., (1995). "Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part I: Experimental Results," ACI Journal of Structural Engineering, Vol. 92, No. 3, May-June issue, pp. 271-281.
- Pilette, F. C., 1987, "Behavior of Earthquake Resistant Squat Shear Walls," MS Thesis, Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada, 177 pp.
- Popovics, S., (1973), A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete. Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599.
- Portland Cement Association (PCA).(2008)."Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete", PCA, Skokie, IL.
- Rabczuk, T., Akkermann, J. and Eibl, J., (2005). A numerical model for reinforced concrete structures. Int. J. of Solids and Struct., 42(5-6), 1327-1354.
- Reinforced Concrete Buildings. Powerpoint presentation, 2011
- Rothe, D., 1992, "Untersuchungen zum Nichtlinearen Verhalten von Stahlbeton Wandschieben unter Erdbebenbeanspruchung," PhD Dissertation, Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, der Technischen Hochschule Darmstadt, Darmstadt, Germany, 161 pp.
- Rots, J. G., (1988). Computational modeling of concrete failure. Thesis, Delft Uni. Tech., Delft, the Netherlands.
- Saanouni K., (2003). "Numerical Modelling in Damage Mechanics (Innovative Technology
- Saatcioglu, M., Gardner, N J., and Ghobarah, A. (2001) "1999 Turkey Earthquake, Performance of RC Structures", Concrete International, Vol. 23 No.3, pp. 47-56.
- Saatcioglu, M., Gardner, N J., and Ghobarah, A. (2001) "1999 Turkey Earthquake, Performance of RC Structures", Concrete International, Vol. 23 No.3, pp. 47-56.
- Saïd Mammar 1999 ' cours de méthode numériques, http://aramis.iup.univ evry.fr:8080/~smam/polycopies/mt71/mt71.pdf

Salonikios, T. N., Kappos, A. J., Tegos, I. A., and Penelis, G. G., 1999, "Cyclic Load Behavior of Low-Slenderness Reinforced Concrete Walls: Design Basis and Test Results," ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 4, Jul.-Aug., pp. 649-660.

- Sánchez-Alejandre, A., & Alcocer, S. M. (2010). Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading—trends and models. Engineering Structures, 32(8), 2466-2476
- Sezen, H., Whittaker, A.S., Elwood, K J., Mosalam, K.M. (2003), "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 103-114.
- Sezen, H., Whittaker, A.S., Elwood, K J., Mosalam, K.M. (2003), "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practice in Turkey", Engineering Structures, Vol. 25, pp. 103-114.
- Shiga, T., Shibata, A., and Takahashi, J., 1973, "Experimental Study on Dynamic Properties of Reinforced Concrete Shear Walls," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 1, Rome, Italy, pp. 1157-1166.
- Shiga, T., Shibata, A., and Takahashi, J., 1975, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls," Proceedings, Review Meeting of the US-Japan Co-operative Research Program in Earthquake Engineering, Honolulu, HI, pp. 107-117.
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F., (1996a). Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 25, issue 7, pp. 711-725.
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F., (1996b). Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. II: Applications. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 25, issue 7, pp. 727-742.
- Sumarac, D., Sekulovic, M., and Krajcinovic, D., (2003). Fracture of Reinforced Concrete Beams Subjected to Three Point Bending. Int. J. of Damage Mech., 12(1), 31-44.
- T. Paulay, M.J.N. Priestley.,(1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings JHON WILEY & SONS, INC.
- Takeda, T., M.A. Sozen, and N.N. Nielsen (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, 96:12, pp. 2557-2573.
- Tasnimi, A.A. (2000)."Strength and Deformation of Mid-rise Shear Walls under Load Reversal", Engineering Structures, Vol. 22, pp.311-332
- Thomsen IV, J.H., and Wallace W.J.(2004)."Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification", Journalof Structural Engineering, Vol. 130, No. 4, ASCE.
- Thomsen, J.H., and Wallace, J.W., (1995). "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections," Report No. CU/CEE-95/06, Department of Civil Engineering Clarkson University, Postdam, N.Y., 353 pp.

Series)". Lavoisier ed.

- Thomsen, J.H., and Wallace, J.W., (2004). "Experimental Verification of Displacement- Based Design Procedures for Slender Reinforced Concrete Structural Walls," Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 130, No. 4, pp. 618-630.
- Tikhomirov, D. and Stein, E., (2001). Finite element computations of anisotropic continuum damage in reinforced concrete. Computers & Structures, 79(22-25),2249-2260.
- Tran, T. A., (2010). "Lateral Load Behavior and Modeling of Low-Rise RC Walls for Performance-Based Design," Ph.D. Seminar, University of California, Los Angeles.
- Vecchio, F. J., 1992, "Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 2390-2406.
- Vecchio, F. J., 1998, "Lessons from the Analysis of a 3-D Concrete Shear Wall," Structural Engineering and Mechanics, Vol. 6, No. 4, pp. 439-455.
- Vecchio, F. J., 2000, "Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 9, pp. 1070-1077.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P., 1982, "Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses," Report No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P., 1986, "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," ACI Journal, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 219-231.
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P., 1993, "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3590-3610.
- Vecchio, F. J., Lai, D., Shim, W., and Ng, J., 2001, "Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Validation," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 350-358.
- Vecchio, J. V. and Collins, M. P., (1986). The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Structural Journal, 83(2):219-231, March-April 1986.
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Orakcal, K. (2006). St. Joseph's Healthcare Orange, California, SPC-2 Upgrade: E/W Wing Component Test Program – Final Report. Report No. UCLA SEERL 2006/1, University of California, Los Angeles, California, U.S.A.
- Wang, C.K., Salmon, C.G., (1998). Reinforced Concrete Design, Sixth Edition. Addison Wesley Education Publisher.
- Wong P.S., Vecchio F.J., (2002). VecTor2 & Formwork Users Manual. Department of Civil Engineering, University of Toronto; 214 pp.
- Wong, P.S. and Vecchio, F.J. (2002), "VecTor2 and formworks user's manual", Technical Report, Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Wood, S. L., , " Observed Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading," Earthquake-Resistant Structures, SP21-11., pp. 453-477.
- Wood, S. L., 1990, "Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls," ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 99-107.
- Wood, S., (1991). "Performance of Reinforced Concrete Buildings During the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls" Earthquake Spectra 7, 607.

- Wu, J. Y., Li, J., and Faria, R., (2006). An energy release rate-based plastic amage model for concrete. Int. J. of Solids and Struct., 43(3-4), 583–612.
- Xie, L., and Xiao, Y., 2000, "Study on Retrofit of Existing Squat Concrete Shear Walls," Report No. USC-SERP 2000-5, Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, CA, 111 pp.
- Zhang, H., (2007). "Study on the Performance-based Seismic Design Method for Shear Wall Structures," Doctoral Dissertation, Tongji University, China.
- Zhang, H., L, X., and Wu, X., 2010, "Experimental Study and Numerical Simulation of the Reinforced Concrete Walls with Different Stirrup in the Boundary Element," Journal of Asian Architecture and Building Engineering/November 2010/454, pp. 447-454.
- Zhang, L. X. B., and Hsu, T. T. C., 1998, "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 1, pp. 24-34.
- Zhang, Y., Wang, Z., (2000). "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading," ACI Journal of Structural Engineering, Vol. 97, No. 5, pp. 739-750.
- Zhang, Y.F., and Wang, Z.H.(2000). "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to High Axial Loading", ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 5, pp.739-750.
- Zhou, G., (2004). "Research on the hysteric behavior of high-rise reinforced concrete shear walls," Master's Thesis, Tongji University, China

Annexe B

Résultat complet obtenu par le programme Response-2000





Résumé : Les voiles en béton armé sont considérés comme le système de contreventement principal dans les bâtiments pour résister aux chargements latéraux dans les régions potentiellement sismiques. Les derniers séismes connus ont mis en évidence l'efficacité de ce genre de système pour résister aux chargements engendrés par les tremblements de terre. Toutefois, dans certains cas, les voiles peuvent subir des dommages légers mais aussi parfois sévères durant les séismes même s'ils sont concus en respectant les codes de dimensionnement de dernières générations. Les recherches présentées dans cette thèse se focalisent sur l'analyse du comportement mécanique, des réponses, et de la modélisation de voiles rectangulaires en béton armé avec l'objectif d'améliorer notre compréhension des voiles en béton armé. Pour cela, un inventaire des travaux expérimentaux réalisés sur les voiles en béton armé dans plusieurs pays à travers le monde depuis les années 1950 a été mené, ce qui nous a permis de collecter un maximum d'informations. Cet inventaire effectué, nous a permis de classer les voiles en trois catégories suivant leurs élancements ainsi que l'élaboration de trois bases de données pour chaque type de voiles. (Voiles courts avec élancement géométrique ≤ 1.00 , voile élancé les avec élancement > 2.00 et voiles de transition avec élancement entre 1.00 et 2.00). La faisabilité et la performance de prédiction de la résistance ultime des voiles en cisaillement ou en flexion de certaines équations utilisées dans des pays sismiques sont évaluées en utilisant les trois bases de données. L'évaluation de ces équations a montré qu'elles ne sont pas capables de prédire correctement les réponses expérimentales observées pour chaque type de voiles et elles présentent un coefficient de variation important. Une investigation de l'influence des variables de conception affectant la résistance maximale des voiles rectangulaires a été conduite en exploitant les données recueillies auparavant dans la littérature, hélas, ces données ne sont pas assez suffisantes pour clarifier suffisamment le rôle et l'influence de chaque variable. Pour cela, Nous avons eu recours aux simulations numériques, qui nous ont paru être les plus économiques et termes de temps et d'argent, pour comprendre l'influence de chaque variable d'avantage. Deux types d'approches de modélisation des voiles en béton armé ont été menés en détails, l'un en 3D, en utilisant le code de calcul Abaqus, où une échelle de discrétisation locale est adoptée, l'autre en 2D en utilisant le code Vec Tor2 avec une échelle de discrétisation semi-locale. L'approche du Code d'Abaqus offre des résultats complets et en très bonne concordance avec les réponses expérimentales, ce qui offre une certaine assurance et motivation pour la conduite d'investigation sur l'influence des variables de conception. Les éléments importants pour reproduire la réponse des voiles numériquement ont été explorés et des recommandations sur les analyses numériques ont été faites. L'investigation de l'influence de ces variables de conception menée avec Abaqus a permis de clarifier d'avantage le rôle et l'influence de chaque variable, cela nous a permis de développer trois nouvelles équations de prédiction de la résistance ultime pour chaque type de voiles, en considérant toutes les variables de conception influentes.

Mots clés : Prédiction, nouveaux modèles, résistance ultime, comportement mécanique, voiles rectangulaire en béton armé, voiles, simulation 2D et 3D, ABAQUS, Vec Tor2

Abstract: Reinforced concrete walls are considered as the main lateral-force-resisting in buildings subject to earthquakes load in many seismic regions. The last known earthquakes have demonstrated the effectiveness of this kind of system to resist to the loads generated by earthquakes. However, in some cases, these walls can suffer mild or severe damage during earthquake, even if, they are designed in compliance with the latest design codes generation. The studies presented in this thesis focus on the examining the mechanical behavior, responses, and modeling of rectangular reinforced concrete walls with the objective of improving our ability understand behavior of rectangular reinforced concrete walls. For this, an inventory of the experimental work carried out on the reinforced concrete walls in several countries around the world since 1950 was conducted which allowed us to collect a maximum of information. The conducted inventory has allowed to classify rectangular reinforced concrete walls into three categories according to their slenderness and to assemble three databases for each type of walls. (Squat reinforced concrete walls with slenderness ≤ 1.00 , slender walls with slenderness ≥ 2.00 and transition walls with slenderness between 1.00 and 2.00). The utility and the ability of predictive equation currently used some seismic countries for the ultimate strength of reinforced concrete walls is evaluated and determined using the assembled databases. The evaluation of these equations has shown that they don't provide unbiased estimates of the ultimate strength. An investigation of the effect of design variables that affect the ultimate strength of rectangular reinforced concrete walls was conducted using the databases, unfortunately, these data are not sufficient enough to clarify the effect of each variable. For this, we used the numerical simulations to understand the influence of each variable. Two finite element analysis approaches of modeling reinforced concrete walls were conducted in this study, the first was with 3D approach and conducted by using Abaqus software, where a local discretization is adopted, the second was in 2D plan stress using the Vec Tor2 approach. The approach of Abaqus provided results in good agreement with the experimental responses. Modeling decisions that are important to predicting the response of reinforced concrete is explored and recommendation for finite element responses are made. The investigation of the influence of the design variables conducted with Abaqus clarified the effect of each variable, and it has allowed to develop three new predictive equations for ultimate strength of the three kinds of reinforced concrete walls.

Keywords: Prediction, Models, ultimate strength, reinforced concrete walls, walls, rectangular walls, 2D ans 3D modeling, ABAQUS, Vec Tor2