

Titre: Modélisation numérique de l'impact d'une inondation sur une structure flexible
Title:

Auteur: Maxence Nicq
Author:

Date: 2026

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Nicq, M. (2026). Modélisation numérique de l'impact d'une inondation sur une structure flexible [Master's thesis, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/76873/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/76873/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Modélisation numérique de l'impact d'une inondation sur une structure flexible

MAXENCE NICQ

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie des structures

Avril 2026

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Modélisation numérique de l'impact d'une inondation sur une structure flexible

présenté par **Maxence NICQ**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mahdi BEN FTIMA, président

Najib BOUAANANI, membre et directeur de recherche

Reda SNAIKI, membre externe

DÉDICACE

*À ma famille,
À mes amis de Montréal, de France et à travers le monde
À une petite suisse
À tous les membres du laboratoire sans qui cela n'aurait pas été possible*

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d’abord à exprimer ma plus profonde gratitude à mon directeur de mémoire, Professeur Najib Bouaanani, pour sa guidance précieuse et son soutien constant tout au long de ce projet. Sa vision académique, son expertise et ses conseils avisés ont été essentiels à l’élaboration et à la réussite de ce travail. Je vous remercie sincèrement pour votre disponibilité, votre patience et votre implication sans faille.

Je souhaite également adresser mes sincères remerciements à M. Ehsan Roweh, Mme Yasmin Moaiyedfar, M. Ramtin Kouhdasti et M. Reza Delzendeh pour leur soutien technique, leurs suggestions pertinentes et leur accompagnement tout au long de ma recherche. Leur expertise ainsi que leurs remarques constructives ont grandement contribué à enrichir ce travail et à approfondir ma réflexion.

Un grand merci également à mes collègues de bureau, Léa Zheng, Paul Gouëzec et Jean-Baptiste Charrié, pour leur esprit de camaraderie, leur aide précieuse et les échanges stimulants que nous avons partagés. Travailler à vos côtés a été un véritable plaisir, et vos conseils ainsi que vos encouragements ont été d’une grande aide dans la finalisation de ce mémoire.

Enfin, je souhaite remercier sincèrement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l’aboutissement de ce projet, que ce soit par leurs encouragements, leur soutien moral ou leur expertise.

RÉSUMÉ

Les inondations comptent parmi les catastrophes naturelles causant d'importants dommages aux infrastructures de génie civil, telles que les barrages et les ponts, essentielles au fonctionnement de notre société. L'urbanisation croissante, l'assèchement des sols agricoles et l'augmentation des surfaces imperméabilisées réduisent l'infiltration des eaux de pluie, entraînant des surplus d'eau, des débordements et des glissements de terrain pouvant provoquer des inondations. Ces phénomènes sont aujourd'hui amplifiés par le réchauffement climatique, qui accentue l'assèchement des sols et entraîne des épisodes de précipitations intenses plus fréquents.

Les problèmes d'hydrodynamique considèrent généralement les structures comme infiniment rigides, ce qui ne permet pas d'obtenir certaines réponses structurelles essentielles pour l'ingénieur, telles que les contraintes internes et les déformations. Cette hypothèse, très conservatrice, ne reflète pas la réalité : lors de l'impact d'une vague, une structure se déforme, vibre et peut s'endommager. Des modèles intégrant la flexibilité structurelle ont récemment été développés, principalement à l'aide de la méthode des éléments finis. Toutefois, selon la précision recherchée, ces analyses peuvent engendrer des temps de calcul importants.

Ce mémoire présente le développement de modèles numériques de scénarios d'inondation à l'aide des méthodes des éléments finis et des particules lissées, afin d'en démontrer la fiabilité et de mettre en évidence le potentiel de réduction du temps de calcul pour l'ingénieur en structure. Il propose également une nouvelle condition frontière de troncation visant à réduire la taille des modèles en éléments finis dans les analyses d'interaction fluide-structure. La première partie de cette maîtrise est consacrée à la validation des modèles à partir de cas de référence de la littérature, portant sur un mur en béton et une plaque flexible. La seconde partie traite de l'implémentation d'une condition frontière de continuité dans les modèles en éléments finis afin de diminuer le temps de calcul.

Ce mémoire met en évidence l'influence significative du maillage et/ou du nombre de particules dans les deux méthodes sur l'obtention des réponses structurelles, telles que les réactions, les déplacements et les contraintes internes. Il permet également de comparer leurs avantages et leurs limites, en soulignant la nécessité d'une analyse approfondie des problèmes d'interaction fluide-structure, même pour des configurations simples, afin d'obtenir des résultats fiables. Enfin, la nouvelle condition frontière proposée dans ce travail constitue une approche efficace pour réduire le temps de calcul tout en maintenant un niveau de précision élevé.

ABSTRACT

Floods are among the natural disasters most likely to cause significant damage to civil engineering infrastructures such as dams and bridges, which are vital components of our society. However, due to increasing urbanization, accelerated drying of agricultural soils, and the expansion of paved surfaces, rainwater is captured less and less effectively and can generate excess water in storage areas, leading to overflows and landslides, and consequently causing floods. These phenomena are now intensified by climate change which, in addition to drying soils due to rising temperatures, causes intense periods of heavy precipitation with increasingly shorter return periods.

Hydrodynamic problems generally treat the structure as infinitely rigid, which does not allow a structural engineer to obtain the desired structural responses such as internal stresses and deformations. This assumption is in fact very conservative and does not reflect reality, since when a wave impacts a structure it deforms, vibrates, and may be damaged. Various models accounting for structural flexibility have recently been developed, generally using the finite element method. However, depending on the level of accuracy required, this type of analysis can generate very large computation times.

This thesis presents the development of numerical models of flood cases using the finite element method and the smoothed particle hydrodynamics method in order to demonstrate the reliability of this approach and highlight the potential time savings for structural engineers. It also introduces a new truncation boundary condition aimed at reducing the size of finite element models for fluid–structure interaction analyses.

The first part of this thesis focuses on the validation of models using classical benchmark cases from the literature. The structures studied are a concrete wall and a flexible plate. The second part addresses the implementation of a continuity boundary condition for finite element models in order to reduce computation time.

This thesis highlights the significant influence of the mesh and/or the number of particles in both methods on the prediction of structural responses, such as reactions, displacements, and internal stresses. It also compares their advantages and limitations, emphasizing the need for a thorough analysis of fluid–structure interaction problems, even for simple cases, in order to obtain reliable results. Finally, the new boundary condition proposed in this work provides an effective way to reduce computation time while maintaining a high level of accuracy.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vi
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xix
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte de la recherche	1
1.1.1 Les inondations un risque en évolution	1
1.1.2 Des conséquences non négligeables	2
1.2 Problématique	3
1.3 Objectifs	5
1.4 Méthodologie	5
1.5 Plan du mémoire	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	8
2.1 Les inondations : un risque majeur	8
2.1.1 Pertes économiques et humaines majeures	8
2.1.2 Impacts sur les structures	8
2.1.3 Impact du changement climatique	10
2.2 Description d'un écoulement	12
2.2.1 Écoulement eulérien	12
2.2.2 Écoulement lagrangien	13
2.2.3 Méthode Lagrangienne-Eulérienne arbitraire	13
2.3 Modélisation avec ou sans maillage	14
2.3.1 Méthodes avec maillage	14
2.3.2 Méthodes particulières	15
2.4 Les formulations par éléments finis pour l'interaction fluide-structure	15
2.5 La modélisation SPH appliquée aux interactions fluide-structure violentes	17

2.6	Équations de Navier-Stokes	20
2.7	Méthode des éléments finis	20
2.7.1	Formulation du Fluide	21
2.7.2	Équations de la réponse structurale	25
2.7.3	Interaction fluide-structure	25
2.8	Méthode hydrodynamique des particules lissées	27
2.8.1	Histoire et utilisations	27
2.8.2	Fonction noyau	27
2.8.3	Discrétisation de la méthode SPH	29
2.8.4	Discrétisation des équations de Navier-Stokes	31
2.8.5	Équation d'état	31
2.8.6	Variation du pas d'interpolation	33
2.8.7	Recherche des particules voisines	33
2.8.8	Viscosité artificielle	34
2.8.9	Conditions frontières	35
2.8.10	Contact et couplage avec les éléments finis	37
2.8.11	Pas de temps	38
CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DES MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS ET SMOO-		
	THED PARTICLE HYDRODYNAMICS	40
3.1	Introduction	40
3.2	Cas 1 : obstacle de type mur, via la méthode des éléments finis	40
3.2.1	Comparaison avec la littérature	41
3.2.2	Influence du maillage en 2D	44
3.2.3	Influence des facteurs de relaxation dans la convergence et la stabilité des modèles.	48
3.2.4	Influence du lit d'eau et du maillage en 2D	55
3.3	Étude du Cas 1 via la méthode SPH	60
3.3.1	Étude de convergence en 2D	62
3.3.2	Étude de convergence des modèles 2D avec un lit d'eau	68
3.3.3	Étude de convergence des modèles 3D	76
3.3.4	Vérification de la condition frontière	81
3.4	Cas 2 : obstacle de type plaque flexible, via la méthode des éléments finis . .	83
3.5	Cas 2 : obstacle de type plaque flexible, via la méthode SPH	85
3.5.1	Comparaison avec la littérature	85
3.5.2	Influence du maillage en 2D	86

3.5.3	Influence du coefficient de compressibilité numérique du l'eau selon la flexibilité de la structure	88
3.6	Conclusion	92
CHAPITRE 4 COMPARAISON DES MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS ET SMOOTHED PARTICLES HYDRODYNAMICS		
4.1	Introduction	95
4.2	Cas 1 - Comparaison des modèles SPH et éléments finis	95
4.2.1	Comparaison du cas 1 avec une structure rigide et les extrémités libres, 3D	95
4.2.2	Comparaison du Cas 1 avec une structure flexible en 2D	96
4.2.3	Comparaison du Cas 1 avec une structure flexible et les bords latéraux libres, 3D	99
4.2.4	Comparaison du cas 1 avec une structure flexible et les bords latéraux fixes, 3D	104
4.3	Cas 2 - Comparaison des modèles SPH et éléments finis	107
4.3.1	Comparaison du cas 2 avec la littérature	107
4.3.2	Comparaison du Cas 2 : Influence de la flexibilité de la structure en 2D	108
4.4	Conclusion	111
CHAPITRE 5 IMPLÉMENTATION D'UNE NOUVELLE CONDITION FRONTIÈRE DE TRONCATION POUR LES MODÈLES EN ÉLÉMENTS FINIS		
5.1	Introduction	113
5.2	Données d'entrée	113
5.3	Interpolation de l'élément FCBI-C	113
5.4	Exemple préliminaire	114
5.5	Implémentation de la Troncation	119
5.5.1	Cas préliminaire	119
5.5.2	Cas théoriques-expérimentaux	125
5.6	Conclusion	138
CHAPITRE 6 CONCLUSION		
6.1	Synthèse des travaux	140
6.2	Limitations des solutions proposées	143
6.3	Améliorations futures	143
RÉFÉRENCES		
		145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Formes discrètes des équations de conservation en méthode SPH. . .	31
Tableau 3.1	Temps de calcul pour les différents maillages du Cas 1 2D	47
Tableau 3.2	Facteurs de relaxation : valeurs par défaut et valeurs modifiées. . . .	48
Tableau 3.3	Paramètre pour le modèle d'eau en HPL du Cas 1	62
Tableau 3.4	Temps de calcul pour les différents espacements initiaux du Cas 1 2D en SPH avec une structure de maillage 7	64
Tableau 3.5	Contraintes principales (Pa) au moment du pic de réaction pour le Cas 1 en fonction des différents maillages et des espacements initiaux	66
Tableau 3.6	Temps de calcul pour les modèles SPH 2D du Cas 1	68
Tableau 3.7	Maximum de la réaction pour différents maillages et écart relatif maxi- mal selon le cas de lit d'eau, pour un espacement $h_0 = 0.001m$	71
Tableau 3.8	Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 1/3	73
Tableau 3.9	Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 1/2	74
Tableau 3.10	Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 2/3	74
Tableau 3.11	Temps de calcul pour les modèles SPH du Cas 1 avec un lit d'eau initial de 3/3	75
Tableau 4.1	Comparaison des contraintes principales maximales pour la structure avec les bords latéraux libres, entre les modèles SPH et EF	101
Tableau 4.2	Comparaison des réactions X et des déplacements X maximums en fonction de la flexibilité de la structure	111
Tableau 4.3	Comparaison des temps de calcul pour les deux cas en 3D et deux méthodes selon les conditions aux limites latérales	112
Tableau 5.1	Récapitulatif des maillages	116
Tableau 5.2	Coordonnées des lignes de troncatures pour les cas 1 et 3	125
Tableau 5.3	Temps de calcul pour les cas 1 et 3 entre les modèles complets et les modèles Tronqués	138

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Impact sur les infrastructures routières	1
Figure 1.2	Impact sur les barrages	3
Figure 1.3	Pont de Saint Jérôme dans les Laurentides en 2013, (Radio Canada / Jacaudrey Charbonneau)	4
Figure 1.4	Rupture du pont de St. Alban's	4
Figure 2.1	Déluge du Saguenay 1996	9
Figure 2.2	Causes de rupture des ponts [1]	9
Figure 2.3	Modes de rupture des ponts	10
Figure 2.4	Augmentation des précipitations au Canada [2]	11
Figure 2.5	Écoulement eulérien [3]	12
Figure 2.6	Ecoulement lagrangien [3]	13
Figure 2.7	Écoulement ALE [3]	13
Figure 2.8	Élément FCBI à 4 nœuds	23
Figure 2.9	Représentation du domaine d'intégration et de la fonction noyau pour une particule	28
Figure 2.10	Comparaison des fonctions noyaux	30
Figure 2.11	Interaction des particules HPL avec une structure	34
Figure 2.12	Recherche des particules voisines - Sorting	35
Figure 2.13	Modélisation de la frontière via les particules fixes	36
Figure 2.14	Modélisation de la frontière via les particules fantômes	36
Figure 2.15	Modèle de contact	38
Figure 2.16	Schéma d'intégration LSDYNA [4]	39
Figure 3.1	Dimensions du Cas 1, adapté de [5]	41
Figure 3.2	Représentation de l'écoulement pour le cas 1 en fonction du temps . .	42
Figure 3.3	Représentation du maillage et des conditions limites pour le Cas 1, adapté de [5]	43
Figure 3.4	Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour le Cas 1	43
Figure 3.5	Représentation des différents maillages pour la structure du Cas 1 . .	44
Figure 3.6	Comparaison du cisaillement à la base de la structure flexible pour les différents maillages	45
Figure 3.7	Comparaison du cisaillement à la base de la structure rigide pour les maillages 5 à 9	45

Figure 3.8	Maximum de cisaillement pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible	46
Figure 3.9	Temps des pics de cisaillement pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible	46
Figure 3.10	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure flexible pour les différents maillages	46
Figure 3.11	Maximum du déplacement relatif pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible	47
Figure 3.12	Comparaison du cisaillement à la base de la structure flexible pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés	49
Figure 3.13	Comparaison des maximaux de réactions pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations	50
Figure 3.14	Comparaison des temps des maximaux de réaction pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations	50
Figure 3.15	Comparaison des maximaux de déplacement pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations	51
Figure 3.16	Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour les niveaux 0 et 1/4	52
Figure 3.17	Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour les niveaux 1/2 et 3/4	53
Figure 3.18	Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour le niveau 4/4	54
Figure 3.19	Description des niveaux d'eau initiaux pour le Cas 1	55
Figure 3.20	Comparaison des réactions de cisaillement à la base de la structure flexible pour les maillages 5 à 9 du Cas 1 dans la configuration avec de l'eau en amont avec différents niveaux d'eau : a) 1/3 de la hauteur de la structure, b) 1/2 de la hauteur de la structure, c) 2/3 de la hauteur de la structure et d) 3/3 de la hauteur de la structure	57
Figure 3.21	Comparaison des réactions de cisaillement à la base de la structure flexible pour les maillages 5 à 9 du Cas 1 dans la configuration avec de l'eau en amont et en aval avec différents niveaux d'eau : a) 1/3 de la hauteur de la structure, b) 1/2 de la hauteur de la structure, c) 2/3 de la hauteur de la structure et d) 3/3 de la hauteur de la structure	58
Figure 3.22	Représentation de l'écoulement pour le cas 1 avec de l'eau en amont et en aval de la structure pour une hauteur d'eau initiale au 2/3 de la hauteur de la structure	59

Figure 3.23	Représentation de l'écoulement pour le cas 1 avec un espacement initial des particules $h_0 = 0.003\text{ m}$, et une structure de maillage 5.	61
Figure 3.24	Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.002\text{ m}$	63
Figure 3.25	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.002\text{ m}$	63
Figure 3.26	Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.001\text{ m}$	63
Figure 3.27	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.001\text{ m}$	64
Figure 3.28	Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction de l'espacement initial des particules	65
Figure 3.29	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction de l'espacement initial des particules	65
Figure 3.30	Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules	67
Figure 3.31	Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules	67
Figure 3.32	Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/3$	69
Figure 3.33	Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/2$	69
Figure 3.34	Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $2/3$	70
Figure 3.35	Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $3/3$	70
Figure 3.36	Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/3$	72
Figure 3.37	Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/2$	72

Figure 3.38	Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 2/3	72
Figure 3.39	Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 3/3	73
Figure 3.40	Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Réaction à la base	77
Figure 3.41	Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Déplacement relatif du haut de la structure	77
Figure 3.42	Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu de la structure	77
Figure 3.43	Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu en bas de la structure	78
Figure 3.44	Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Réaction à la base	78
Figure 3.45	Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Déplacement relatif du haut de la structure	78
Figure 3.46	Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu au centre de la structure	79
Figure 3.47	Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu en bas de la structure	79
Figure 3.48	Comparaison de la répartition des contraintes principales maximales P1 sur la structure en fonction des différents maillages de l'eau W1, W2, W3, à t=0.18 s, Cas 1 avec Rigidwall	80
Figure 3.49	Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Réaction de cisaillement à la base	81
Figure 3.50	Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Déplacement relatif au sommet au centre de la structure	82
Figure 3.51	Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Pression au centre en bas de la structure	82
Figure 3.52	Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Pression au centre à mi-hauteur de la structure	82
Figure 3.53	Dimension du modèle Cas 2 en 3D, adapté de [5]	83
Figure 3.54	Comparaison du cisaillement à la base de la structure pour les différents maillages, cas 2 avec structure flexible	84

Figure 3.55	Comparaison du déplacement au sommet de la structure pour les différents maillages, cas 2 avec structure flexible	84
Figure 3.56	Comparaison du déplacement X au sommet de la structure avec la littérature, Cas 2	86
Figure 3.57	Comparaison des réactions : (a) et du déplacement à 0.088m, (b) en fonction de l'espacement initial des particules SPH pour le Cas 2 avec une structure flexible	87
Figure 3.58	Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^8$ Pa - Cas 2, modèle SPH	89
Figure 3.59	Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^8$ Pa - Cas 2, modèle SPH	89
Figure 3.60	Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^6$ Pa - Cas 2, modèle SPH	90
Figure 3.61	Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^7$ Pa - Cas 2, modèle SPH	91
Figure 3.62	Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^6$ Pa - Cas 2, modèle SPH	91
Figure 3.63	Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^7$ Pa - Cas 2, modèle SPH	92
Figure 4.1	Comparaison des pressions à mi hauteur d'une structure rigide avec les bords latéraux libres, cas 1	95
Figure 4.2	Comparaison du cisaillement à la base de la structure pour les modèles EF et SPH	97
Figure 4.3	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles EF et SPH	97
Figure 4.4	Comparaison des contraintes effectives dans la structure pour le pic de contraintes, entre les méthodes SPH et EF pour les maillages 5 à 7 ; (a) Maillage 5 - SPH, (b) Maillage 5 - EF, (c) Maillage 6 - SPH, (d) Maillage 6 - EF, (e) Maillage 7 - SPH, (f) Maillage 7 - EF	98
Figure 4.5	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres	100
Figure 4.6	Comparaison de la réaction de cisaillement à la base de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres	100
Figure 4.7	Comparaison de la pression à la base au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres	100

Figure 4.8	Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres	101
Figure 4.9	Comparaison des contraintes maximales P1 pour la structure avec les bords latéraux libres, à $t=0.16s$, maillage 5, entre les modèles avec le SPH et avec les éléments finis.	102
Figure 4.10	Comparaison des contraintes maximales P1 pour la struture avec les bords latéraux libres, à $t=0.2s$, maillage 5, entre les modèles avec le SPH et avec les éléments finis	103
Figure 4.11	Définition des conditions frontières aux bords latéraux de la structure, cas 1	104
Figure 4.12	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes	105
Figure 4.13	Comparaison de la réaction de cisaillement à la base de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes	105
Figure 4.14	Comparaison de la pression à la base au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes	106
Figure 4.15	Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bordds latéraux fixes	106
Figure 4.16	Comparaison de la pression à mi-hauteur au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes	106
Figure 4.17	Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH en fonction des conditions aux bords latéraux, Cas 1	107
Figure 4.18	Comparaison du déplacement à $z=0.09m$ pour les modèles EF et SPH avec la littérature pour le cas 2	108
Figure 4.19	Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^6$)	109
Figure 4.20	Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^7$)	110
Figure 4.21	Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^8$)	110
Figure 5.1	Schéma Interpolation VOF de l'élément FCBI-C	114
Figure 5.2	Schéma Interpolation VOF de l'élément FCBI-C	115
Figure 5.3	Géométrie du modèle préliminaire - Maillage 1	116
Figure 5.4	Impact du raffinement du maillage sur les paramètres d'entrée : VOF et Vitesse Y	117

Figure 5.5	Comparaison des écoulements en fonction des différents maillages . .	118
Figure 5.6	Modèle Complet et Tronqué du cas préliminaire	119
Figure 5.7	Comparaison du VOF : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$	120
Figure 5.8	Comparaison de la Pression : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$	121
Figure 5.9	Comparaison de la vitesse Y : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$	122
Figure 5.10	Comparaison de la vitesse Z : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$	123
Figure 5.11	Comparaison des écoulements des modèles complets et tronqués en fonction des différents maillages à $t=0.1s$	124
Figure 5.12	Définition des modèles tronqués du cas 1 à partir du modèle complet	126
Figure 5.13	Définition des modèles tronqués du cas 3 à partir du modèle complet	126
Figure 5.14	Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués Cas 1 . .	128
Figure 5.15	Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués Cas 1	128
Figure 5.16	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveaux 0 et 1, Cas 1	129
Figure 5.17	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveaux 2 et 3, Cas 1	130
Figure 5.18	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveau 4, Cas 1	131
Figure 5.19	Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués avec les différentes données d'entrée, Cas 1	132
Figure 5.20	Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués avec les différentes données d'entrée, Cas 1	132
Figure 5.21	Dimension du modèle Cas 3 en 3D, adapté de [5]	133
Figure 5.22	Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués Cas 3 . .	134
Figure 5.23	Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués Cas 3	134
Figure 5.24	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveaux 0 et 1, Cas 3	135
Figure 5.25	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveaux 2 et 3, Cas 3	136

Figure 5.26	Comparaison des contraintes structurelles entre les modèles complet et tronqués, niveau 4, Cas 3	137
-------------	--	-----

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

EF	Éléments finis
HPL	Hydrodynamique des particules lissées
SPH	Smoothed Particle Hydrodynamics

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de la recherche

1.1.1 Les inondations un risque en évolution

Une inondation est un phénomène naturel qui peut être lié à une montée rapide du niveau d'eau d'un réservoir, d'un lac ou d'une rivière. Ce phénomène peut être initié suite à de fortes précipitations, la fonte de neige ou de glace ou à une tempête de type ouragan ou typhon dans les régions côtières. Mais il peut également être lié à la rupture d'une structure comme un barrage ou une digue.

Les inondations sont parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et qui engendrent le plus de dégâts à travers le monde [6]. Plus de 29% de la population mondiale serait aujourd'hui mise en danger par un risque d'inondation. Les pays les plus touchés sont certes situés en Asie de l'Est, mais les pays occidentaux ne sont pas épargnés par de tels événements, comme le montrent les dernières inondations au Québec en 2019, en Europe de l'Ouest en 2021, en Colombie-Britannique en 2021 (figure 1.1a) ou bien plus récemment en Catalogne (Espagne) en 2024 (figure 1.1b).



(a) Inondation en Colombie Britannique (2021)



(b) Inondation à Valence (2024)

FIGURE 1.1 Impact sur les infrastructures routières

Le risque d'inondation est aujourd'hui accru par l'urbanisation du territoire qui favorise l'accumulation des pluies [6–8], une goudronisation des sols, des systèmes d'évacuations des eaux vieillissants et plus adaptés aux besoins des populations, la perte de la capacité d'infiltra-

tion des sols agricoles en raison des exploitations excessives et de l'utilisation de produits chimiques et finalement par le phénomène de littoralisation de la société, c'est à dire le déplacement de la population vers les zones littorales où l'érosion des sols intensifie le risque d'inondation.

Le changement climatique intensifie également le risque d'inondations en augmentant l'occurrence de tempêtes, mais surtout en intensifiant les périodes de pluies à forte précipitation [9].

1.1.2 Des conséquences non négligeables

Les inondations engendrent des dégâts considérables aux infrastructures, pouvant aller jusqu'à l'effondrement de ponts ou de bâtiments habitables. Les barrages peuvent également être gravement impactés car en plus de potentiellement provoquer un débordement, une vague soudaine engendre des forces dynamiques supplémentaires qui peuvent engendrer le glissement de la structure. Or aujourd'hui les barrages se trouvent généralement en amont de grandes agglomérations, comme c'est le cas en France avec le barrage de Vouglans qui se situe en amont de la ville de Lyon et de ses 1.5 millions d'habitants. Une rupture d'un tel ouvrage pourrait raser la ville et ses environs [10]. Plus récemment, en Californie, aux États-Unis, le barrage d'Oroville a dû être vidé en catastrophe en raison de trop fortes précipitations, provoquant l'évacuation de 200 000 habitants des environs et des dégâts structurels importants. Par ailleurs, au Canada, une part importante des infrastructures est aujourd'hui vieillissante [11]. Ces structures ont été conçues selon des normes qui ne prennent pas nécessairement en compte l'intensité et la fréquence accrues des catastrophes naturelles observées actuellement, ce qui accroît leur vulnérabilité face à ces phénomènes. Parmi ces catastrophes, les inondations représentent les événements naturels les plus coûteux en termes de dommages matériels et sont susceptibles d'affecter plusieurs centaines de milliers de Canadiens. Les grandes zones urbaines sont particulièrement exposées, notamment des villes comme Toronto ou Montréal. À titre d'exemple, une tempête survenue à Montréal en mai 2012 a engendré des dommages estimés à environ 260 millions de dollars [12] [13].

Lors d'une inondation, une quantité importante d'énergie est transportée par la vague qui vient impacter les structures telles que les ponts, les bâtiments ou les barrages, pouvant provoquer des dommages considérables. La phase initiale d'impact est particulièrement critique : le choc brutal de la vague génère une sollicitation impulsionnelle élevée susceptible d'altérer immédiatement l'intégrité de la structure en provoquant des déformations, des fissurations ou une dégradation locale des matériaux. À la suite de cet impact initial, la structure demeure exposée pendant une période prolongée à l'action de l'eau et aux charges hydrodynamiques associées, comme illustré à la Figure 1.3. Dans ce contexte, l'une des principales questions



(a) Barrage de Vouglans (France)



(b) Crise du barrage d'Oroville (2017)

FIGURE 1.2 Impact sur les barrages

pour l'ingénieur consiste à évaluer la réserve de résistance de la structure ainsi que le temps durant lequel elle peut supporter ces sollicitations avant que sa dégradation ne devienne critique. Dans le cas des ponts, l'impact sur la structure d'une inondation résulte généralement dans l'inclinaison de la pile qui engendre un déplacement du tablier, ce phénomène peut aller jusqu'à l'effondrement total de la super-structure. Des zones urbaines entières peuvent ainsi être isolées du reste du pays. Ce fut le cas des villes de St. Alban's, d'Hermitage-Sandyville et de Seal Cove en 2016 après la rupture du pont les reliant au reste de la province de Terre-Neuve-et-Labrador au Canada (Figure 1.4).

1.2 Problématique

Les phénomènes d'interactions fluide-structure sont depuis de nombreuses années étudiés soit via des expériences soit via des modèles numériques de plus en plus précis et performants. La mécanique des fluides numériques (MFN) est aujourd'hui implémentée dans de nombreux logiciels qui utilisent des méthodes de calcul différentes : éléments finis, volumes finis ou méthodes particulières. Ces différentes méthodes permettent de suivre avec précision les paramètres importants du fluide comme la pression et la vitesse et de modéliser les surfaces libres du fluide.

Cependant, ces méthodes ont été essentiellement utilisées pour modéliser l'écoulement du fluide et non pas à la structure en elle-même. C'est pourquoi les structures dans ce genre de modèle numérique jouent un rôle de condition frontière et sont jugées infiniment rigides, c'est à dire qu'elles ne se déforment pas sous l'impact de la vague. Or, les retours d'expériences



FIGURE 1.3 Pont de Saint Jérôme dans les Laurentides en 2013, (Radio Canada / Jacaudrey Charbonneau)



FIGURE 1.4 Rupture du pont de St. Alban's

montrent que la structure se déforme, est endommagée et peut même vibrer au contact de l'eau. De plus, concevoir les différents éléments annexes mais également de jonction de la structure avec son environnement extérieur demande de connaître les déplacements de celle-ci. Ainsi, l'interaction fluide-structure est bien dépendante de la flexibilité de la structure. De plus, un ingénieur en structure s'intéresse davantage à la structure elle-même, à ses contraintes internes et à ses déformations, qu'au fluide, ce qui oblige à adopter une approche beaucoup plus précise de l'interaction fluide-structure sous de telles conditions d'impact, afin de s'assurer de la fiabilité des résultats.

De plus, les modèles traditionnels d'éléments finis pour la mécanique des fluides nécessitent d'importantes ressources et des temps de calcul élevés, en particulier en raison de la taille du domaine du fluide à modéliser et de la précision nécessaire à une évaluation fiable des réponses structurelles. Ces méthodes ne sont pas viables d'un point de vue industriel. C'est pourquoi il est nécessaire de changer la méthode de modélisation du fluide afin de gagner du temps de calcul tout en s'assurant d'obtenir la précision nécessaire pour l'étude structurelle.

1.3 Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier l'impact de la flexibilité sur la réponse des structures soumises à des charges dues aux inondations. Les sous-objectifs sont :

1. Construction de modèles d'interaction fluide-structure avec l'effet de la flexibilité de la structure et les modèles par éléments finis et par particules hydrodynamiques.
2. Comparaison de différentes méthodes d'analyse sur la réponse structurelle.
3. Proposer une condition de continuité des modèles en éléments finis.

1.4 Méthodologie

La méthodologie adoptée dans ce mémoire s'articule autour de plusieurs étapes visant à analyser et modéliser l'interaction fluide-structure dans des configurations représentatives. Dans un premier temps, une revue de littérature est réalisée afin d'identifier les principales approches de modélisation utilisées pour représenter ce type de phénomène. Cette analyse bibliographique permet également de sélectionner des cas expérimentaux de référence, issus d'essais réalisés en laboratoire, qui servent de base pour la validation et la comparaison des modèles numériques développés dans le cadre de cette étude.

Dans un second temps, des modèles numériques d'interaction fluide-structure intégrant les effets de la flexibilité de la structure sont développés. L'analyse débute par l'étude de configurations théoriques relativement simples inspirées de cas expérimentaux de la littérature. Ces

configurations permettent d'améliorer la compréhension des mécanismes physiques en jeu et d'évaluer l'influence de différents paramètres de modélisation. Des modèles bidimensionnels et tridimensionnels sont ainsi mis en œuvre afin d'examiner l'impact de certains paramètres numériques sur la représentation de l'écoulement et sur la réponse de la structure.

Les résultats obtenus à partir de ces simulations font ensuite l'objet d'une analyse comparative. Les principales réponses structurelles étudiées comprennent notamment les déplacements de la structure, les réactions aux appuis ainsi que les pressions exercées par le fluide. Ces résultats sont comparés afin d'évaluer l'influence des différentes méthodes d'analyse utilisées, en particulier la méthode des éléments finis et la méthode hydrodynamique des particules lissées (SPH). Une attention particulière est également portée aux temps de calcul associés à chaque approche numérique, afin d'en évaluer l'efficacité dans le cadre de simulations d'interaction fluide-structure.

Enfin, une amélioration de la modélisation par éléments finis est proposée à travers le développement d'une méthode de troncation du domaine de calcul. Dans ce contexte, une nouvelle condition frontière est implémentée afin de limiter l'étendue du domaine fluide modélisé tout en conservant une représentation fidèle du phénomène étudié. Cette approche permet de réduire la taille des modèles numériques et, par conséquent, le coût computationnel des simulations, tout en maintenant une précision satisfaisante des résultats obtenus.

1.5 Plan du mémoire

Le premier chapitre présente le contexte général de l'étude ainsi que la problématique associée aux interactions fluide-structure dans le contexte des inondations et de la sollicitation des infrastructures hydrauliques. Les objectifs du mémoire et la méthodologie générale adoptée pour y répondre y sont également introduits.

Le deuxième chapitre propose une revue de littérature portant sur les phénomènes d'inondation et leurs effets sur les structures. Les différentes approches de modélisation des écoulements et des interactions fluide-structure y sont présentées, notamment les méthodes avec maillage et les méthodes particulières. Les bases théoriques de la méthode des éléments finis et de la méthode hydrodynamique des particules lissées (SPH) sont également introduites.

Le troisième chapitre constitue une première étape de développement des modèles numériques d'interaction fluide-structure. Des cas d'étude simplifiés issus de la littérature sont reproduits afin de vérifier la capacité des modèles à représenter correctement les phénomènes physiques étudiés. Des analyses paramétriques sont réalisées afin d'évaluer l'influence de différents paramètres numériques, tels que la discrétisation spatiale, le nombre de particules, ou

encore certaines conditions initiales et paramètres physiques du fluide.

Le quatrième chapitre présente une analyse comparative des approches de modélisation utilisées. Les résultats obtenus avec la méthode des éléments finis et la méthode SPH sont comparés en termes de pressions hydrodynamiques, de déplacements structuraux et de réactions aux appuis. L'influence de la flexibilité de la structure ainsi que l'impact des hypothèses de modélisation sur la réponse structurale sont discutés. Les performances numériques des deux méthodes sont également évaluées, notamment en ce qui concerne les temps de calcul et la robustesse des simulations.

Le cinquième chapitre introduit une amélioration de la modélisation des interactions fluide–structure dans les modèles en éléments finis. Une nouvelle condition frontière permettant de tronquer le domaine fluide est proposée afin de réduire la taille du domaine de calcul tout en conservant une représentation adéquate de l'écoulement. L'efficacité de cette approche est évaluée par comparaison avec les modèles de référence.

Le sixième chapitre présente les conclusions générales du mémoire. Les principaux résultats et contributions de l'étude y sont synthétisés, et des perspectives de recherche sont proposées pour l'amélioration des approches de modélisation et l'application à des cas plus complexes.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Les inondations : un risque majeur

Le Canada et, plus globalement, le monde entier ont été marqués par de nombreuses inondations dévastatrices. Que ce soit le déluge biblique ou le déluge du Saguenay en 1996 (Figure 2.1), les inondations sont des événements qui ont marqué les populations, mais également les territoires. Comme dit en introduction, les inondations ont des causes multiples et donc des conséquences variées.

2.1.1 Pertes économiques et humaines majeures

Les inondations sont les désastres les plus fréquents et coûteux au Canada, elles auraient coûté presque 800 millions de dollars annuellement lors de la dernière décennie [14]. De plus, les assurances estiment que pour chaque dollar perdu et payé par l'assurance à la suite d'une inondation, 2 dollars sont payés directement par l'habitant. Ces chiffres importants sont expliqués par l'importante proportion des espaces habitables qui sont construits dans des plaines inondables [15]. On recense plus de 5 milliards de dollars de dégâts dus aux inondations depuis 2011, par exemple à elles seules les inondations du 16 juillet 2024 à Toronto ont provoqué des dégâts estimés à près d'un milliard de dollars CA pour le moment avec un chiffre qui pourrait encore augmenter [16–18] [19].

Cependant les pertes sur la population sont autres que matériels. Les inondations peuvent être des événements meurtriers au Canada avec des personnes qui se noient en allant dans l'eau ou en étant bloqué dans des bâtiments inondés. Les blessés sont également fréquents durant ce genre d'événements, à cause d'objets lourds flottant comme des blocs de béton, des voitures, ou des branches d'arbres. Les inondations peuvent submerger les systèmes de traitement des eaux ce qui provoquerait une dégradation de la qualité de l'eau pouvant amener à l'augmentation du risque d'épidémies [20]. Ainsi l'accès aux premiers secours est un enjeu important de la réponse aux inondations, cependant si les axes de circulations tels les ponts et les routes sont endommagés alors cela pourrait ralentir toute intervention et aggraver la situation [21].

2.1.2 Impacts sur les structures

Les barrages et les ponts sont parmi les structures les plus enclines à subir des dégâts quotidiennement. Dans le cas des ponts, ces dommages peuvent avoir de nombreuses causes : hu-



FIGURE 2.1 Déluge du Saguenay 1996

maines, comme des collisions routières avec des camions frappant un tablier, des surcharges, une mauvaise conception, des erreurs pendant la construction, mais également naturelles, telles que des incendies, des séismes et surtout des inondations. De nombreuses études se sont intéressées à l'identification et à la classification de ces modes de rupture. La Figure 2.2 permet de comparer les résultats d'une dizaine d'études réparties aux États-Unis, en Chine et à travers le monde [1]. Les inondations représentent ainsi une part majeure des causes de rupture. Les inondations peuvent provoquer une destruction immédiate du pont ou alors le

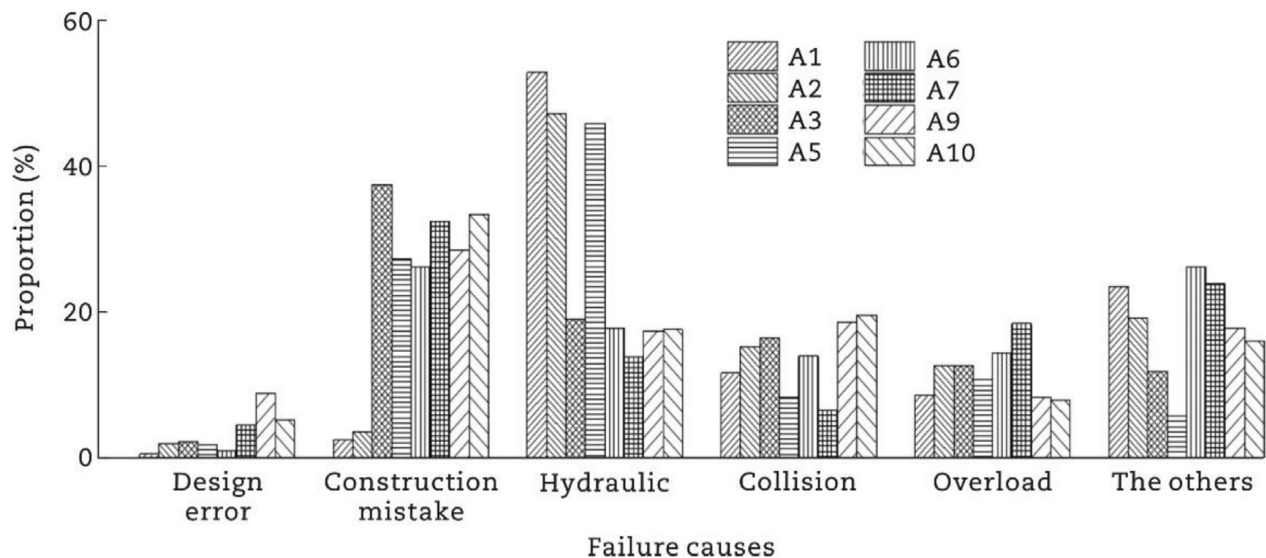


FIGURE 2.2 Causes de rupture des ponts [1]

rendre vulnérable à d'autres causes de défaillance. Une des raisons de l'effondrement d'une structure est l'affouillement qui correspond à l'érosion intense du lit de la rivière au niveau

de la fondation. L'affouillement, perçu comme un phénomène de dégradation progressive, altère le support de la fondation et entraîne ainsi un déplacement vertical de celle-ci. Cette déflexion combinée aux charges mortes du pont et aux charges vives de la circulation vient introduire un flambement de la structure. Une autre raison de l'effondrement d'un pont est la rupture des joints de tablier-piles sous l'impact direct de la vague, engendrée par une trop grande déflexion de la pile sous l'impact ou alors le soulèvement du tablier [22].



(a) Pont de Houfeng, Taiwan, 2008



(b) Affouillement du pilier, pont de Dummerston, Vermont, USA, 2014



(c) Affouillement d'une pile de pont, Villards sur Var, France, 2020



(d) Rupture d'un barrage à Braskereidfoss, Norvège, 2023

FIGURE 2.3 Modes de rupture des ponts

2.1.3 Impact du changement climatique

A cause du changement climatique, les régions du Canada vont expérimenter une augmentation des précipitations dans les années à venir, avec une augmentation observée de 10% de 1910 à 2012 et une projection de +15% dans les 20 prochaines années, marquée par des épi-

sodes de précipitations extrêmes et un risque de tempêtes côtières élevé [2], voir la Figure 2.4 où deux modèles de prévision selon des scénarios à faibles émissions Carbone (RCP¹ 2.6) et à fortes émissions (RCP 8.5) sont comparés aux observations historiques. Ces épisodes de précipitations sont favorisés par un réchauffement des masses d'air qui permet aux nuages d'accumuler plus d'eau augmentant ainsi le risque de fortes périodes de pluie. L'augmentation de la fréquence et de l'intensité des précipitations favorisent l'apparition d'inondations flashs [23] particulièrement dans les zones urbaines où les systèmes de traitements des eaux sont dépassées [13]. Les états de la Colombie-Britannique, de l'Ontario, du Québec ont vu une augmentation de 2 à 3 jours de pluie intense par an en moyenne. Selon les projections, une augmentation d'occurrence des épisodes de pluies extrêmes avec une période de retour de 5 ans au lieu de 20 précédemment est à prévoir, avec une augmentation de 12% de la quantité de pluie pendant ces épisodes extrêmes [24] [2].

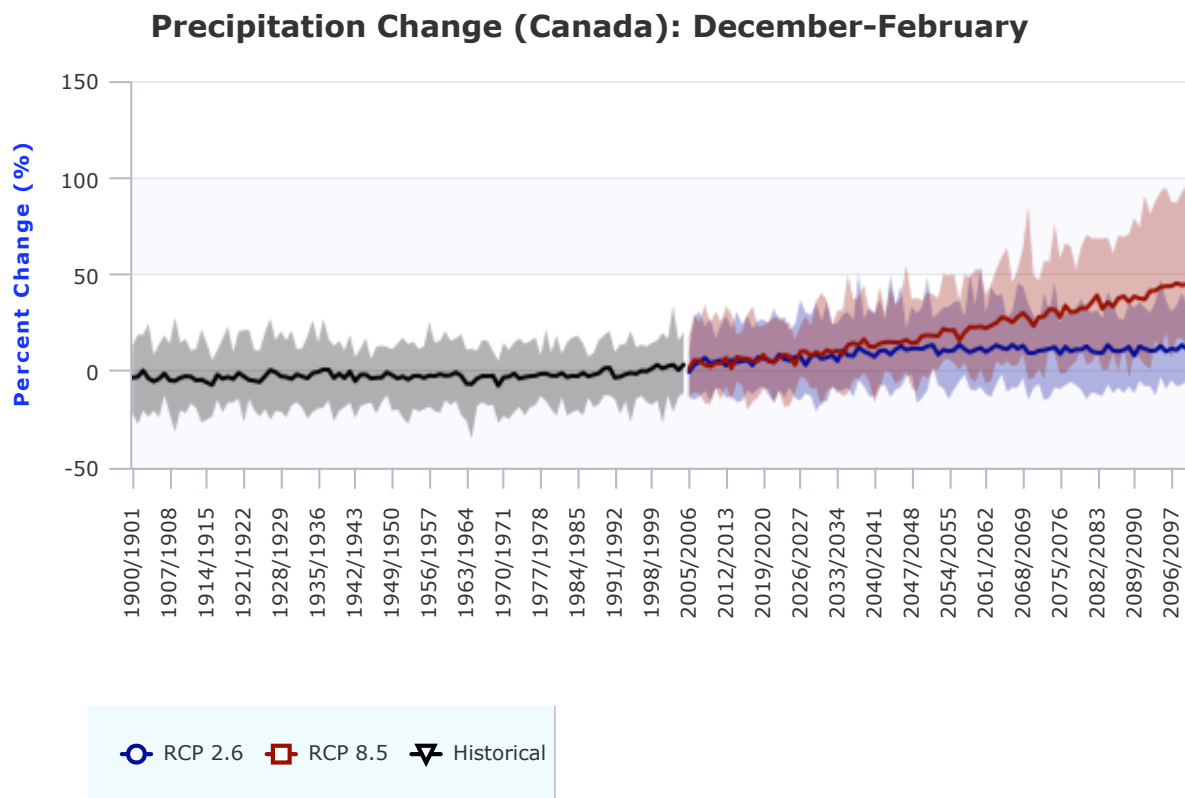


FIGURE 2.4 Augmentation des précipitations au Canada [2]

1. Representative Concentration Pathway

2.2 Description d'un écoulement

Il existe aujourd'hui deux catégories de méthodes numériques pour décrire l'écoulement d'un fluide, les méthodes eulérienne et lagrangienne. Ce choix de méthode est un aspect important de l'analyse, car il définit l'écriture du système d'équations à résoudre. La méthode ALE, plus récente, permet d'allier les deux méthodes permettant d'en supprimer certaines limites.

2.2.1 Écoulement eulérien

Dans cette méthode, l'écoulement est décrit en fixant un volume de contrôle et en étudiant les propriétés du fluide à des points fixes de ce volume (Figure 2.5). La méthode eulérienne est la plus répandue en Mécanique des fluides numériques en particulier pour sa facilité d'implantation puisqu'il n'y a pas de déformation du volume de contrôle, permettant ainsi des analyses plus précises. Cette technique présente cependant plus de difficultés lors de la modélisation des surfaces libres ou des zones de forts vortex [3].

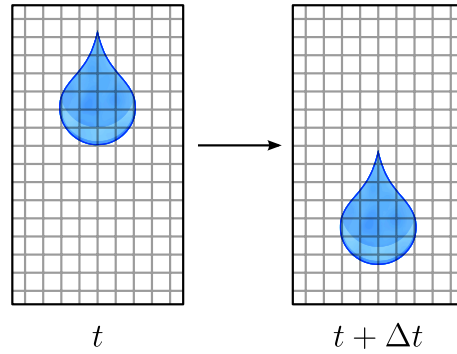


FIGURE 2.5 Écoulement eulérien [3]

2.2.2 Écoulement lagrangien

Dans la méthode lagrangienne, on suit le mouvement d'un volume de fluide individuel au cours du temps. Les propriétés de ce volume de fluide, telles que sa position, sa vitesse et son accélération, sont suivies au fur et à mesure de l'écoulement. Cette méthode est plus adaptée au traitement des surfaces libres. Voir la Figure 2.6.

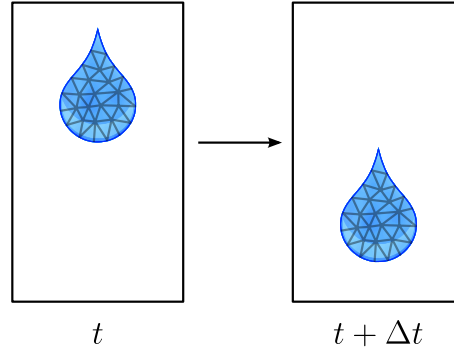


FIGURE 2.6 Écoulement lagrangien [3]

2.2.3 Méthode Lagrangienne-Eulérienne arbitraire

Dans cette méthode, le volume de contrôle n'est ni fixe, comme en eulérien, ni lié au mouvement du fluide comme en lagrangien ; il peut se déplacer arbitrairement et suivre avec précision les frontières du fluide. On augmente ainsi la précision du modèle tout en évitant les distorsions du maillage [3]. Voir la Figure 2.7. La méthode lagrangienne-eulérienne ar-

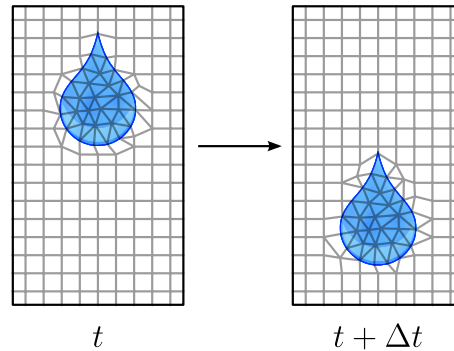


FIGURE 2.7 Écoulement ALE [3]

bitraire dissocie le mouvement des particules de fluide de celui des nœuds de la grille avec un domaine de référence [25, 26]. Avec cet algorithme, la vitesse relative entre le nœud de

la grille et la particule du matériau est traitée comme des termes convectifs dans les équations de quantité de mouvement. Les formulations de couplage sont ensuite résolues soit par des méthodes partitionnées, soit par des méthodes monolithiques [27, 28]. Plus précisément, l'approche partitionnée résout les formulations FSI en intégrant les équations du fluide et du solide de manière itérative [29]. Cette méthode permet d'appliquer les solveurs les plus avancés pour les fluides et les solides. En revanche, la méthode monolithique traite les équations gouvernantes par le biais d'une matrice intégrée [27]. Il convient de noter que la méthode monolithique fait preuve d'une plus grande capacité à traiter les problèmes de FSI caractérisés par une déformation structurelle importante [27, 30].

2.3 Modélisation avec ou sans maillage

En analyse numérique traditionnelle, le domaine du problème est divisé en éléments. Ces éléments vont servir d'appui pour résoudre les dérivées des équations différentielles. Cependant, cette division en grille peut amener à un certain nombre de problèmes, particulièrement géométriques quand le domaine est irrégulier. C'est pour répondre à ces problèmes que des méthodes sans maillage ont été développées.

2.3.1 Méthodes avec maillage

Dans cette méthode, le domaine de calcul est représenté par un maillage composé de nœuds et d'arêtes. Ces nœuds et arêtes forment des éléments de calcul aux formes variées allant du simple triangle ou carré à des hexagones en 2D, et des tétraèdres ou hexaèdres en 3D. Dans un même domaine de calcul, le maillage peut avoir une répartition cartésienne uniforme ou non, structurée ou non. Chaque type de maillage, forme de l'élément et répartition dans l'espace doit être choisi en fonction du problème afin de pouvoir s'adapter à celui-ci. Une répartition cartésienne uniforme étant, par exemple moins adaptée à des formes complexes de surface, cependant il sera plus facile de le manipuler.

Dans le cas d'une analyse avec de grandes déformations demandant de modéliser des frontières mobiles, un remaillage de celles-ci au cours de l'analyse est possible afin de garder un maillage cohérent. C'est cependant une option lourde et déterminante pour le calcul. Une autre possibilité est, pour des configurations simples, de modifier les coordonnées des points de la structure pour tenir compte de ces déformations. C'est la méthode classique utilisée en mécanique des solides ou des fluides.

2.3.2 Méthodes particulières

En méthode particulière, le domaine de calcul est représenté par un ensemble de particules discrètes. Généralement représentée par des sphères, la forme géométrique n’a cependant pas d’impact. Elles sont en effet uniquement définies par leur centre, appelé noyau, et leur volume. Les méthodes particulières employées sont les méthodes Vortex, les méthodes HPL ou encore les méthodes FVPM (Volumes Finis Particulaires).

Chaque particule transporte les propriétés physiques (masse, vitesse, pression, énergie etc.) et interagit avec les autres particules voisines à travers des lois physiques ou des fonctions noyaux. La méthode particulière offre une approche intuitive de la mécanique modélisée, que ce soit pour une explosion ou un écoulement. Le fait d’avoir des éléments discrets non fixes permet une meilleure représentation des déformations, de la dispersion des éléments, des interfaces libres et les simulations multi-physiques.

Cependant, elles ont tendance à être moins précises que les méthodes avec maillage si elles sont mal calibrées. Les équations de conservation de masse et d’énergie peuvent être plus instables si la gestion des noyaux et des particules voisines n’est pas suffisante.

2.4 Les formulations par éléments finis pour l’interaction fluide-structure

Les formulations eulériennes occupent une place centrale dans la modélisation des interactions fluide-structure violentes, offrant une description continue du champ fluide sur un maillage fixe, ce qui permet de capturer efficacement les phénomènes d’impact, de turbulence et de rupture d’onde. Les travaux de Liao [31] ont démontré la pertinence d’une telle formulation pour analyser l’interaction d’une vague de rupture avec des structures rigides, en soulignant que la fidélité des résultats dépend fortement du choix de la résolution spatiale ainsi que de la loi utilisée pour représenter la turbulence. Liu [32] a prolongé cette approche en étudiant le comportement dynamique de structures élastiques soumises à des charges hydrodynamiques extrêmes, révélant que la prise en compte des propriétés de la structure dans le cadre eulérien est essentielle pour prédire correctement la déformation et l’endommagement.

Le développement de couplages entre formulations eulériennes et d’autres approches constitue un axe majeur de progrès. Liao [33] a proposé un schéma couplé eulérien-lagrangien pour simuler des impacts de fluide sur des parois souples, mettant en évidence la capacité de cette approche à représenter simultanément la dynamique du fluide et la réponse structurelle. Wang [34] a mis en œuvre une stratégie numérique basée sur une formulation eulérienne-lagrangienne améliorée intégrant des modèles de turbulence, ce qui a permis de reproduire de manière réaliste les pressions transitoires exercées sur les ouvrages lors d’une crue. Wu

[35] a pour sa part appliqué une approche eulérienne pour l’étude de la propagation de vagues complexes, montrant que la qualité des résultats repose sur une gestion rigoureuse des conditions aux limites, notamment pour éviter les réflexions numériques parasites.

Les formulations tridimensionnelles ont été particulièrement explorées par Maranzoni [36], qui a étudié les écoulements complexes liés à des glissements de terrain générant des vagues dans des bassins confinés. Ses résultats ont mis en lumière la capacité du modèle eulérien à reproduire la dynamique tourbillonnaire et les pressions locales, mais ils ont également révélé les limites du schéma en termes de diffusion numérique et de coût de calcul. Aureli [37, 38] propose deux revues exhaustives sur l’utilisation des formulations eulériennes pour la modélisation des crues et des écoulements rapides, en insistant sur les progrès accomplis en matière de capture de fronts d’onde et en identifiant les principaux défis encore ouverts, notamment la représentation des surfaces libres et l’intégration des conditions réelles de terrain.

Les avancées récentes se concentrent aussi sur l’adaptation des formulations eulériennes à des cas spécifiques et sur leur validation expérimentale. Mahmudah [39] a appliqué une approche eulérienne à la modélisation des impacts de vagues sur des structures côtières, en intégrant un modèle de turbulence $k - \epsilon$, et a montré que cette modélisation permettait de prédire fidèlement les forces mesurées expérimentalement. Hansch [40] a démontré l’efficacité de l’approche eulérienne dans des contextes industriels, notamment pour des chocs fluides dans des conduites, en soulignant que la précision dépend étroitement de la qualité du maillage. Knuchel [41], dans son mémoire, a illustré la flexibilité de cette méthode en l’appliquant à différents scénarios de crues rapides, mais a également insisté sur le besoin de validations systématiques pour crédibiliser les simulations.

Sur le plan expérimental et comparatif, Kamra [42] fournit un jeu de données très complet sur l’impact d’une crue sur un cylindre vertical, qui constitue une référence indispensable pour tester et valider les modèles eulériens. Wang [34] applique cette approche à l’étude de l’interaction dynamique entre un écoulement violent et des structures offshore, soulignant la capacité de la formulation eulérienne-lagrangienne à prédire les pressions globales mais montrant aussi qu’elle reste limitée pour la reproduction des fluctuations locales. Enfin, Issakhov [43] explore les écoulements générés par des ruptures de barrage dans un cadre eulérien, mettant en évidence l’efficacité de la méthode pour reproduire les pressions moyennes mais soulignant les difficultés liées à la diffusion numérique et aux instabilités des fronts d’onde.

Dans l’ensemble, la littérature montre que les formulations eulériennes offrent une capacité robuste à traiter des interactions fluide-structure complexes et violentes, mais qu’elles demeurent confrontées à plusieurs limites. Le choix du maillage, la modélisation de la turbu-

lence et la gestion des surfaces libres constituent des défis persistants. Les couplages avec des approches lagrangiennes et la prise en compte fine des propriétés structurelles apparaissent comme des pistes prometteuses pour améliorer la précision et la robustesse. Les validations expérimentales, encore peu nombreuses mais de plus en plus précises, restent cruciales pour renforcer la crédibilité de ces approches et favoriser leur adoption dans des contextes industriels à fort enjeu.

2.5 La modélisation SPH appliquée aux interactions fluide-structure violentes

La méthode Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), introduite en 1977, constitue aujourd'hui une approche incontournable pour la modélisation des interactions fluide-structure dans des contextes extrêmes. Les premiers développements, proposés par Monaghan et Kajtar [44], ont permis de traiter des conditions aux limites complexes en formulant des forces de paroi adaptées, ce qui a élargi le champ des applications possibles. Ces travaux ont posé des bases solides mais ont également révélé certaines limites, notamment des instabilités numériques aux interfaces et une sensibilité aux choix de noyaux de lissage. Ces défis ont été repris et approfondis par Liu et Liu [45], qui insistent sur la nécessité de corriger la cohérence particulaire et de choisir des noyaux adaptés pour améliorer la stabilité. Vignjevic [46] analyse de manière critique ces faiblesses fondamentales, comme l'instabilité en traction et les modes parasites, et propose des correctifs numériques qui marquent un tournant dans l'évolution du SPH. Toutefois, ces solutions restent coûteuses et parfois instables dans des configurations tridimensionnelles complexes, ce qui met en évidence la nécessité d'approches hybrides et de validations systématiques. Cherfils [3], en explorant l'application du SPH aux écoulements visqueux, démontre que la méthode reste limitée dans des régimes où la dissipation joue un rôle dominant, pointant vers un besoin d'améliorations dans la représentation de la viscosité. Pozorski et Olejnik [47] montrent quant à eux que le SPH excelle dans les écoulements multiphasiques mais qu'il reste confronté à la difficulté de représenter précisément les tensions interfaciales et les transferts de masse entre phases.

La recherche s'est donc orientée vers des couplages avec d'autres méthodes afin de dépasser ces limitations. Fourey et al. [48] ont proposé un couplage SPH-FEM robuste, qui améliore la précision des transferts de charge mais reste limité par le coût numérique élevé et la complexité des conditions aux limites. Yilmaz [49] a validé ce couplage sur un cas expérimental de vague de rupture impactant une vanne élastique, montrant une bonne corrélation mais soulignant aussi la sensibilité du modèle aux paramètres de discrétisation. Wu et al. [35] introduisent un modèle SPH-DEM permettant la fragmentation des structures, une avancée importante pour simuler les ruptures complètes, mais au prix d'une complexité accrue dans la gestion des

contacts et de la calibration des paramètres DEM. Zhong-xiang et al. [50] proposent dans LS-DYNA un couplage DEM-SPH à nœud commun, qui simplifie la communication entre fluide et solide mais peut souffrir de problèmes de stabilité lorsque la taille des particules diffère trop entre phases. Liu [51], en intégrant un modèle tri-couplé SPH-DEM-FEM, illustre la puissance de cette approche mais pointe également le défi majeur que constitue la calibration simultanée des trois modèles pour obtenir une cohérence physique et numérique satisfaisante.

Sur le plan logiciel, les implémentations dans LS-DYNA montrent une volonté d'intégrer le SPH dans des environnements industriels, mais elles révèlent aussi des limites. Yreux [52] introduit un lissage de densité et une équation d'état faiblement compressible, améliorant la stabilité mais au détriment d'une précision réduite sur la conservation stricte de masse. Xu et al. [53] développent une version adaptative ASPH avec noyaux anisotropes, qui améliore la précision locale mais augmente le coût de calcul et la complexité de l'implémentation. Tokura [54] confronte les résultats LS-DYNA aux expériences et démontre une bonne fiabilité dans des cas simples, mais met en évidence des écarts notables pour des écoulements fortement turbulents. Tian [55], en introduisant un flux correctif dans l'équation de continuité, améliore la stabilité de la pression mais souligne aussi que la méthode reste sensible au choix du pas de temps et aux paramètres numériques.

Les études paramétriques mettent particulièrement en lumière les défis liés au calibrage. Lee [56] recommande des plages de valeurs pour la viscosité artificielle et le lissage, mais insiste sur le fait qu'aucune configuration universelle n'existe et que chaque cas doit être étudié spécifiquement. Jonsson et al. [57] montrent que les résultats de simulations de rupture de barrage sont extrêmement sensibles aux coefficients de viscosité artificielle, révélant une dépendance problématique qui réduit la généralité du SPH. Goffin et al. [58] soulignent quant à eux les artefacts numériques liés à l'initialisation des particules, ce qui pose la question de la reproductibilité et de la robustesse des résultats.

Dans le contexte applicatif, Huang [59] démontre que l'angle d'incidence d'une vague influence significativement les pressions sur les piles de pont, mais les résultats restent limités à des configurations expérimentales spécifiques et doivent être généralisés. Xu [53] montre que la forme arquée des obstacles réduit les pressions d'impact, mais les simulations idéalisées utilisées ne tiennent pas compte de l'hétérogénéité des matériaux et des incertitudes réelles. Tian [55] explore des formes complexes d'obstacles et confirme l'importance de la géométrie, mais pointe également les limites du SPH pour représenter les turbulences fines derrière ces structures. Rahmati-Alaei et Rokhy [60] concluent que SPH fournit de meilleurs résultats qu'ALE pour les ruptures de barrage avec digue, mais soulignent que le coût numérique élevé du SPH reste un obstacle pour des simulations de grande échelle. Kamra et al. [42], en

fournissant un jeu de données expérimental complet, montrent les limites actuelles du SPH à reproduire fidèlement les forces transitoires sur des structures cylindriques.

Les cas spécifiques étudiés par Yao, Billy, Acín et Marrone illustrent bien les forces et les faiblesses actuelles du SPH. Yao [61] montre que son modèle SPH-FEM permet de simuler la destruction d'une pile par coulée de débris mais souligne aussi que la calibration de la loi rhéologique reste incertaine et dépend fortement des conditions locales. Billy [62] propose un couplage SPH-DEM pour la glace, démontrant son efficacité pour modéliser des cas à grande échelle mais mettant en lumière la difficulté de gérer la diversité des comportements mécaniques de la glace. Acín [63] applique SPH-FEM à un amerrissage d'hélicoptère, un cas complexe et pertinent, mais les résultats montrent que le modèle reste limité dans la prédiction des déformations fines. Marrone et al. [64] introduisent le d-SPH qui améliore la stabilité lors d'impacts violents mais qui accroît la diffusion numérique et réduit la précision locale des gradients de pression. Enfin, Gotoh et Khayyer [65] rappellent dans leur revue les défis encore ouverts, tels que l'intégration multi-échelle et la réduction des coûts numériques, tandis que l'étude de Zhang et al. [66] illustre la capacité du SPH à simuler des glissements de terrain mais met aussi en évidence la difficulté d'obtenir une correspondance quantitative précise avec les observations réelles.

Cette revue de littérature met en évidence que le SPH, bien qu'il ait connu des progrès considérables, reste confronté à plusieurs limites qui freinent encore son adoption industrielle à grande échelle. Si les stratégies hybrides SPH-FEM et SPH-DEM offrent une meilleure représentation des structures et ouvrent la voie à des simulations réalistes, elles augmentent aussi fortement le coût numérique et posent des problèmes de calibration complexe. Le choix des paramètres fluides, loin d'être standardisé, demeure une source de variabilité importante dans les résultats, ce qui souligne la nécessité de benchmarks plus complets et de protocoles de validation harmonisés. Les validations expérimentales existantes, bien que précieuses, restent limitées en nombre et en diversité de scénarios, ce qui freine la généralisation des conclusions. En dépit de ces limites, les avancées récentes, notamment dans le développement de noyaux adaptatifs, de méthodes multiphasiques et de formulations améliorées pour les frontières, confirment que le SPH est désormais une méthode incontournable. Les perspectives de recherche futures devraient s'orienter vers une réduction des coûts numériques, une meilleure intégration multi-échelle et une standardisation des protocoles de validation, afin de consolider la place du SPH comme outil de référence pour l'étude des interactions fluide-structure extrêmes.

2.6 Équations de Navier-Stokes

L'écoulement d'un fluide Newtonien est gouverné par trois équations fondamentales, les équations de Navier-Stokes : La conservation de la masse, de la quantité de mouvement et d'énergie.

La forme générale des équations de Navier-Stokes est donnée :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v}) = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{v})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v} \mathbf{v}) = \rho \mathbf{g} + \nabla \cdot \sigma \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial(\rho E)}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{v}(\rho E + p)) = \rho \mathbf{g} \cdot \mathbf{v} + \nabla \cdot (\sigma \cdot \mathbf{v}) - \nabla \cdot \mathbf{q} \quad (2.3)$$

Où t est le temps, ρ est la densité, $\mathbf{v}$ est le vecteur de vitesse, σ est le tenseur, p la pression, $\mathbf{q}$ le flux de chaleur et $\mathbf{g}$ la constante gravitationnelle.

2.7 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis repose sur la discrétisation du domaine en éléments finis avec des fonctions de forme aux nœuds. Ces fonctions ont pour but d'interpoler les paramètres d'état et les variables pour décrire les variations locales. Les équations différentielles intégrales sont résolues par une forme faible des équations aux nœuds obtenue par une formulation résiduelle pondérée (méthode de Galerkin). Les conditions frontières sont ainsi naturellement incorporées aux équations. Généralement, les fonctions de forme permettent une solution directe des équations de gouvernance et des conditions frontières. Cependant, il est possible que la construction parfaite de ces fonctions de forme ne soit pas satisfaisante, dans ce cas des formulations faibles sont utilisées :

$$\begin{aligned} \hat{u} &= \sum_{k=1}^N \phi_k u_k(t) \\ \hat{v} &= \sum_{k=1}^N \phi_k v_k(t) \\ \hat{p} &= \sum_{k=1}^N \varphi_k p_k(t) \end{aligned} \quad (2.4)$$

Avec ϕ_k et φ_k sont des fonctions de base issues de la méthode d'interpolation. En mécanique des fluides numériques avec la MEF, les équations de continuité de masse, de mouvement et d'énergie sont pondérées par les quantités virtuelles de pression, de vitesse et de température. Or, cette solution approximative faible présente un résidu non seulement par rapport aux

équations de champ, mais aussi par rapport aux équations de frontière. Les équations de continuité, de quantité de mouvement et d'énergie sont pondérées par les quantités virtuelles de pression, de vitesse et de température. Dans le cas des équations de Navier-Stokes, les équations (2.2) et (2.3) deviennent :

$$\int \varphi_k \left(\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v}) \right) d\Omega = 0 \quad (2.5)$$

$$\int \phi_k \left(\frac{\partial(\rho \mathbf{v})}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{v} \mathbf{v} - \boldsymbol{\sigma}) \right) d\Omega = \int \phi_k (\rho g) d\Omega \quad (2.6)$$

Afin de résoudre le problème de dépendance au temps, 3 schémas d'approximation sont considérées : les méthodes explicite, implicite et semi-implicite. La méthode d'analyse implicite a ici été choisie pour des raisons de stabilité et d'économie de calcul CPU. Dans cette approche la dérivée au temps est calculée selon l'équation (2.7).

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{u^{n+1} - u^n}{\Delta t} \quad (2.7)$$

2.7.1 Formulation du Fluide

Éléments fluides

ADINA propose deux types d'éléments pour les formulations de fluides [67] :

1. Interpolation basée sur les conditions d'écoulement (IBCE) (Flow-Condition-Based-Interpolation (FCBI)). Les variables sont définies à tous les nœuds. Bien que très précise, elle demande de nombreuses ressources et de la mémoire pour effectuer les analyses.
2. Interpolation centrée basée sur les conditions d'écoulement (ICCBE) (Flow-Condition-Based-Interpolation-Centered (FCBI-C)). Les degrés de liberté sont définis au centre de l'élément. Cette méthode suppose une continuité au cours de l'analyse et interpole la solution aux nœuds. Cette solution est précise et demande des ressources et une mémoire limitées.

Éléments FCBI

L'élément 2D FCBI à 4 nœuds (voir la Figure 2.8) est défini de la manière suivante : Toutes les variables sont définies aux nœuds aux angles. Des fonctions constantes sont utilisées pour pondérer les fonctions d'interpolation.

Les déplacements aux nœuds ainsi que la pression sont interpolés à partir de fonctions linéaires ou bilinéaires suivante (Eq. (2.8)) :

$$\begin{aligned}(h_1, h_2) &= \left(h_1^0(r), h_2^0(r)\right) h_1^0(s) \\(h_4, h_3) &= \left(h_1^0(r), h_2^0(r)\right) h_2^0(s) \\ \text{Avec } h_1^0 &= 1 - r, \quad h_2^0 = r\end{aligned}\tag{2.8}$$

La vitesse est interpolée selon les conditions des fluides

$$\begin{aligned}\begin{bmatrix} h_1^v & h_4^v \\ h_2^v & h_3^v \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} \mathbf{h}(x^1) & \mathbf{h}(x^2) \end{bmatrix} \mathbf{h}(s) \mathbf{h}^T(s) \\ \text{Avec } x^k &= \frac{e^{q^k r} - 1}{e^{q^k} - 1}, \quad q^k = \frac{\rho \bar{\mathbf{v}} \cdot \Delta x^k}{\mu}, \quad \mathbf{h}(y) = \begin{bmatrix} 1 - y \\ y \end{bmatrix}\end{aligned}\tag{2.9}$$

où $\Delta x^1 = x_2 - x_1$, $\Delta x^2 = x_3 - x_4$ et $\bar{\mathbf{v}}$ est la vitesse moyenne sur la face.

Pour un élément 3D, les fonctions d'interpolation pour la vitesse restent identiques à l'équation (2.9). Les autres fonctions d'interpolation sont les fonctions classiques d'un élément à 8 nœuds.

La formulation variationnelle de Petrov-Galerkin avec les sous espaces de vitesse et de pression est utilisée pour résoudre les équations de gouvernance [68–70].

Éléments FCBI-C

L'élément FCBI-C est issu de l'élément FCBI, tous les degrés de liberté sont associés au centre des éléments. Au cours du calcul, les variables de solution sont considérées comme constantes par morceaux à l'intérieur de chaque élément, puis interpolées aux nœuds d'angle lors du post-traitement pour l'utilisateur. Le fonctionnement de l'élément FCBI-C sera plus détaillé dans la suite du mémoire.

Modèles de turbulence

Les écoulements en mécanique des fluides sont souvent turbulents, ce qui implique un comportement aléatoire, instable et tridimensionnel du fluide. Les équations de Navier-Stokes (Eqs (2.2), (2.3), (2.3)) restent théoriquement valides. Cependant, leurs résolutions pour des écoulements turbulents demanderaient des ressources calculatoires trop importantes pour faire de la résolution directe une solution viable. Les effets dus aux turbulences étant de trop petite échelle par rapport aux variables traditionnelles de définition d'un flot. Ainsi, de nombreux

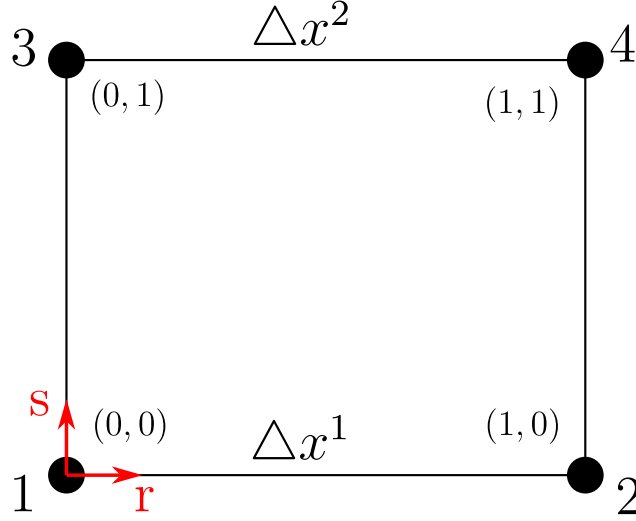


FIGURE 2.8 Élément FCBI à 4 nœuds

modèles de turbulence ont été développés pour rajouter l'aspect aléatoire des turbulences à l'écoulement. Dans ces modèles, la viscosité et la conductivité thermique sont modifiées selon l'Eq(2.10).

$$\mu = \mu_0 + \mu_t, \quad k = k_0 + k_t \quad (2.10)$$

où μ_0 et k_0 sont la viscosité et la conductivité thermique laminares, μ_t et k_t sont les équivalents liés à la turbulence et calculés selon les modèles suivants [67] :

— **Modèle $K - \varepsilon$ pour les écoulements incompressibles**

$$\mu_t = \rho c_\mu \frac{K^2}{\varepsilon}, \quad k_t = \frac{\mu_t C_P}{\sigma_\theta} \quad (2.11)$$

Avec K et ε , l'énergie cinétique et le taux de dissipation respectifs sont :

$$K = \frac{1}{2} \overline{\mathbf{v}' \cdot \mathbf{v}'}, \quad \varepsilon = \frac{\mu_0}{\rho} \overline{(\nabla \mathbf{v}') \otimes (\nabla \mathbf{v}')} \quad (2.12)$$

où $\mathbf{v}'$ est la différence de vitesse entre la vitesse turbulente et la vitesse moyenne, aussi appelée vitesse variable. K et ε sont également gouvernés par les équations (2.13) :

$$\begin{aligned} \frac{\partial (y^a \rho K)}{\partial t} + \nabla \cdot [y^a (\rho \mathbf{v} K - \mathbf{q}_K)] &= y^a S_K \\ \frac{\partial (y^a \rho \varepsilon)}{\partial t} + \nabla \cdot [y^a (\rho \mathbf{v} \varepsilon - \mathbf{q}_\varepsilon)] &= y^a S_\varepsilon \end{aligned} \quad (2.13)$$

Cette formulation $K - \varepsilon$ est utilisée pour les écoulements avec un nombre de Reynolds important.

— **Modèle $K - \omega$ pour les écoulements incompressibles**

Dans ce modèle, on introduit ω une variable purement mathématique appelée le ratio spécifique de dissipation. ω est directement relié à K et ε par l'équation (2.14)

$$\omega \sim \frac{\varepsilon}{K} \quad (2.14)$$

μ_t et k_t sont ensuite calculés via l'équation (2.15).

$$\mu_t = \alpha \rho \frac{K}{\omega}, \quad k_t = \frac{\mu_t C_P}{\sigma_\theta} \quad (2.15)$$

K et ε sont également gouvernés par les équations (2.16) :

$$\begin{aligned} \frac{\partial (y^a \rho K)}{\partial t} + \nabla \cdot [y^a (\rho \mathbf{v} K - \mathbf{q}_K)] &= y^a G_K \\ \frac{\partial (y^a \rho \varepsilon)}{\partial t} + \nabla \cdot [y^a (\rho \mathbf{v} \varepsilon - \mathbf{q}_\varepsilon)] &= y^a G_\omega \end{aligned} \quad (2.16)$$

— **Modèle $K - \omega - SST$ (Shear Stress Transport) pour les écoulements incompressibles**

Ce modèle a pour but de combiner la précision d'un modèle $K - \omega$ pour sa gestion des frontières et l'indépendance du flux libre du modèle $K - \varepsilon$. Les équations du modèle $K - \omega$ s'appliquent au modèle SST, la viscosité de tourbillon est calculée de la manière suivante :

$$\mu_t = \alpha^S \rho a_1 \frac{K}{\max(a_1 \omega, \sqrt{2} D F_2)} \quad (2.17)$$

Modélisation de la surface libre

Afin de déterminer la surface libre du fluide, la méthode du volume de fluide (Volume of Fluid en anglais (VOF)) est utilisée [67]. Dans cette méthode, le volume d'eau dans un élément est décrit par la variable α . Quand $\alpha = 1$ cela signifie que l'élément est rempli d'eau, et au contraire, quand $\alpha = 0$ l'entité est remplie d'air. La surface libre est alors définie par $0 < \alpha < 1$. L'équation de transport est donnée par Eq. (2.18). Les deux fluides partagent ainsi les équations de mouvement et les propriétés physiques sont calculées à partir d'une

moyenne pondérée par α comme le montrent les équations (2.19), (2.20).

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \alpha = 0 \quad (2.18)$$

où $\mathbf{v}$ est le vecteur vitesse.

$$\rho = \alpha \rho_{\text{eau}} + (1 - \alpha) \rho_{\text{air}} \quad (2.19)$$

$$\mu = \alpha \mu_{\text{eau}} + (1 - \alpha) \mu_{\text{air}} \quad (2.20)$$

2.7.2 Équations de la réponse structurelle

La réponse d'une structure est généralement définie dans un système Lagrangien. Les variables structurelles aux nœuds et les équations de mouvement sont définies dans un système de coordonnées global. Les contraintes des éléments sont quant à elles calculées au sein de l'élément, elles sont issues de la déformation de la structure. Les coordonnées de chaque nœuds dans le système global X peuvent être transposées dans un système local x , ce qui permet une résolution du problème. Dans le cas d'une structure impactée par des forces hydrodynamiques, le mouvement peut être exprimé par l'équation (2.21) :

$$\begin{aligned} x &= x(X, t) \\ Kx &= f \\ M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx &= p_s - p_0 \end{aligned} \quad (2.21)$$

où M est la matrice de masse, K la matrice de rigidité, C la matrice d'amortissement, x le vecteur de déplacement, p_s le vecteur de force dynamique du fluide et p_0 celui de la pression atmosphérique.

2.7.3 Interaction fluide-structure

Pour résoudre les problèmes d'interaction fluide-structure, le fluide et la structure sont couplés de manière unidirectionnelle ou bidirectionnelle, la différence entre ces deux méthodes sera expliquée par la suite. La continuité entre les deux systèmes est vérifiée par un équilibre dynamique et cinématique à l'interface F-S (Eq.(2.22)).

$$\begin{aligned} \text{Équilibre des contraintes : } F_{\text{fluide}} &= F_{\text{structure}} \\ \text{Équilibre des déplacements : } u_{\text{fluide}} &= u_{\text{structure}} \end{aligned} \quad (2.22)$$

Couplage unidirectionnel

En raison de la différence d'algorithme pour le fluide et la structure, respectivement Eulérien et Lagrangien, un couplage direct des maillages du fluide et de la structure est difficile. Dans le cas où les déformations de la structure peuvent être négligées, c'est le cas pour une structure rigide, le problème d'intégration peut être simplifié en un modèle de dynamique des fluides pur. Les forces hydrodynamiques normales et tangentielles résultent de l'intégration de la pression du fluide sur les faces de la structure. Elles sont ensuite directement appliquées sur la structure pour une analyse de structure classique.

Couplage bidirectionnel

La prise en compte de la flexibilité de la structure, qui induit son déplacement et ses vibrations, rend critique l'interaction fluide-structure pour le comportement du fluide (Lia et al. [31]). Ainsi le développement de cette interaction est un aspect primordial de la modélisation des inondations et de leurs impacts sur des structures flexibles afin de s'assurer de la précision des réponses structurelles (déformations et contraintes).

Dans cette méthode, les équations du fluide et de la structure sont combinées et traitées dans un seul système. Elles sont ensuite linéarisées dans un système matriciel (Eq (2.23)).

$$\begin{bmatrix} A_{ff} & A_{fs} \\ A_{sf} & A_{ss} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \mathbf{X}_f^k \\ \Delta \mathbf{X}_s^k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{B}_f \\ \mathbf{B}_s \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

$$\text{Avec } \mathbf{X}^{k+1} = \mathbf{X}^k + \Delta \mathbf{X}^k$$

Dans le cas où la méthode de Newton-Raphson est utilisée, l'équation (2.23) devient :

$$\begin{aligned} \mathbf{B}_f &= -\mathbf{F}_f^k \equiv -\mathbf{F}_f \left[\mathbf{X}_f^k, \lambda_d \mathbf{d}_f^k + (1 - \lambda_d) \mathbf{d}_f^{k-1} \right] \\ \mathbf{B}_s &= -\mathbf{F}_s^k \equiv -\mathbf{F}_s \left[\mathbf{X}_s^k, \lambda_\tau \boldsymbol{\tau}_f^k + (1 - \lambda_\tau) \boldsymbol{\tau}_f^{k-1} \right] \\ \text{et } A_{ij}^k &= \frac{\partial \mathbf{F}_i^k}{\partial \mathbf{X}_j} \quad (i, j = f, s) \end{aligned} \quad (2.24)$$

où λ_d et λ_τ sont respectivement les facteurs de relaxation des déplacements et des contraintes.

2.8 Méthode hydrodynamique des particules lissées

2.8.1 Histoire et utilisations

La méthode HPL ou SPH en anglais, est une méthode particulière pure qui fut introduite en 1977 par Gingold et Monaghan [71] et Lucy [72]. Elle avait initialement pour but de modéliser les mouvements des corps gravitaires, où chaque particule représente un corps célestes. Elle fut ensuite adaptée par les mécaniciens de la dynamique du fluide pour modéliser des éléments de liquides ou de gaz. La méthode HPL fut également en parallèle développée pour des phénomènes non-linéaires et de grandes déformations : les écoulements diphasiques, les écoulements en milieux poreux, les transferts de chaleur, les impacts, les explosions, les découpes de matériaux, le moulage ou encore la diffusion d'aérosols [3]. La méthode HPL a depuis beaucoup été développé mais est souvent remis en question à cause de problèmes de stabilité et ses propriétés de convergence.

Plusieurs codes HPL sont disponibles : **GADGET** (libre), **PHANTOM** (libre) en astrophysique, **DualSPHysics** (libre), **SPHysics** (libre), **LSDYNA** (commercial) en hydraulique, **PySPH** (libre), **GPUSPH** (libre) en bio-mécanique.

2.8.2 Fonction noyau

Pour remplacer les fonctions de forme utilisées dans le cas des méthodes avec maillage, la méthode hydrodynamique des particules lissées utilise une fonction noyau afin d'interpoler les différentes variables de champ. Chaque valeur de fonction $f(x)$, à une position x est représentée par une intégrale sur le domaine du produit de la fonction et d'une fonction de lissage que l'on nomme la fonction noyau.

$$\langle f(x) \rangle = \int_{\Omega} f(x') W(x - x', h) dx' \quad (2.25)$$

Les guillemets $\langle \rangle$ signifient que la fonction est approximée, h est le pas d'interpolation associé à la fonction noyau qui définit le domaine d'intégration et Ω est le domaine du problème. La Figure 2.9 propose une représentation de la fonction noyau associée à une particule i pour l'interpolation d'une variable d'état sur un domaine Ω de rayon Kh où K est une constante liée à la fonction noyau et appliquée à h . La forme intégrale d'un gradient d'une fonction se calcule selon la formule 2.26.

$$\langle \nabla \cdot f(x) \rangle = - \int_{\Omega} f(x') \nabla \cdot W(x - x', h) dx' \quad (2.26)$$

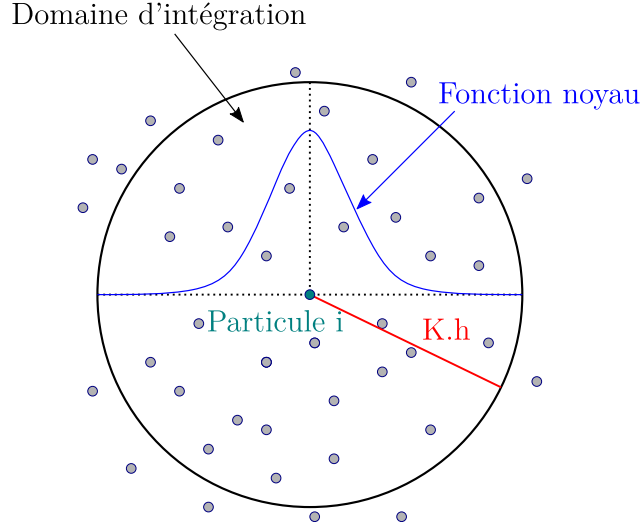


FIGURE 2.9 Représentation du domaine d'intégration et de la fonction noyau pour une particule

Propriétés de la fonction noyau

Une fonction noyau doit respecter certaines propriétés, tel que :

- Normalisation de la fonction

$$\int_{\Omega} W(x - x', h) dx' = 1 \quad (2.27)$$

- Support compact

$$W(x - x', h) = 0 \text{ pour } |x - x'| \geq Kh \quad (2.28)$$

Une fonction noyau est donc nulle en dehors de son domaine défini par un rayon Kh assurant ainsi qu'elle se comporte comme une fonction Dirac lorsque le pas d'interpolation tend vers 0.

$$\lim_{h \rightarrow 0} W(x - x', h) = \delta(x - x', h) , \text{ et donc} \quad (2.29)$$

$$\lim_{h \rightarrow 0} \langle f(x) \rangle = f(x) \quad (2.30)$$

Exemples de fonctions noyaux

Il existe dans la littérature de nombreuses fonctions noyaux, qui ont chacune leurs points positifs et négatifs. On note $d = \frac{r}{h}$ avec r la distance entre deux particules et h le pas d'interpolation. En voici quelques exemples :

— **Fonction Gaussienne**

$$W(x - x', h) = \frac{1}{(\pi h^2)^{n/2}} \exp(-d^2) \quad (2.31)$$

Avec n qui est la dimension du problème.

— **Fonction Cubique B-Spline**

$$W(x) = C \times \begin{cases} \frac{3}{2} - d^2 + \frac{d^3}{2}, & \text{si } 0 \leq d \leq 1; \\ \frac{1}{6}(2 - d)^3, & \text{si } 1 \leq d \leq 2; \\ 0, & \text{sinon.} \end{cases} \quad (2.32)$$

Avec $C = \frac{3}{2\pi h^3}$ en 3D, $C = \frac{15}{7\pi h^2}$ en 2D et $\frac{1}{h}$ en 1D ;

— **Fonction Quintique B-Spline**

$$W(x) = C \times \begin{cases} (3 - d)^5 - 6(2 - d)^5 + 15(1 - d)^5, & \text{si } 0 \leq d \leq 1; \\ (3 - d)^5 - 6(2 - d)^5, & \text{si } 1 \leq d \leq 2; \\ (3 - d)^5, & \text{si } 2 \leq d \leq 3; \\ 0, & d > 3. \end{cases} \quad (2.33)$$

Avec $C = \frac{3}{359\pi h^3}$ en 3D, $C = \frac{7}{478\pi h^2}$ en 2D et $\frac{120}{h}$ en 1D ;

Pour la simulation des fluides, LS-DYNA a choisi la fonction Cubique qui permet un compromis entre rapidité et précision. La fonction Quintique est proposée par LS-DYNA dans la modélisation des solides afin d'augmenter la précision [4].

2.8.3 Discrétisation de la méthode SPH

L'équation (2.25) peut être discrétisée via une somme sur le domaine Ω . Cette discrétisation s'écrit en fonction de W la fonction noyau.

$$\langle f(x_i) \rangle = \sum_{\Omega} \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) W(x_i - x_j, h) \quad (2.34)$$

Ainsi, la valeur de la fonction pour une particule i est l'addition des contributions des particules environnantes j . Le terme $\frac{m_j}{\rho_j}$ fait apparaître le volume associé à chaque particule j . Cette discrétisation peut se résumer à une moyenne pondérée des valeurs des particules voisines en fonction du noyau d'interpolation. Le gradient d'une fonction peut de la même

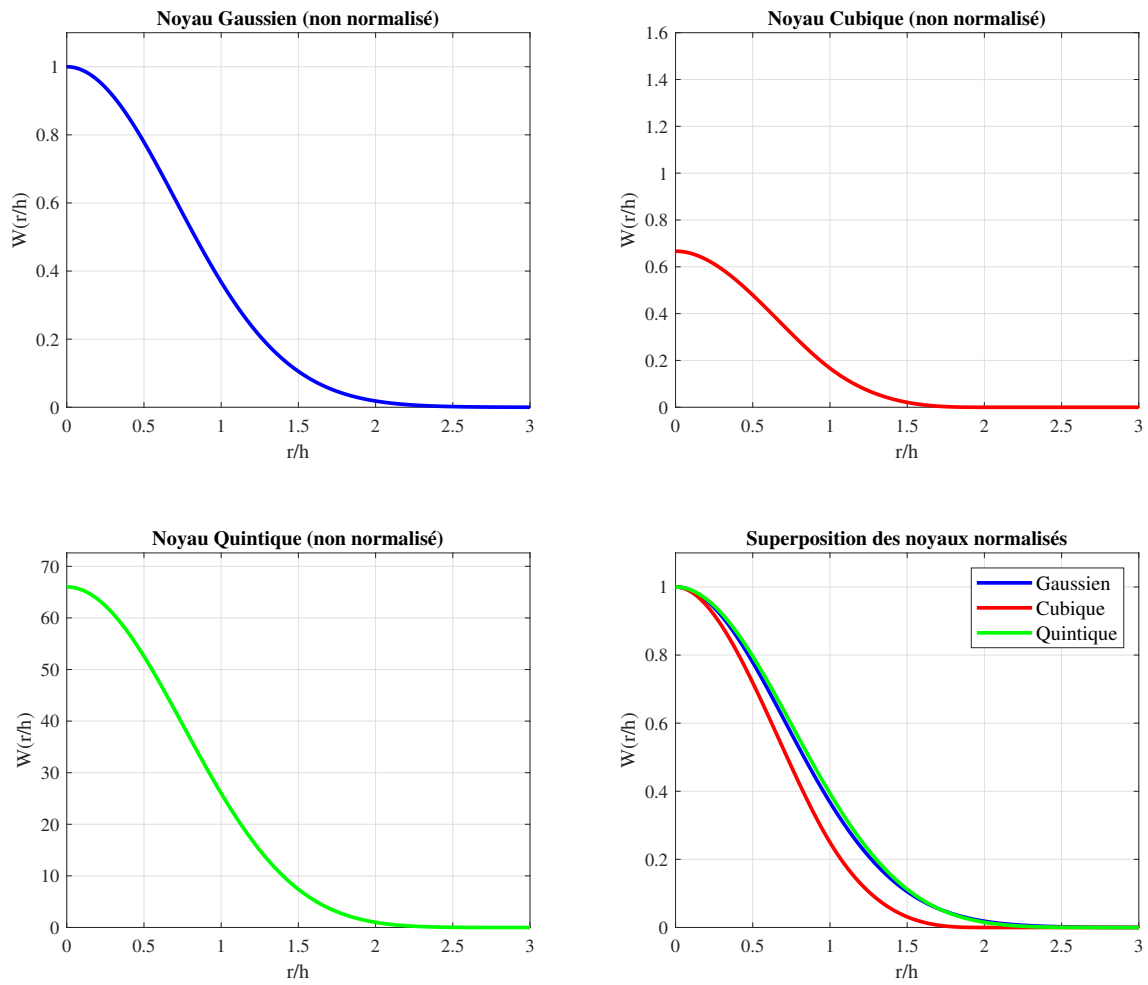


FIGURE 2.10 Comparaison des fonctions noyaux

façon être calculé à partir de l'équation 2.26 :

$$\langle \nabla \cdot f(x_i) \rangle = \sum_{\Omega} \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) \nabla \cdot W(x_i - x_j, h) \quad (2.35)$$

2.8.4 Discrétisation des équations de Navier-Stokes

En appliquant la discrétisation obtenue aux équations (2.34) et (2.35) des équations de Navier-Stokes on peut obtenir les résultats suivants, voir Tableau 2.1. Le détail du calcul est donné par le professeur Vignjevic [46].

TABLEAU 2.1 Formes discrètes des équations de conservation en méthode SPH.

Propriété	Forme discrète de l'équation de conservation
Masse	$\left\langle \frac{d\rho_i}{dt} \right\rangle = \rho_i \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j^\beta - v_i^\beta) \frac{\partial W(x_i - x_j, h)}{\partial x_i^\beta} \quad (1)$
Moment	$\left\langle \frac{dv_i^\alpha}{dt} \right\rangle = - \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_j^{\alpha\beta}}{\rho_j^2} + \frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} \right) \frac{\partial W(x_i - x_j, h)}{\partial x_i^\beta} \quad (2)$
Énergie	$\left\langle \frac{dE_i}{dt} \right\rangle = - \frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{\rho_i^2} \sum_{j=1}^N m_j (v_j^\alpha - v_i^\alpha) \frac{\partial W(x_i - x_j, h)}{\partial x_i^\beta} \quad (3)$

2.8.5 Équation d'état

Afin de compléter les équations de conservation précédentes, il est important d'ajouter une équation supplémentaire faisant le lien entre les différentes variables d'états : l'équation d'état. Elle permet de décrire le comportement du fluide. LS-DYNA propose plusieurs équations d'état qui seront listées ici.

Avec ρ la densité, M la masse, V le volume, $\mu = \frac{\rho}{\rho_0} - 1$ le paramètre de volume et E l'énergie interne.

Équation polynomiale linéaire

$$P = C_0 + C_1\mu + C_2\mu^2 + C_3\mu^3 + (C_4 + C_5\mu + C_6\mu^2)E. \quad (2.36)$$

Les coefficients C_i sont des constantes définies par l'utilisateur et dépendantes du matériau utilisé.

Équation de Gruneisen

$$P = \frac{\rho_0 C^2 \mu \left[1 + \left(1 - \frac{\gamma_0}{2} \right) \mu - \frac{a}{2} \mu^2 \right]}{\left[1 - (S_1 - 1) \mu - S_2 \frac{\mu^2}{\mu+1} - S_3 \frac{\mu^3}{(\mu+1)^2} \right]^2} + (\gamma_0 + a\mu) E \quad (2.37)$$

Avec C la vitesse du son dans le matériau, S_i des coefficients empiriques de la pente de courbe de vitesse, γ_0 le paramètre de Gruneisen et a le coefficient de correction de premier ordre du volume.

Équation de Murnaghan

Cette équation est particulièrement utilisée pour les modèles d'écoulement avec un fluide incompressible.

$$P = k_0 \left[\left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right] \quad (2.38)$$

Avec $\gamma = 7$ pour les fluides tels que l'eau, k_0 est déterminé à partir de l'équation

$$c_w = \sqrt{\gamma k_0 / \rho_0} \geq 10 v_{\max} \quad (2.39)$$

où c_w est la vitesse artificielle du son dans l'eau, $v_{\max}$ est la vitesse maximale attendue du fluide. Une approximation de cette vitesse maximale peut être obtenue via la formule 2.40 donnée par Ritter [73].

$$v_{\max} = 2\sqrt{gH} \quad (2.40)$$

où H est la hauteur d'eau initiale et g est la constante gravitationnelle. Dans l'approche SPH, le fluide est ainsi approximé par un autre fluide artificiel plus compressible que l'eau. Ce fluide artificiel a une vitesse du son qui est plus grande que la vitesse d'écoulement ce qui permet d'avoir finalement une variation de densité très faible selon l'équation 2.41 issue de l'équation de moment. Le facteur 10 dans l'équation 2.39 permet d'obtenir une variation de la densité inférieure à 1% [74].

$$\frac{\delta \rho}{\rho} = \frac{vL}{c^2 \tau} \quad (2.41)$$

où L est la longueur typique, τ est le pas de temps typique, v la vitesse typique de l'écoulement, c la vitesse du son dans le milieu.

2.8.6 Variation du pas d'interpolation

Le pas d'interpolation h détermine la région d'interaction des particules comme le montre l'équation (2.32) et la Figure 2.11. Si on choisit de rendre constant ce pas d'interpolation il est possible que la distance séparant deux particules devienne si importante que les particules ne puissent plus interagir entre elles. De la même façon si la distance entre les particules devient trop faible alors on multiplierait les interactions ce qui ralentirait grandement le modèle. Ainsi LS-DYNA a mis en place un pas d'interpolation variable pour contrer ce problème [4].

$$Eq.0 : \frac{d}{dt}(h(t)) = \frac{1}{n} h(t) \operatorname{div}(v) \quad (2.42)$$

$$Eq.1 : \frac{d}{dt}(h(t)) = \frac{1}{n} h(t) \left(\operatorname{div}(v) \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.43)$$

où n est la dimension du problème et $\operatorname{div}(v)$ est la divergence de l'écoulement. On peut également choisir d'encadrer les valeurs du pas d'interpolation à partir du pas d'interpolation initial.

$$HMIN \cdot h_0 \leq h \leq HMAX \cdot h_0 \text{ avec } h_0 = CLSH \cdot \textit{Espacement initial entre les particules} \quad (2.44)$$

où HMIN, HMAX et CLSH sont des constantes rentrées par l'utilisateur.

2.8.7 Recherche des particules voisines

La recherche des particules voisines est une étape importante du calcul en HPL. Il s'agit de lister toutes les particules qui se trouvent dans la zone d'interpolation de chaque particule à chaque time step. Il existe deux approches différentes dans LS-DYNA [4]. L'approche directe qui consiste à prendre en compte toutes les particules du domaine. Cette approche est particulièrement inefficace pour des grands modèles. La deuxième approche est l'utilisation d'un algorithme de tri-par-paquets (bucket sort). On vient générer une grille uniforme de côté $K \cdot h$, chaque particule est alors liée à la boîte où elle est localisée. On peut alors pour chaque particule limiter la recherche des particules voisines contenues dans la même boîte et des boîtes voisines. La Figure 2.12 propose une représentation de la recherche des particules voisines via l'algorithme de tri-par-paquets.

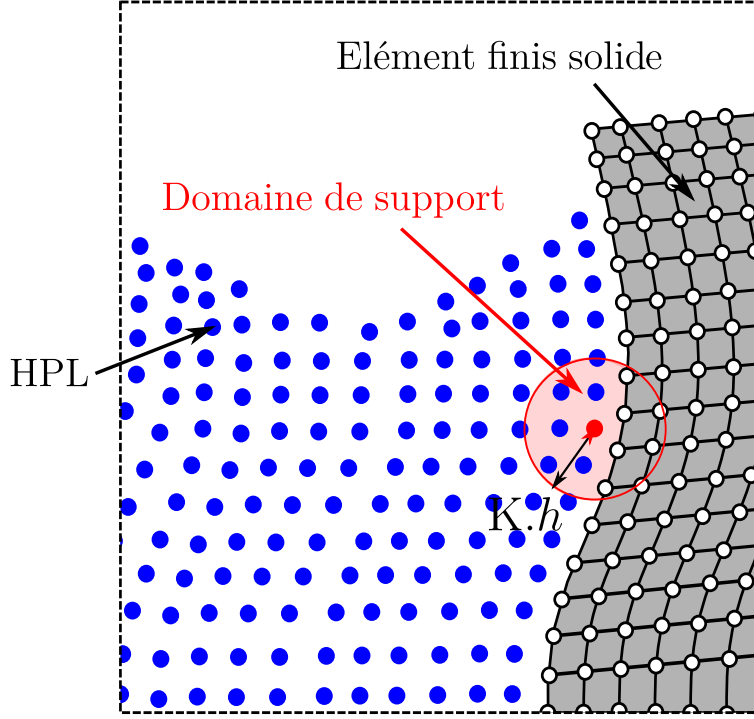


FIGURE 2.11 Interaction des particules HPL avec une structure

2.8.8 Viscosité artificielle

Afin de palier aux discontinuités des fonctions en cas de choc, LS-Dyna permet l'introduction d'une viscosité artificielle qui a pour rôle donc de lisser le choc [4], [52]. L'équation de masse peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{dv_i}{dt} = - \sum_j m_j \left(\frac{\sigma_i}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j}{\rho_j^2} + \Pi_{ij} \right) \cdot \nabla W_{ij}, \quad (2.45)$$

Avec la viscosité artificielle :

$$\Pi_{ij} = \begin{cases} -\frac{Q_2 \bar{c}_{ij} \mu_{IJ} + Q_1 \mu_{ij}^2}{\rho_{ij}} & \text{si } v_{ij} \cdot x_{ij} < 0, \\ 0 & \text{sinon.} \end{cases} \quad (2.46)$$

Avec $x_{ij} = x_i - x_j$, $v_{ij} = v_i - v_j$ et

$$\mu_{ij} = \frac{\bar{h}_{ij} v_{ij} \cdot x_{ij}}{x_{ij}^2 + 0.01 \bar{h}_{ij}} \quad (2.47)$$

Avec $\bar{h}_{ij} = \frac{h_i + h_j}{2}$, les coefficients Q_1 et Q_2 sont définis par l'utilisateur avec Q_1 compris entre

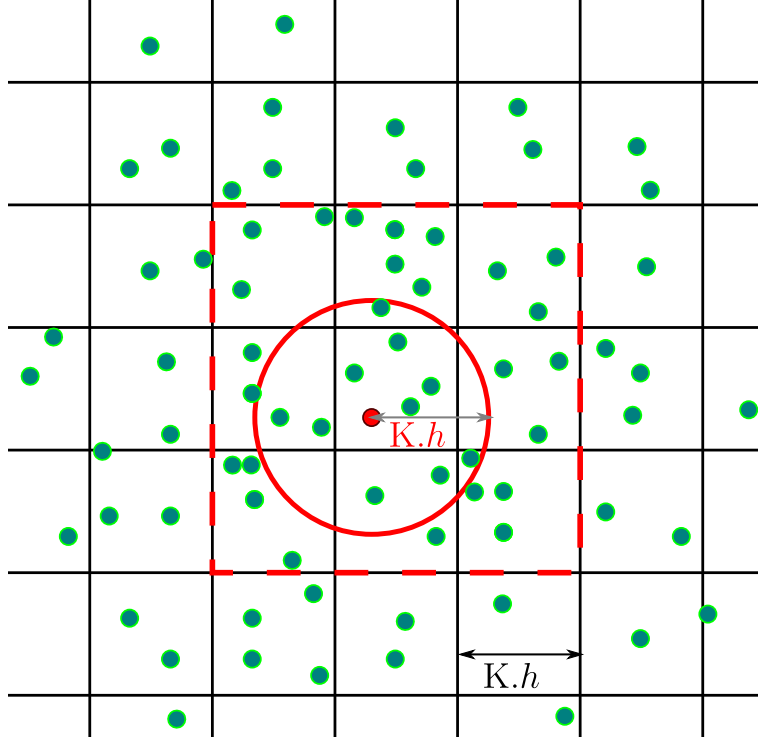


FIGURE 2.12 Recherche des particules voisines - Sorting

0.01 et 0.1 et $Q_2 = 1E^{-12}$; il peut être intéressant d'augmenter ces paramètres dans le cas d'impacts violents afin d'assurer la stabilité.

2.8.9 Conditions frontières

En Hydrodynamique des particules lissées (HPL) la gestion des conditions aux frontières est un aspect de la modélisation qui a longtemps fait débat et fait l'objet de nombreuses variantes. Goffin et al. [58] en liste une grande partie avec ses avantages et inconvénients. Une des méthodes possibles est l'implantation de particules fixes distribuées le long de la frontière, voir Figure 2.13. Ces particules fixées vont exercer une force sur les particules du fluide en fonction de leurs distances à celles-ci.

La méthode des particules fantômes applique une symétrie par rapport au bord modélisé. Les particules placées à une certaine distance de la paroi sont dupliquées avec les mêmes paramètres : masse, pression et vitesse. Cette méthode est certes plus coûteuse en termes de calcul, mais elle permet d'appliquer des conditions limites physiques [58], voir la Figure 2.14.

Une dernière méthode de modélisation des frontières est l'implémentation de murs rigides

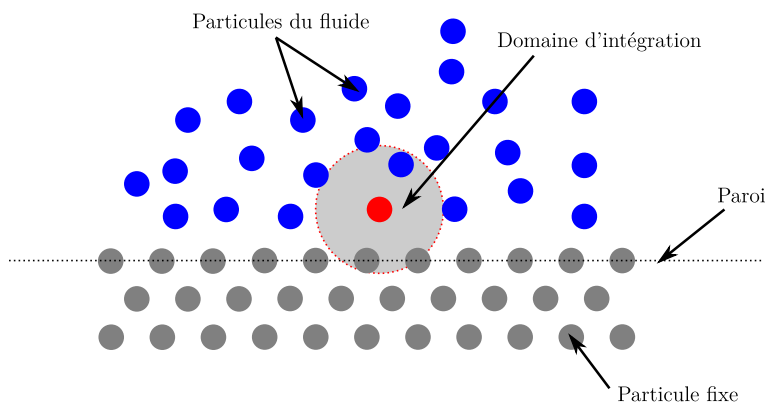


FIGURE 2.13 Modélisation de la frontière via les particules fixes

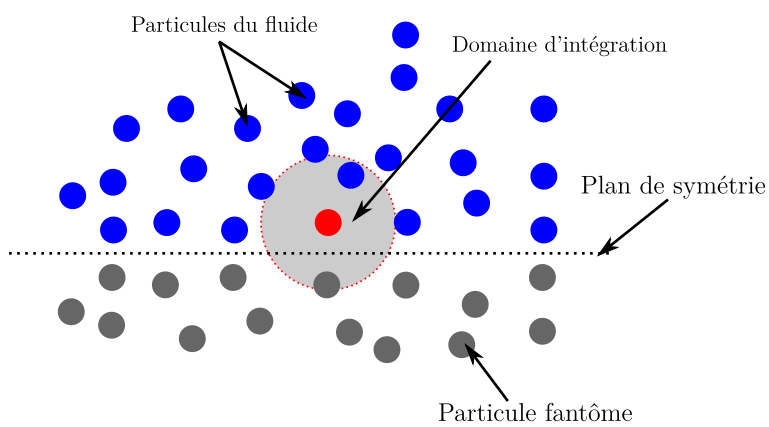


FIGURE 2.14 Modélisation de la frontière via les particules fantômes

infinis. La condition frontière est alors modélisée comme un simple contact entre les particules et une surface rigide. Les deux dernières méthodes seront discutées par la suite.

2.8.10 Contact et couplage avec les éléments finis

Le couplage entre les HPL et les EF se fait généralement par l'utilisation d'un algorithme de couplage maître-esclave. Les HPL sont définies comme les nœuds esclaves et les EF sont les segments maîtres. L'algorithme permet de détecter quand une particule HPL va pénétrer les segments de l'EF. La pénétration de la particule est alors mesurée et une force proportionnelle à cette distance et à une raideur de contact permet de refluer la particule [4]. Cette méthode est appelée contact par pénalité. La pénétration δ_c est calculée par l'équation (2.48) :

$$\delta_c = h_i - d_{\min} \quad (2.48)$$

Avec h_i le pas d'intégration de la particule et $d_{\min}$ la distance entre le noyau de la particule et la surface de contact.

La force de contact normale est calculée par l'équation (2.49) :

$$f_{c,n} = k_{c,n} \cdot \delta_c \cdot \mathbf{n} \quad (2.49)$$

Avec $k_{c,n}$ la raideur de contact normale et $\mathbf{n}$ le vecteur normal.

LS-Dyna permet d'introduire 2 formulations pour le calcul de la raideur de contact. La formulation classique (2.50) à partir des caractéristiques du matériau et de l'élément finis choisis, et une formulation dite SOFT qui permet de réduire les pénétrations excessives dues à un matériau très doux (2.51).

$$k_{cs} = \frac{k_i K_i A_i^2}{V_i} \quad (2.50)$$

Avec k_i le facteur d'échelle égal à 0.1 généralement, K_i le module de volume, V_i le volume, A_i l'aire de l'élément.

$$k_{\text{SOFT}}(t) = 0.5 \cdot \text{SOFSCCL} \cdot m^* \cdot \left(\frac{1}{\Delta t_c(t)} \right)^2 \quad (2.51)$$

Avec SOFSCCL, le facteur d'échelle du contact SOFT, m^* une fonction de masse de nœud esclave et du nœud maître, et Δt_c le pas de temps.

Finalement, la raideur de contact est choisie telle que :

$$k_{c,n} = \max\{k_{cs}, k_{\text{SOFT}}\} \quad (2.52)$$

Une représentation du contact entre la particule et la structure est donnée par la Figure 2.15.

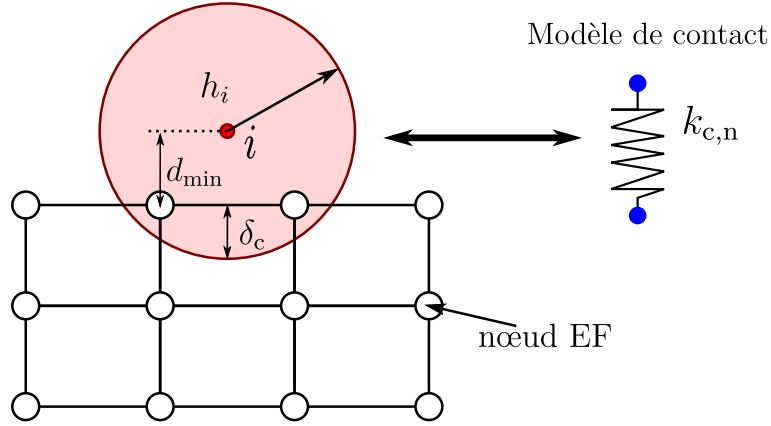


FIGURE 2.15 Modèle de contact

2.8.11 Pas de temps

Dans la modélisation des écoulements fluides par la méthode SPH sous LS-DYNA, le choix du pas de temps constitue un élément critique pour assurer à la fois la stabilité numérique et la précision des résultats. En effet, LS-DYNA repose sur un schéma d'intégration explicite de premier ordre, ce qui implique que le pas de temps est conditionné par un critère de stabilité de type CFL (*Courant–Friedrichs–Lewy*). Ce critère impose que l'information ne puisse pas se propager sur une distance supérieure à celle séparant deux particules au cours d'un incrément temporel. Ainsi, le pas de temps est déterminé par la relation de l'équation 2.53,

$$\Delta t = C_{\text{CFL}} \text{MIN}_i \left(\frac{h_i}{c_i + v_i} \right) \quad (2.53)$$

où h_i représente la distance caractéristique entre particules (ou longueur de lissage), c_i la vitesse du son locale, et v_i la vitesse de la particule. Cette formulation traduit le fait que les phénomènes les plus rapides (ondes acoustiques ou vitesses locales élevées) gouvernent la taille du pas de temps admissible. Dans le cas des écoulements de fluides, notamment pour des régimes compressibles ou faiblement compressibles souvent utilisés en SPH, la vitesse du son est généralement artificiellement augmentée afin de limiter les variations de densité, ce qui a pour effet de réduire fortement le pas de temps. Par conséquent, bien que cette approche garantisse la stabilité et la robustesse du calcul, elle entraîne un coût numérique élevé en raison du grand nombre d'itérations nécessaires. Le contrôle du pas de temps devient donc un compromis essentiel entre précision physique, stabilité numérique et temps de calcul,

particulièrement dans les simulations d'écoulement où des gradients de vitesse et de pression importants peuvent apparaître localement.

Le schéma d'intégration présenté à la figure 2.16 illustre le cycle de calcul couplé entre les formulations SPH et les solveurs explicites de *LS-DYNA*. À chaque incrément de temps, les positions et vitesses des particules sont d'abord mises à jour, ce qui permet de recalculer la longueur de lissage et d'effectuer les opérations de tri propres à la méthode SPH. Les propriétés locales telles que la densité et les taux de déformation sont ensuite évaluées, conduisant au calcul des pressions, de l'énergie thermique et des contraintes. Ces grandeurs alimentent le calcul des forces appliquées aux particules, incluant les effets de contact et des conditions aux limites. Enfin, les accélérations sont déterminées et utilisées pour mettre à jour les vitesses et positions, complétant ainsi le cycle d'intégration. Ce processus itératif met en évidence l'interdépendance entre les variables mécaniques et les quantités hydrodynamiques dans la simulation des écoulements fluides en SPH.

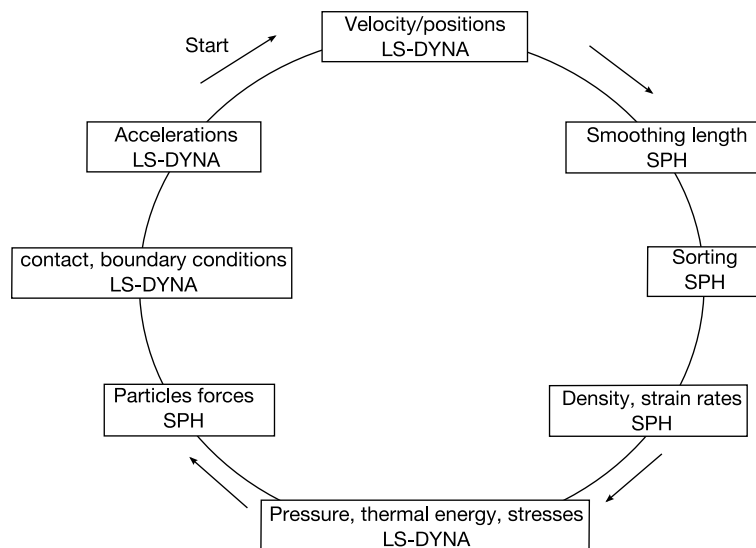


FIGURE 2.16 Schéma d'intégration LSDYNA [4]

CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DES MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS ET SMOOTHED PARTICLE HYDRODYNAMICS

3.1 Introduction

La vérification et la validation des modèles numériques est nécessaire pour prédire la réponse des structures face aux charges hydrodynamiques liées à une inondation. Pour cela, nous nous appuyons sur différents cas théoriques simples dont les réponses ont été testées par analyses numériques mais également expérimentalement.

Ces différentes études permettent de mettre en avant l'efficacité des programmes numériques pour les analyses fluides-structures. La prise en compte de la flexibilité de la structure est de plus en plus prise en compte cependant la réponse structurelle est souvent négligée. Ainsi il est relativement facile de vérifier et de comparer la pression, la vitesse du fluide et la réaction à la base de la structure qui sont des paramètres liés au fluide. Cependant les oscillations de la structure due à sa flexibilité sont négligées, or il a été démontré que les oscillations de la structure ont un impact sur la répartition de la pression ce qui amène à une distribution des forces induites du fluide différente par rapport à un cas de structure rigide impactée. De plus ces analyses en EF sont gourmandes en temps de calcul particulièrement dans le cas d'un maillage raffiné, une des solutions proposées ici est de passer à la méthode HPL pour la modélisation du fluide.

Ces études préliminaires permettent de tester les différents paramètres de modélisation sur des cas simples pour mieux en distinguer l'influence. Deux cas sont étudiés. Le premier cas est un obstacle rigide et compact où la réponse structurelle est principalement dominée par les caractéristiques de la structure. Le second cas est un obstacle flexible et fin, où la réponse structurelle est dominée par les paramètres du fluide.

3.2 Cas 1 : obstacle de type mur, via la méthode des éléments finis

Ce cas est issu de l'expérience de Koshizuka et al. [75] où un obstacle rigide est impacté par une vague provenant du relâchement d'une colonne d'eau maintenue dans un bac en verre. Cette expérience sert aujourd'hui de cas de validation pour de nombreux modèles de vagues impactant une structure rigide. Le module d'élasticité de la structure variera d'un cas rigide i.e. $E = 1 \times 10^{20} \text{Pa}$ à un cas flexible i.e. $E = 1 \times 10^6 \text{Pa}$. Dans un premier temps, les bords latéraux de la structure sont considérées comme libres, tant en 2D qu'en 3D. Cela signifie qu'aucune condition limite n'est imposée sur les côtés, permettant ainsi à la structure de se

déformer librement, de manière uniforme sur toute sa profondeur. La géométrie du modèle est issue des dimensions réelles de l'expérience. Les dimensions de la structure et du réservoir d'eau ainsi que leurs distances respectives, sont illustrées dans la Figure 3.1 (les distances sont données en mètre). La Figure 3.2 représente l'écoulement du fluide.

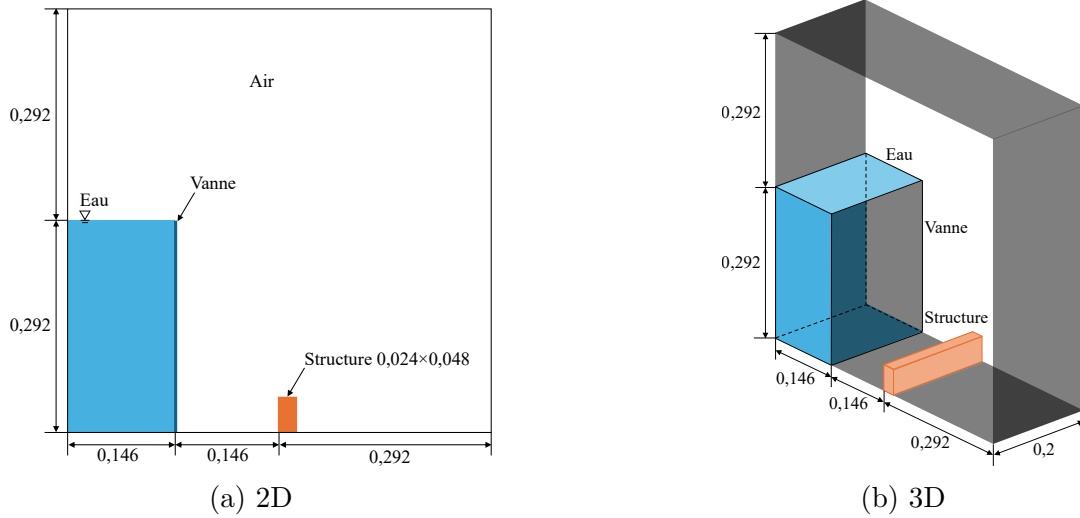


FIGURE 3.1 Dimensions du Cas 1, adapté de [5]

3.2.1 Comparaison avec la littérature

Des modèles 2D et 3D ont été établis pour cette étude. Les modèles utilisent un flot turbulent ($k-\omega$ SST) et la méthode VOF est choisie pour suivre la surface libre du fluide. La formulation FCBI-C a été choisie. On ignore les turbulences liées à la libération brusque de la colonne d'eau. Le moment $t=0s$ correspond au moment où la porte est entièrement relevée dans l'expérience et est modélisé via l'intégration de conditions initiales dans le modèle. Les conditions aux limites sont modélisées grâce à des murs frontières où une condition de non-glissement est adoptée, c'est à dire que les vitesses normales et tangentielles sont nulles à la frontière. L'analyse dure 0.6 secondes avec des pas de temps de 0.001s. La Figure 3.3 montre une représentation du maillage et des conditions limites.

Comme le montre la Figure 3.4, les pressions à mi-hauteur de la structure en son centre dans nos modèles 2D et 3D avec un maillage de 0.005, une structure flexible ou rigide, correspondent bien aux résultats des modèles de Hansch et al. [76] et d'Issakhov et al. [77].

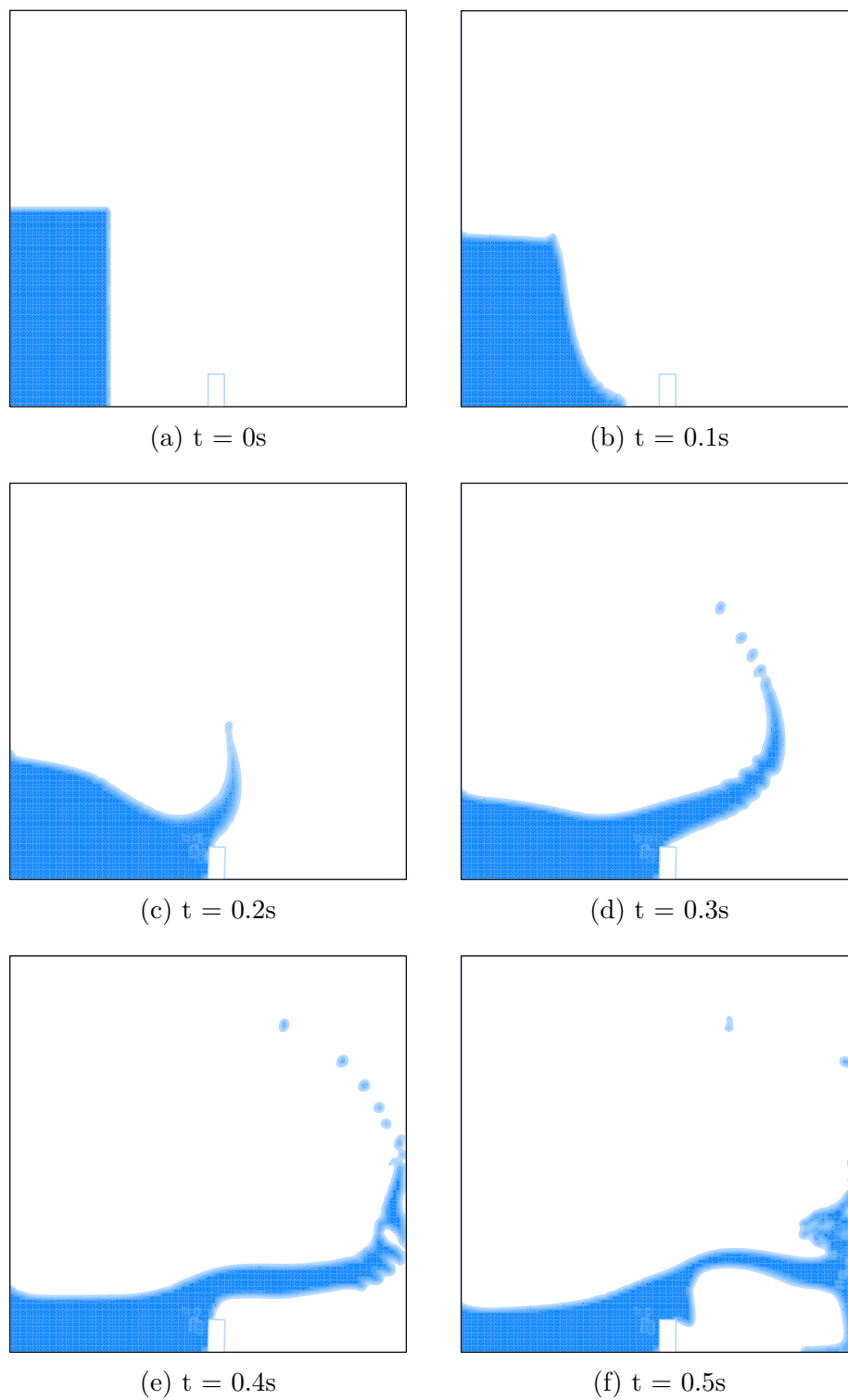


FIGURE 3.2 Représentation de l'écoulement pour le cas 1 en fonction du temps

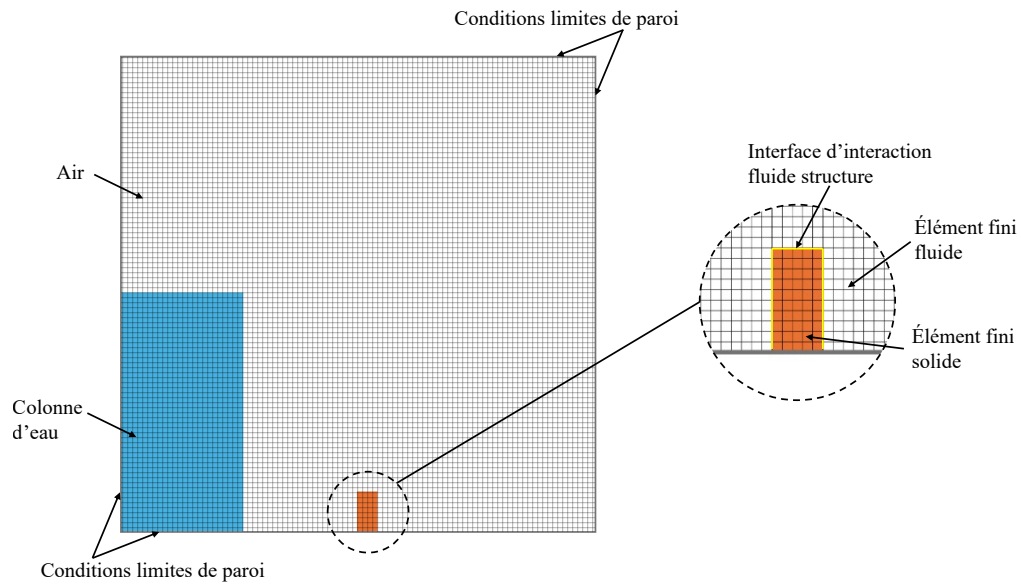


FIGURE 3.3 Représentation du maillage et des conditions limites pour le Cas 1, adapté de [5]

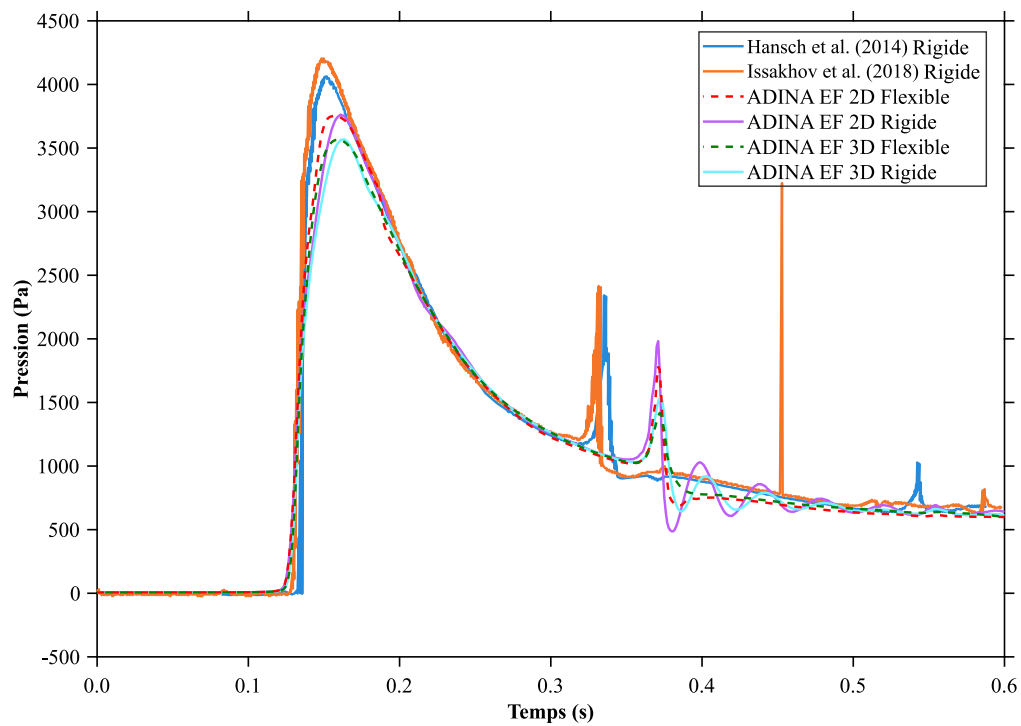


FIGURE 3.4 Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour le Cas 1

3.2.2 Influence du maillage en 2D

Une étude de convergence du maillage a été menée sur le modèle 2D afin de s'assurer de la précision des résultats des prochaines analyses. L'étude a été faite sur des modèles avec une structure rigide et avec une structure flexible. Ainsi, 10 cas de maillages ont été étudiés. Les tailles d'éléments à partir du maillage 5 sont données par : $\Delta x = \frac{0.146}{m}$ avec $m = 30, 60, 90, 120, 150$ et 180 . Une représentation de la taille des mailles pour la structure est disponible avec la Figure 3.5.

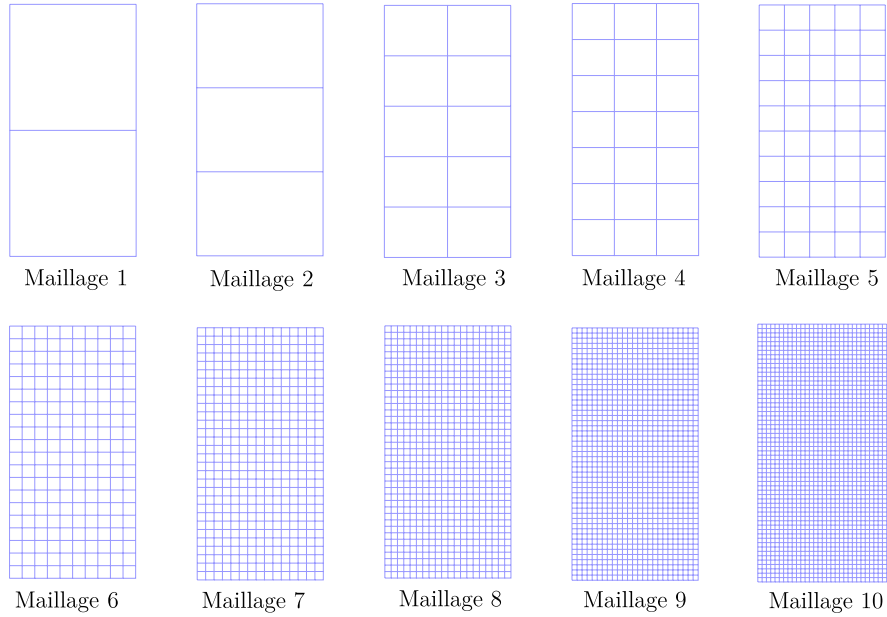


FIGURE 3.5 Représentation des différents maillages pour la structure du Cas 1

Les Figures 3.6, 3.8 et 3.9 montrent une convergence de la réaction à la base de la structure à partir du maillage 7. Les résultats pour les maillages 7, 8, 9 et 10 sont pratiquement confondus. Le moment ($t = 0.165s$) et la valeur maximale de réaction en cisaillement autour de $R_y = 162N$ correspondent pour les différents maillages à partir du maillage 7. La même analyse de convergence peut être faite pour le déplacement relatif du sommet de la structure, voir les Figures 3.10 et 3.11. On note cependant qu'à partir du maillage 5, les modèles offrent des résultats cohérents et proches de la réponse raffinée. De plus si on compare les temps de calcul, tableau 3.1, il est important de noter qu'un maillage 5 est bien plus rapide, environ 43 fois plus dans le cas flexible, que le maillage raffiné 10. Les modèles avec structure flexible présentent de plus grandes instabilités avec des oscillations autour de $t=0.2s$ dû à la non convergence de certains pas de temps, voir les Figures 3.6 et 3.10. On remarque que le raffinement du maillage a un impact sur ces instabilités puisque pour les maillages 5 et 6, il

n'y en a pas ou très peu, alors que les maillages 7 et 9 en présentent énormément et que le maillage 10 n'en présente aucune. Le maillage 8 n'a pas convergé dans le cas de la structure flexible et s'est arrêté juste après le pic. Des analyses poussées seraient requises pour identifier précisément la source de ces instabilités numériques. Dans le cas de la structure flexible, des oscillations apparaissent également en post-impact à partir de 0.3 s, cela correspond au retour élastique de la structure, dans le cas d'une structure flexible, ces oscillations sont plus marquées à cause du caractère élastique de la structure. Elles sont également dues en parti à du bruit numérique en raison du retour de la vague sur la structure. Ces oscillations sont en effet très sensibles aux maillages.

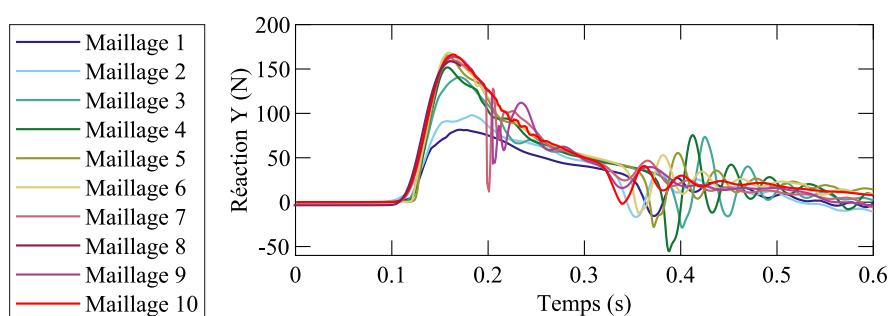


FIGURE 3.6 Comparaison du cisaillement à la base de la structure flexible pour les différents maillages

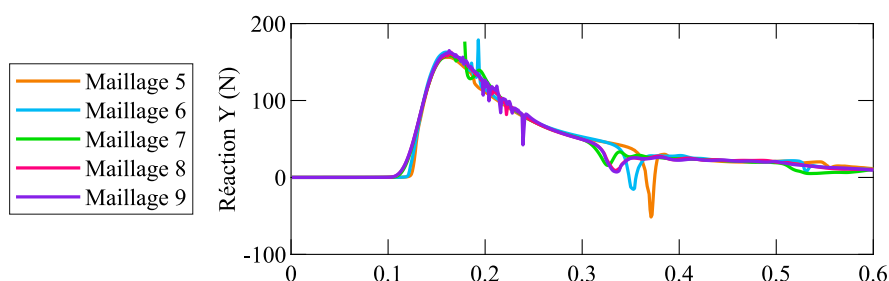


FIGURE 3.7 Comparaison du cisaillement à la base de la structure rigide pour les maillages 5 à 9

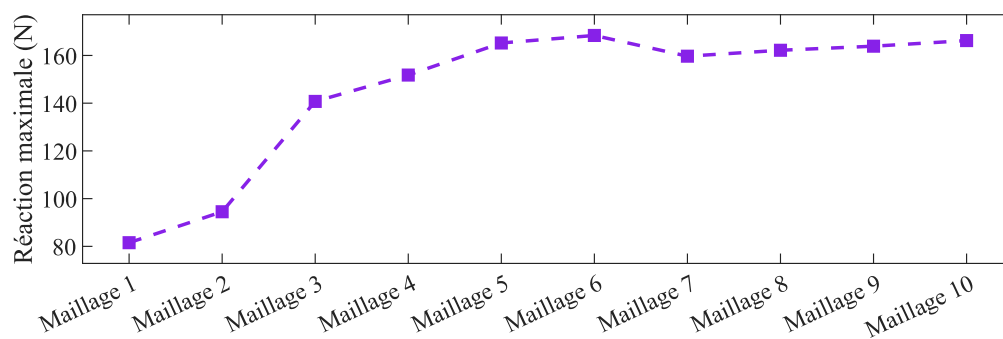


FIGURE 3.8 Maximum de cisaillement pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible

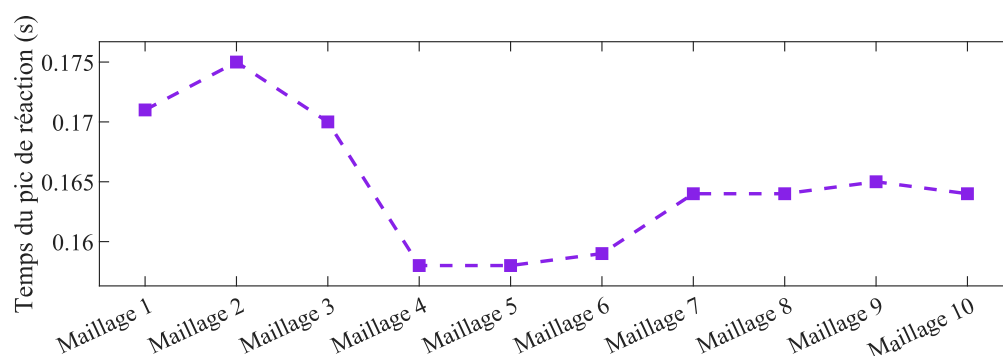


FIGURE 3.9 Temps des pics de cisaillement pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible

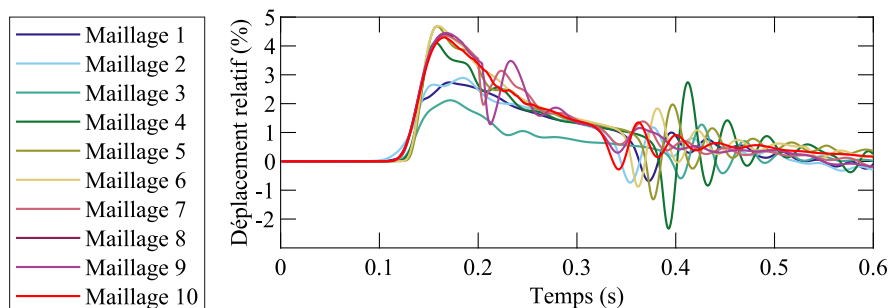


FIGURE 3.10 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure flexible pour les différents maillages

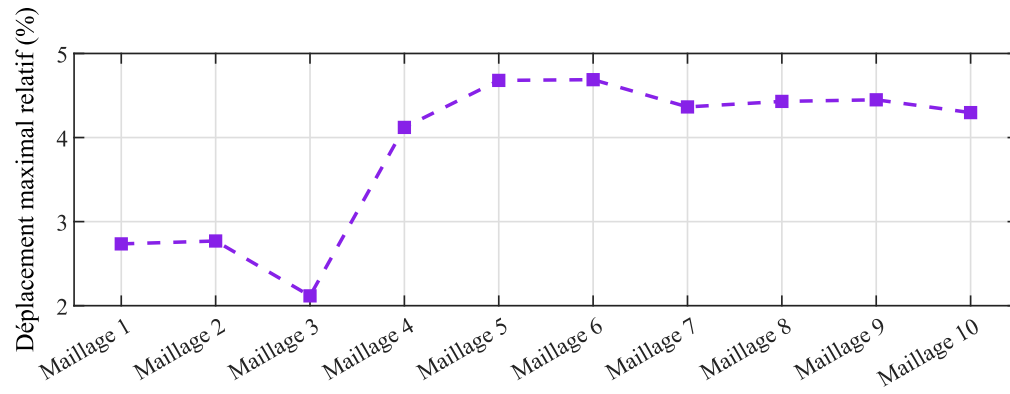


FIGURE 3.11 Maximum du déplacement relatif pour les différents maillages du Cas 1 avec une structure flexible

TABEAU 3.1 Temps de calcul pour les différents maillages du Cas 1 2D

	Structure Rigide	Structure Flexible
Maillage 5	0.65h	0.67h
Maillage 6	1.46h	2.81h
Maillage 7	2.88h	6.60h
Maillage 8	7.44h	7.79h pour 175/600 steps
Maillage 9	7.73h	
Maillage 10	9.65h	
		22.73h
		29.05h

3.2.3 Influence des facteurs de relaxation dans la convergence et la stabilité des modèles.

Les premiers modèles proposés présentent de nombreuses instabilités qui peuvent nuire à la lecture des résultats surtout si on s'intéresse aux contraintes dans la structure. En effet chaque pic d'instabilité observable dans les courbes de cisaillement peut fausser la valeur maximale de cisaillement et donc par la suite les contraintes internes à la structure, surtout si on s'intéresse aux enveloppes de contraintes. Une solution proposée afin de remédier à ce problème est d'intervenir sur les facteurs de relaxations qui interviennent dans les équations de couplage fluide-structure mais également pour le comportement du fluide. Le tableau 3.2 montre les coefficients modifiés ainsi que leurs valeurs par défaut. Les valeurs trouvées sont arbitraires et ne sont applicables que dans ce cas d'étude. La Figure 3.12 montre la réponse

TABLEAU 3.2 Facteurs de relaxation : valeurs par défaut et valeurs modifiées.

Paramètres	Valeurs par défaut	Valeurs modifiées
VITESSE	0.75	0.5
TURB-K	0.97	0.17
TURB-E	0.97	0.17
VOF	0.99	0.1

en cisaillement à la base de la structure pour les maillages 1 à 10. On remarque de plus faibles oscillations post-impact et surtout aucune instabilité au moment de l'impact. Cela montre l'influence des coefficients de relaxation sur la stabilité du système. Si l'on compare désormais les valeurs maximales de réactions et de déplacements au sommet pour les deux cas de facteurs de relaxation, Figures 3.13 et 3.15, on en conclut que les deux configurations de facteurs donnent relativement les mêmes valeurs maximales avec une tendance similaires. Les plus fortes différences sont observables pour les maillages grossiers mais les réponses tendent à converger. Ainsi les coefficients de relaxations affectent peu les maxima obtenus surtout dans le cas d'un maillage raffiné. La comparaison des temps apparition des pics de réaction, Figure 3.14, montre cependant le désavantage d'utiliser des coefficients modifiés. Avec les coefficients par défaut, le temps du pic reste constant pour l'ensemble des maillages à partir du niveau 4 de raffinement. À l'inverse, l'utilisation des coefficients modifiés change l'instant du pic. Ainsi les facteurs de relaxation influencent davantage la dynamique de montée en charge que l'amplitude de la réponse elle-même. Cela nous permet donc d'utiliser les coefficients de relaxation modifiés dans l'étude des enveloppes de contraintes, puisque que seule la réponse

temporelle est modifiée et non pas les maxima d'efforts transmis.

On observe donc la répartition des contraintes dans la profondeur de la structure à 5 différents niveaux. Ces niveaux sont définis par rapport à la hauteur totale de la structure. De manière générale, les Figures 3.16, 3.17, 3.18 montrent une convergence des contraintes internes, σ_{YY} , σ_{YZ} et σ_{ZZ} de la structure à partir du maillage 6. En fonction des hauteurs de lignes de contraintes, les différents maillages peuvent ne pas donner exactement les mêmes répartitions, cependant les allures globales des courbes de répartitions de contraintes dans la structure, le long de sa profondeur normalisée pour les différents maillages correspondent à partir du maillage 6. Les maillages 1 à 4 donnent de façon générale une répartition beaucoup trop grossière ne permettant pas de déterminer un état de contrainte. Le maillage 5 donne une vision proche cette répartition.

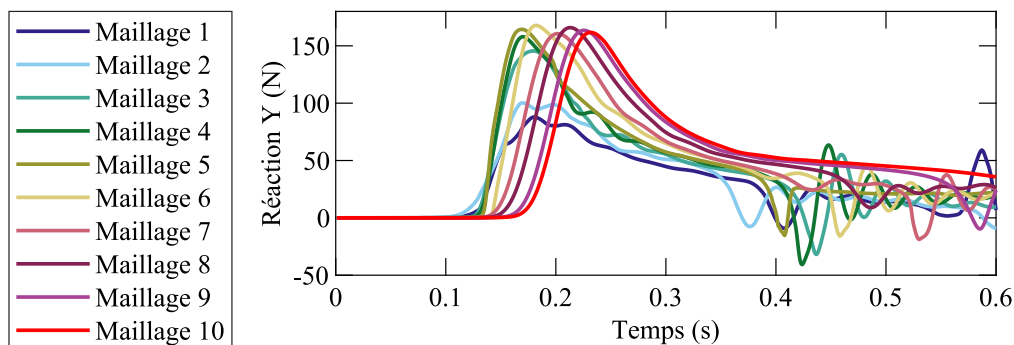


FIGURE 3.12 Comparaison du cisaillement à la base de la structure flexible pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés

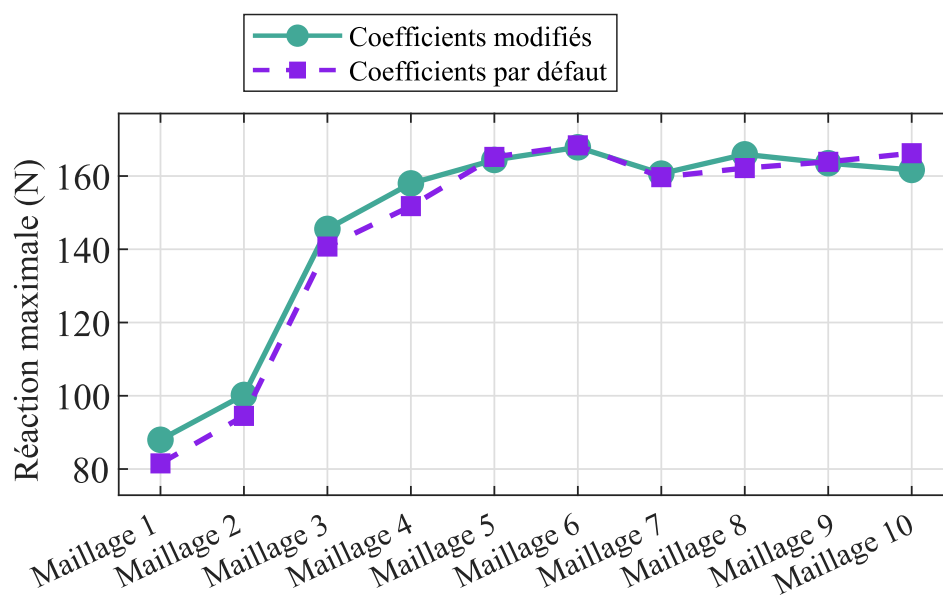


FIGURE 3.13 Comparaison des maximaux de réactions pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations

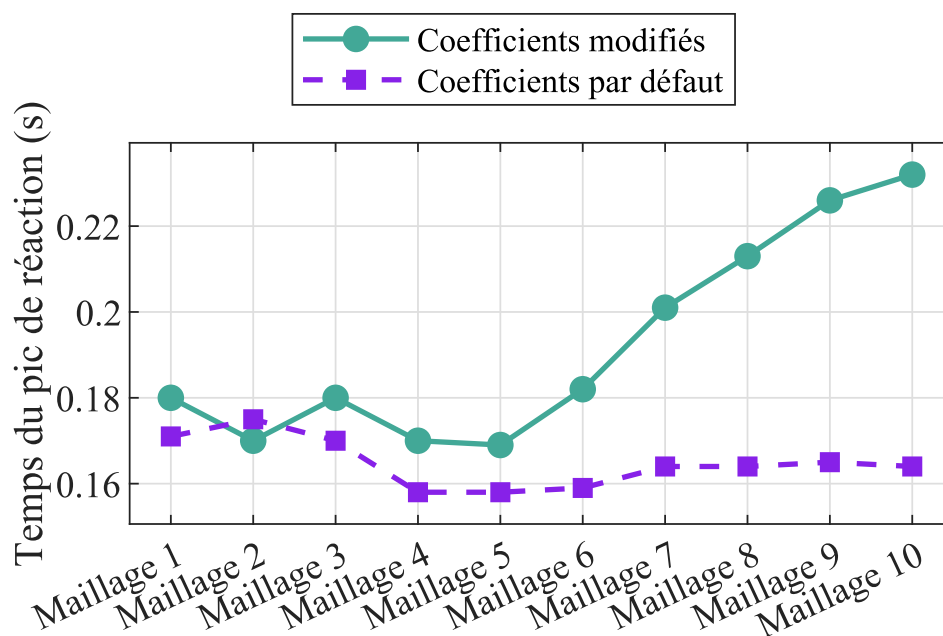


FIGURE 3.14 Comparaison des temps des maximaux de réaction pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations

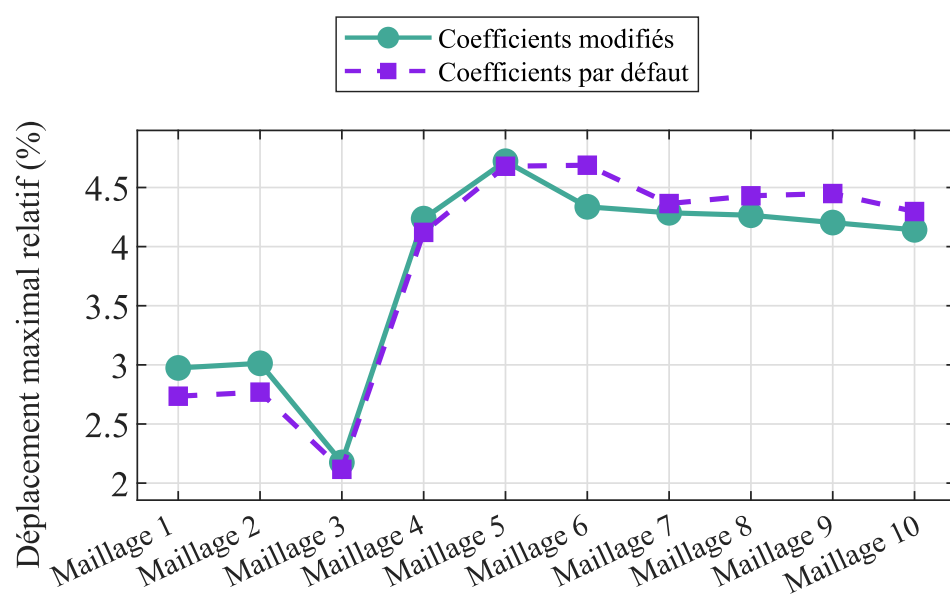


FIGURE 3.15 Comparaison des maximaux de déplacement pour les différents maillages en fonction des coefficients de relaxations

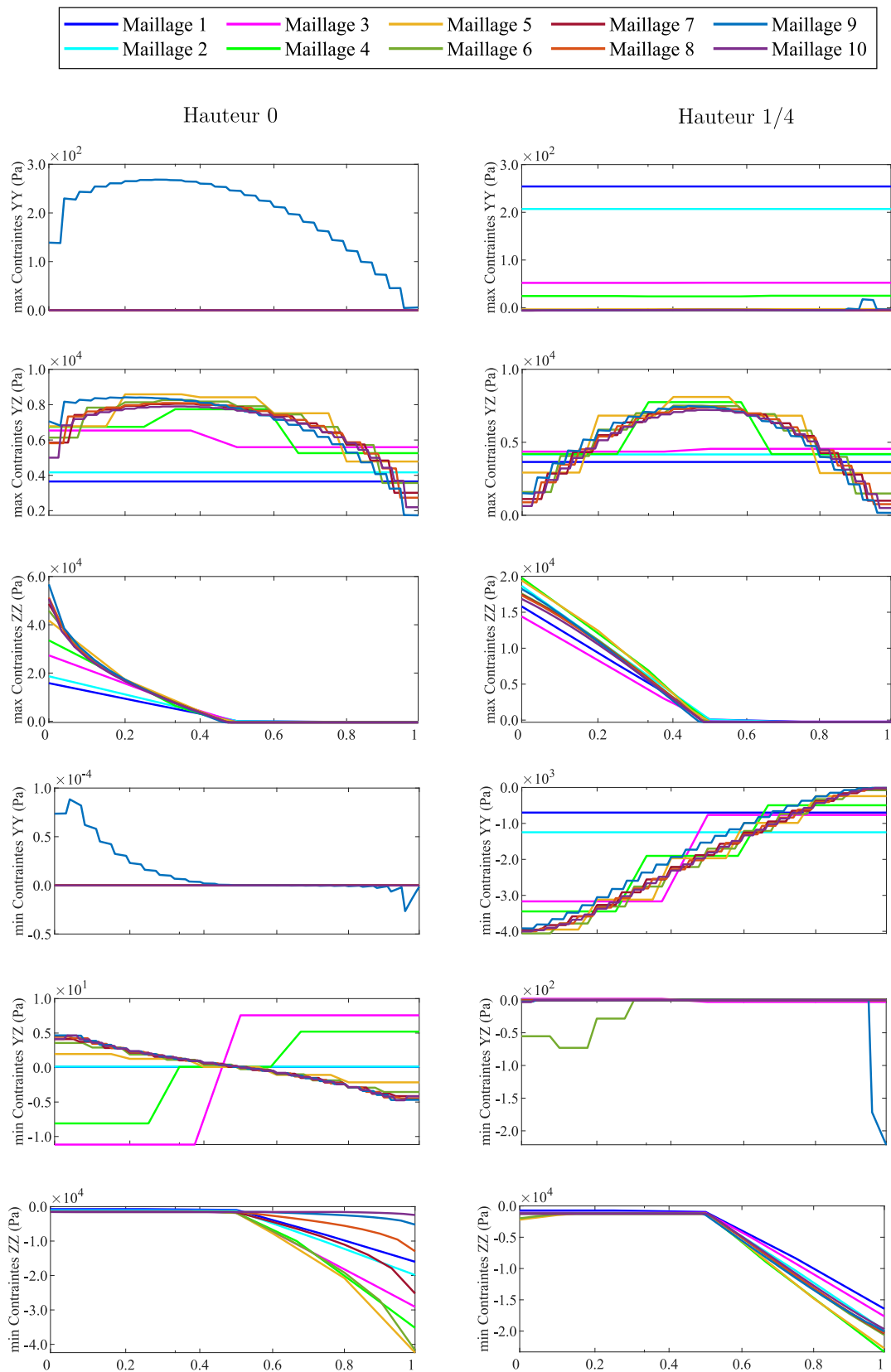


FIGURE 3.16 Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour les niveaux 0 et 1/4

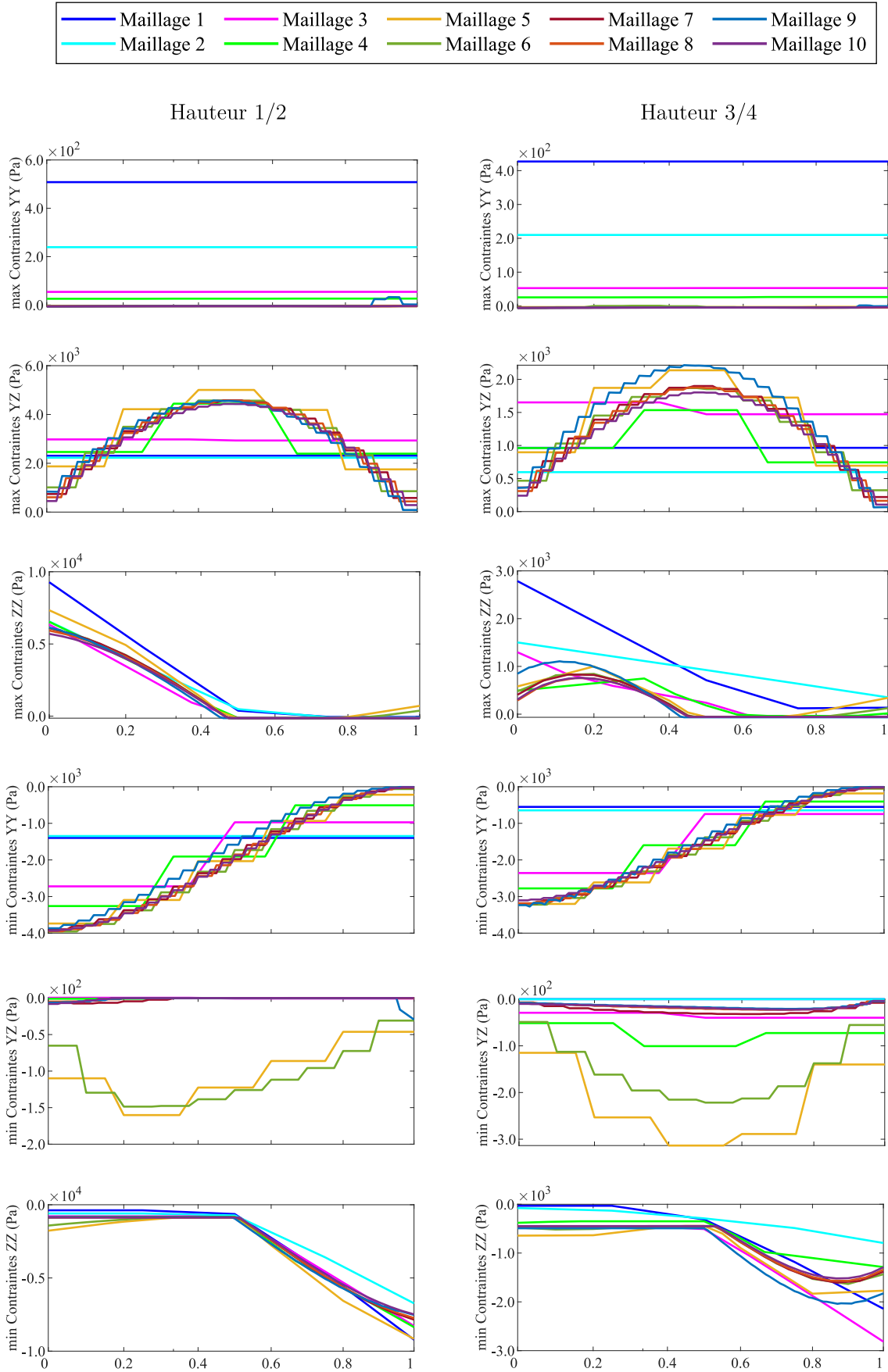


FIGURE 3.17 Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour les niveaux 1/2 et 3/4

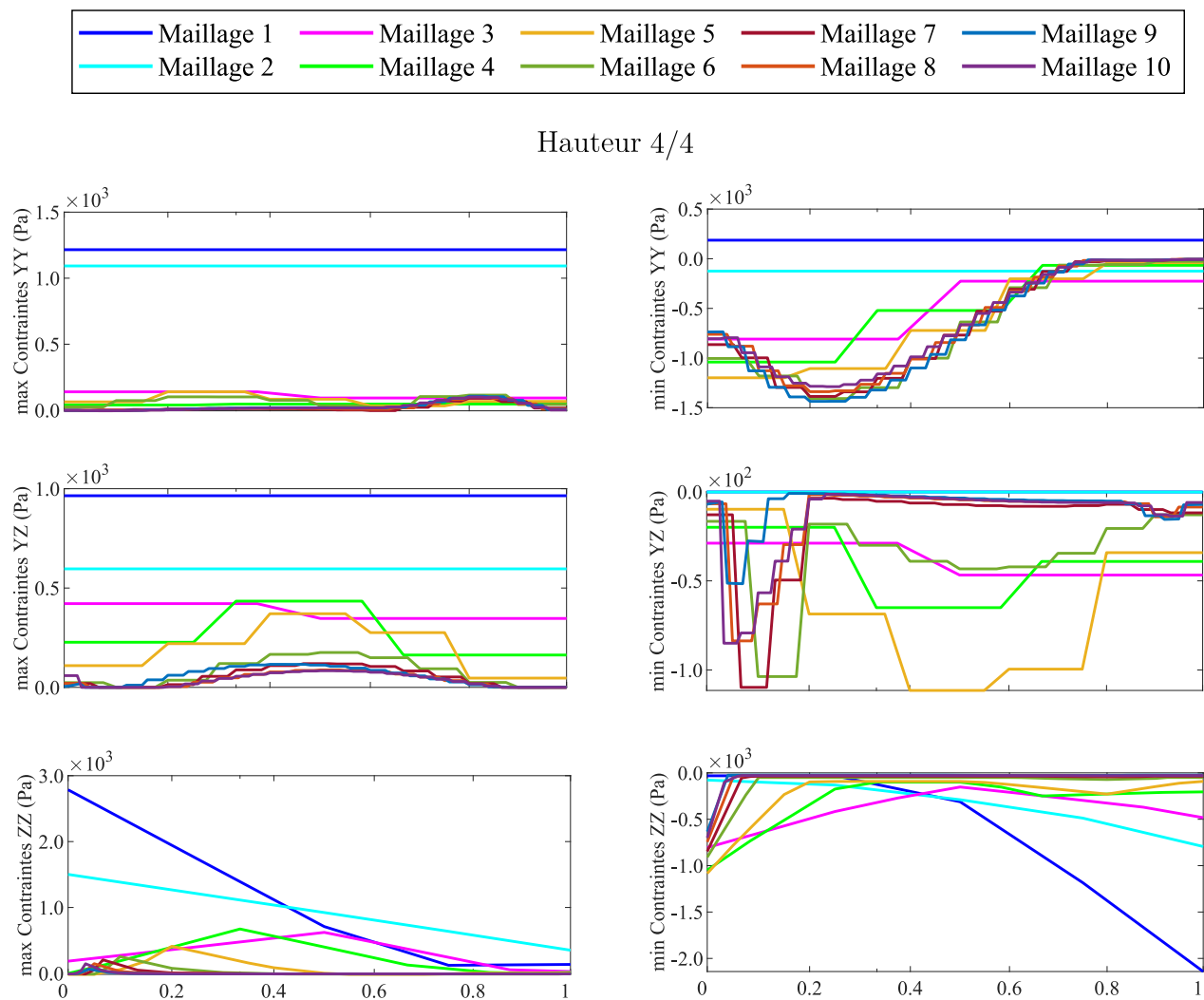


FIGURE 3.18 Comparaison des enveloppes de contraintes pour les différents maillages, avec les coefficients de relaxation modifiés, pour le niveau 4/4

3.2.4 Influence du lit d'eau et du maillage en 2D

Jusqu'à présent les modèles développés étaient directement tirés de l'expérience de Koshizuka et al. [75], où la structure est posée sur un lit de rivière sec avant d'être impactée par la vague. Or ce cas de figure est rare dans la réalité. En effet, les structures susceptibles d'être impactées par des inondations sont en partie initialement submergées ou du moins entourées d'un lit d'eau. C'est pourquoi, on s'intéresse désormais à une structure du Cas 1 avec un lit d'eau en amont et/ou en aval avec des niveaux initiaux d'eau différents. Les niveaux d'eau initiaux sont définis par rapport à $1/3$, $1/2$, $2/3$ et $3/3$ de la hauteur de la structure selon la Figure 3.19. Les maillages 5 à 9 avec les coefficients de relaxation par défaut ont été modélisés.

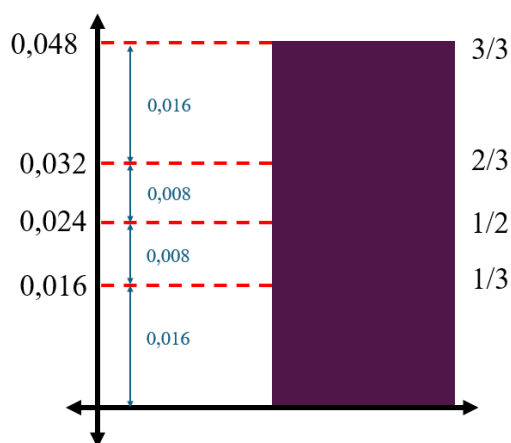


FIGURE 3.19 Description des niveaux d'eau initiaux pour le Cas 1

L'analyse des réactions de cisaillement pour les différents niveaux d'eau initiaux (Figure 3.20) met en évidence l'évolution de la stabilité de la réponse et de la sensibilité au maillage. Pour un niveau d'eau initial faible ($1/3$, Figure 3.20-a), l'impact de la vague génère un pic initial élevé, mais les différents maillages reproduisent ce pic de manière cohérente : l'amplitude et le moment d'apparition restent proches, indiquant une bonne stabilité numérique. Lorsque le niveau d'eau augmente à $1/2$ (Figure 3.20-b), le pic devient moins prononcé et l'effet du maillage est plus visible : le maillage grossier (maillage 5) présente davantage d'oscillations après le pic, tandis que les maillages plus fins convergent vers une réponse plus lisse. Cette tendance se confirme pour les niveaux d'eau de $2/3$ et $3/3$ (Figures 3.20-c et d), où les différences d'amplitude deviennent faibles mais où les maillages fins capturent une décroissance plus régulière, le maillage grossier introduisant des oscillations parasites. Ainsi, plus le niveau d'eau initial est élevé, plus la réaction est atténuée, tandis qu'un maillage raffiné améliore la stabilité, notamment dans la phase post-impact.

Dans la configuration où la structure est immergée à la fois en amont et en aval (Figure 3.21), les réactions de cisaillement présentent des amplitudes plus modérées et une dynamique moins brutale que dans le cas avec de l'eau uniquement en amont. Pour un niveau d'eau initial faible ($1/3$, Figure 3.21-a), les maillages reproduisent un pic initial légèrement atténué, mais le maillage grossier reste plus bruité alors que les maillages fins convergent vers une réponse plus régulière. Lorsque le niveau d'eau augmente à $1/2$ (Figure 3.21-b), une dispersion plus marquée apparaît, avec notamment une instabilité localisée pour le maillage 7. Pour les niveaux d'eau de $2/3$ et $3/3$ (Figures 3.21-c et d), l'effet du maillage devient moins critique et les réponses convergent, en particulier pour les maillages fins (maillages 8 et 9).

La Figure 3.22 illustre l'écoulement pour une hauteur d'eau initiale en amont et en aval égale aux deux tiers de la hauteur de la structure. La vague principale impacte d'abord la structure dans le sens de l'écoulement. À $t = 0.4, s$, une seconde vague apparaît après la réflexion de la masse d'eau sur le mur aval et se propage en sens inverse. Cette vague vient ensuite frapper la structure, générant un cisaillement négatif à sa base.

De manière générale, la présence d'une immersion amont-aval atténue l'intensité de l'impact et améliore la stabilité de la réponse. Néanmoins, un raffinement du maillage demeure nécessaire afin de limiter les oscillations parasites observées lors de la phase de décroissance.

En conclusion, l'ajout d'un lit d'eau initial, en amont seul ou en amont-aval, réduit la sensibilité du modèle au raffinement du maillage et améliore la stabilité des réponses. Dans le cas sans eau initiale, les courbes présentent une dispersion plus marquée, notamment lors du premier pic et de la phase d'oscillations libres. À l'inverse, lorsque la structure est partiellement ou totalement immergée, le fluide environnant amortit l'impact initial et atténue les variations brusques de pression. Les maillages fins restent les plus réguliers, mais les écarts entre maillages diminuent nettement. La présence d'un lit d'eau agit ainsi comme un effet stabilisateur : l'écoulement devient moins impulsif et la réponse vibratoire converge plus rapidement entre les différents niveaux de raffinement.

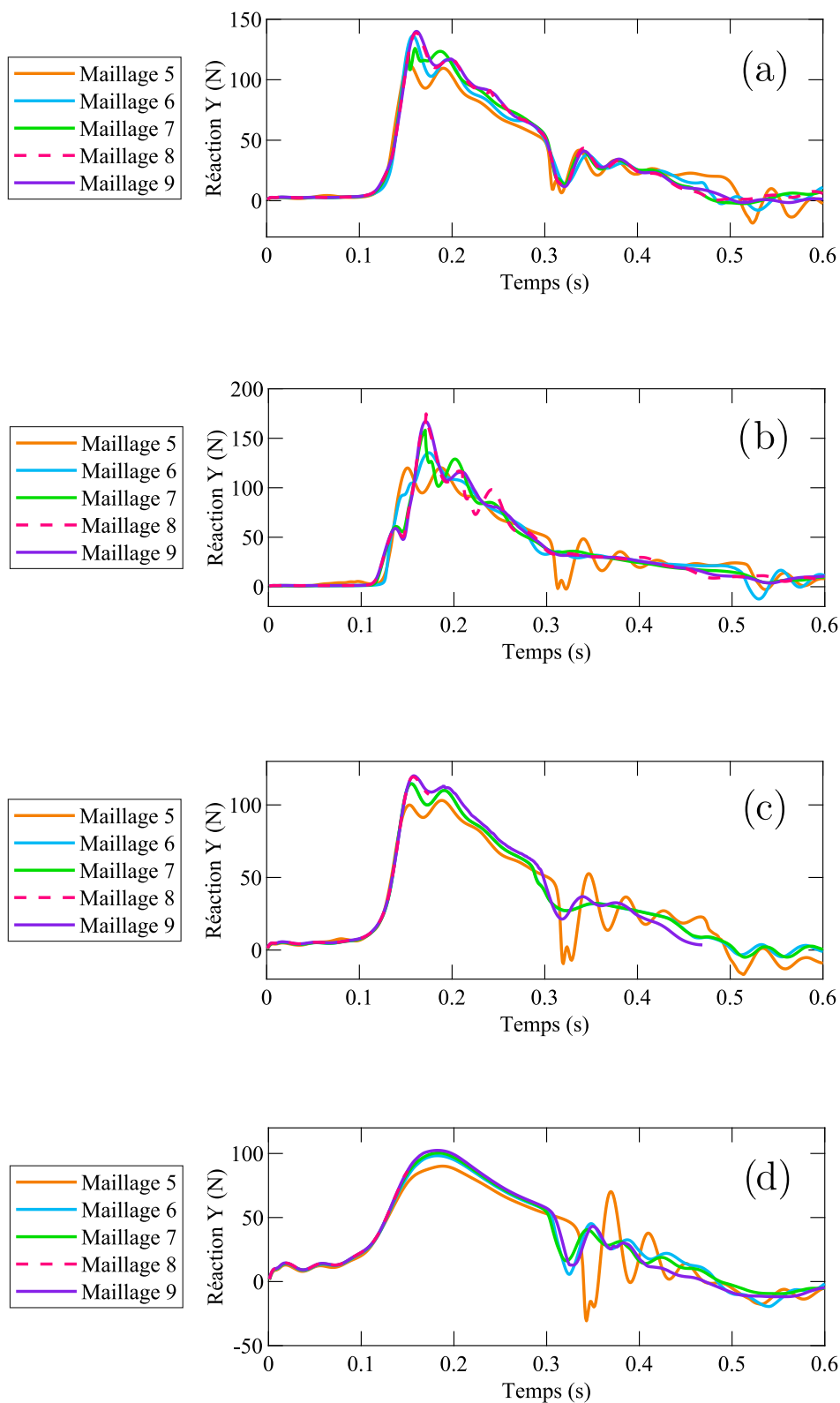


FIGURE 3.20 Comparaison des réactions de cisaillement à la base de la structure flexible pour les maillages 5 à 9 du Cas 1 dans la configuration avec de l'eau en amont avec différents niveaux d'eau : a) 1/3 de la hauteur de la structure, b) 1/2 de la hauteur de la structure, c) 2/3 de la hauteur de la structure et d) 3/3 de la hauteur de la structure

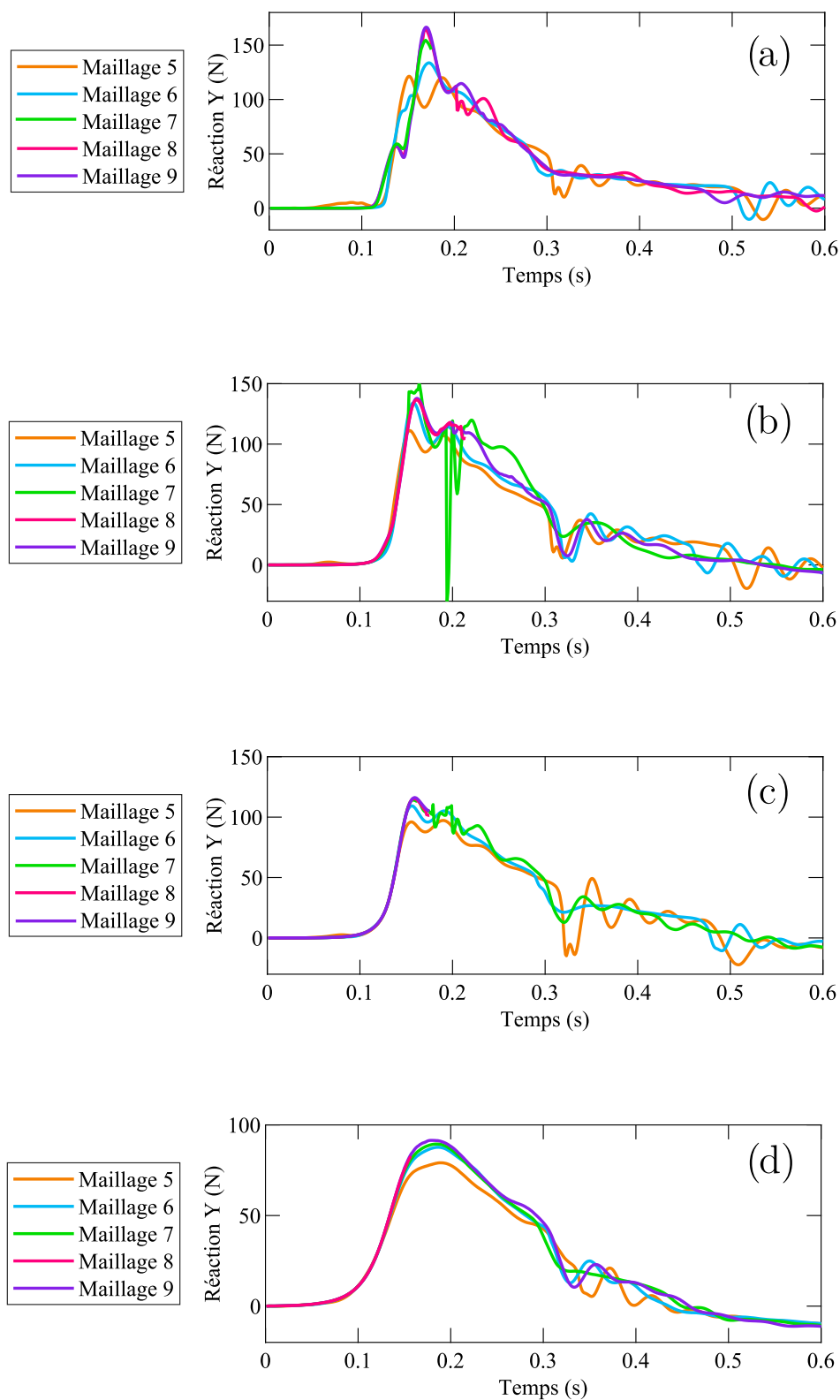


FIGURE 3.21 Comparaison des réactions de cisaillement à la base de la structure flexible pour les maillages 5 à 9 du Cas 1 dans la configuration avec de l'eau en amont et en aval avec différents niveaux d'eau : a) 1/3 de la hauteur de la structure, b) 1/2 de la hauteur de la structure, c) 2/3 de la hauteur de la structure et d) 3/3 de la hauteur de la structure

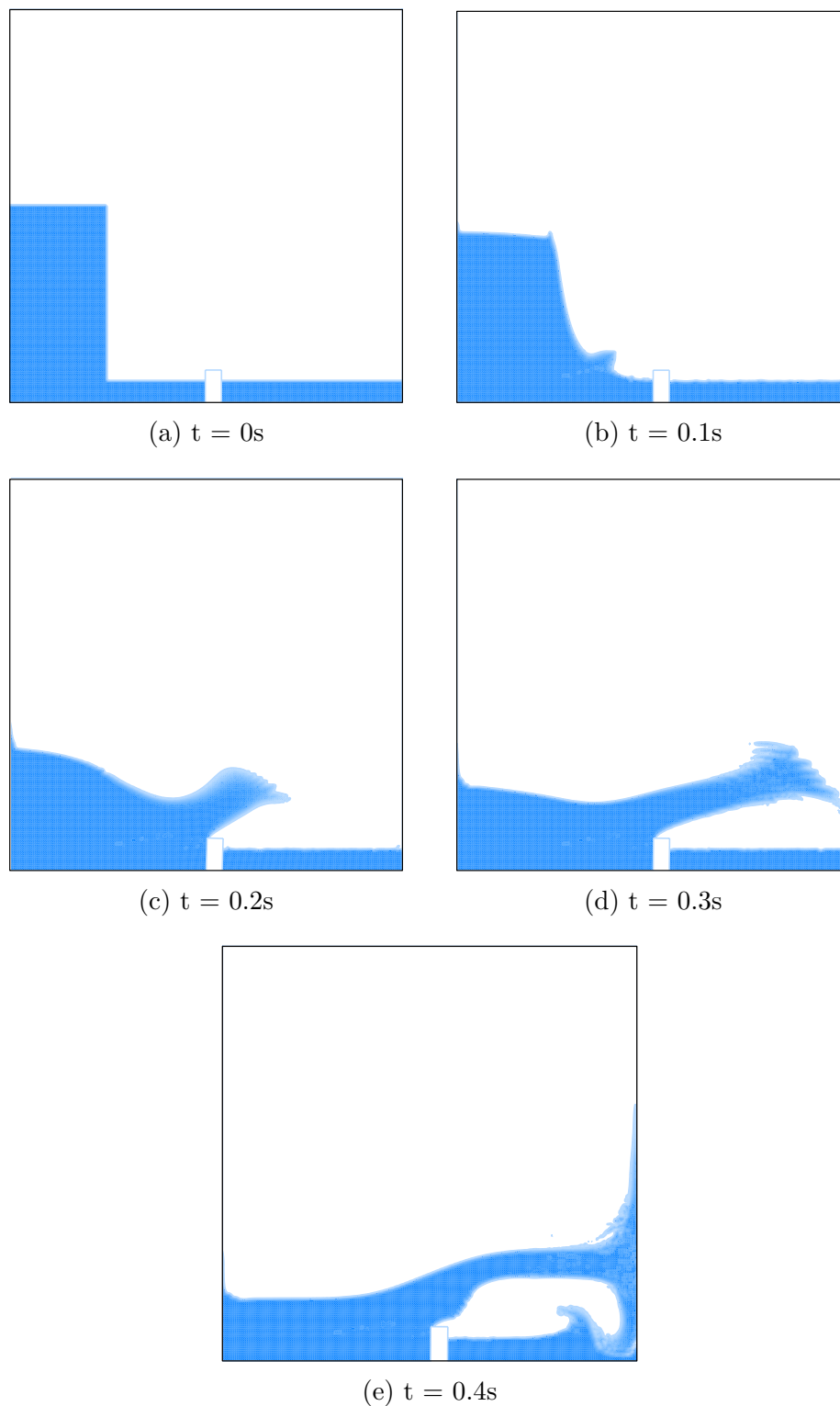


FIGURE 3.22 Représentation de l'écoulement pour le cas 1 avec de l'eau en amont et en aval de la structure pour une hauteur d'eau initiale au $2/3$ de la hauteur de la structure

3.3 Étude du Cas 1 via la méthode SPH

Dans cette partie, la structure est modélisée en EF alors que le fluide est modélisé en SPH. La structure possède les mêmes propriétés physiques que pour l'étude en EF. L'élément choisi est un élément à 4 nœuds en 2D et à 8 nœuds en 3D. Les particules du fluide sont modélisées selon les paramètres résumés dans le tableau 3.3. L'étude de convergence en 2D est faite avec les conditions frontières Rigidwall. Une vérification des conditions aux frontières Rigidwall sera faite dans un second temps avec les modèles 3D, car le logiciel utilisé ne permet pas en 2D d'avoir accès à la pression à un nœud de la structure directement, alors que cette option est disponible en 3D. Or pour valider nos modèles nous nous basons sur les résultats de Hansch et al. [76] et de Issakhov et al. [77] qui donnent comme paramètre de comparaison la pression à mi-hauteur de la structure. Les Rigidwall choisis initialement seront comparés aux SYMMETRY PLANE qui utilisent donc la méthode des particules fantômes. Dans le cadre du post-traitement des résultats issus des simulations réalisées avec LS-DYNA, un filtre de type SAE (Society of Automotive Engineers) a été appliqué afin de réduire les oscillations numériques et le bruit haute fréquence inhérents aux méthodes explicites. Ce filtre correspond à un filtre passe-bas normalisé, conforme aux recommandations de la norme SAE J211, et caractérisé par une classe de fréquence dite CFC (Channel Frequency Class). Dans cette étude, un filtrage de classe CFC 20 a été retenu, correspondant à un filtrage relativement modéré permettant d'atténuer les fluctuations non physiques tout en préservant la dynamique globale du signal. L'application de ce filtre permet ainsi d'obtenir des courbes plus lisses et physiquement interprétables, facilitant l'analyse des grandeurs telles que les accélérations, forces ou vitesses, tout en assurant une cohérence avec les pratiques expérimentales usuelles.

La figure 3.23 présente l'évolution de l'écoulement pour un espacement initial des particules $h_0 = 0.003$ m. Au temps initial ($t = 0$ s), les particules sont disposées de manière régulière et uniforme, formant une grille structurée. Lorsque l'écoulement débute ($t = 0.1$ s), cette organisation commence à se déformer sous l'effet du mouvement du fluide. Aux instants suivants ($t = 0.2$ s et $t = 0.3$ s), les particules suivent la dynamique de l'écoulement et leur distribution devient progressivement plus irrégulière, notamment à proximité de la structure. Malgré cette désorganisation locale, le faible espacement initial permet de conserver une bonne résolution de la surface libre et de la dynamique d'impact.

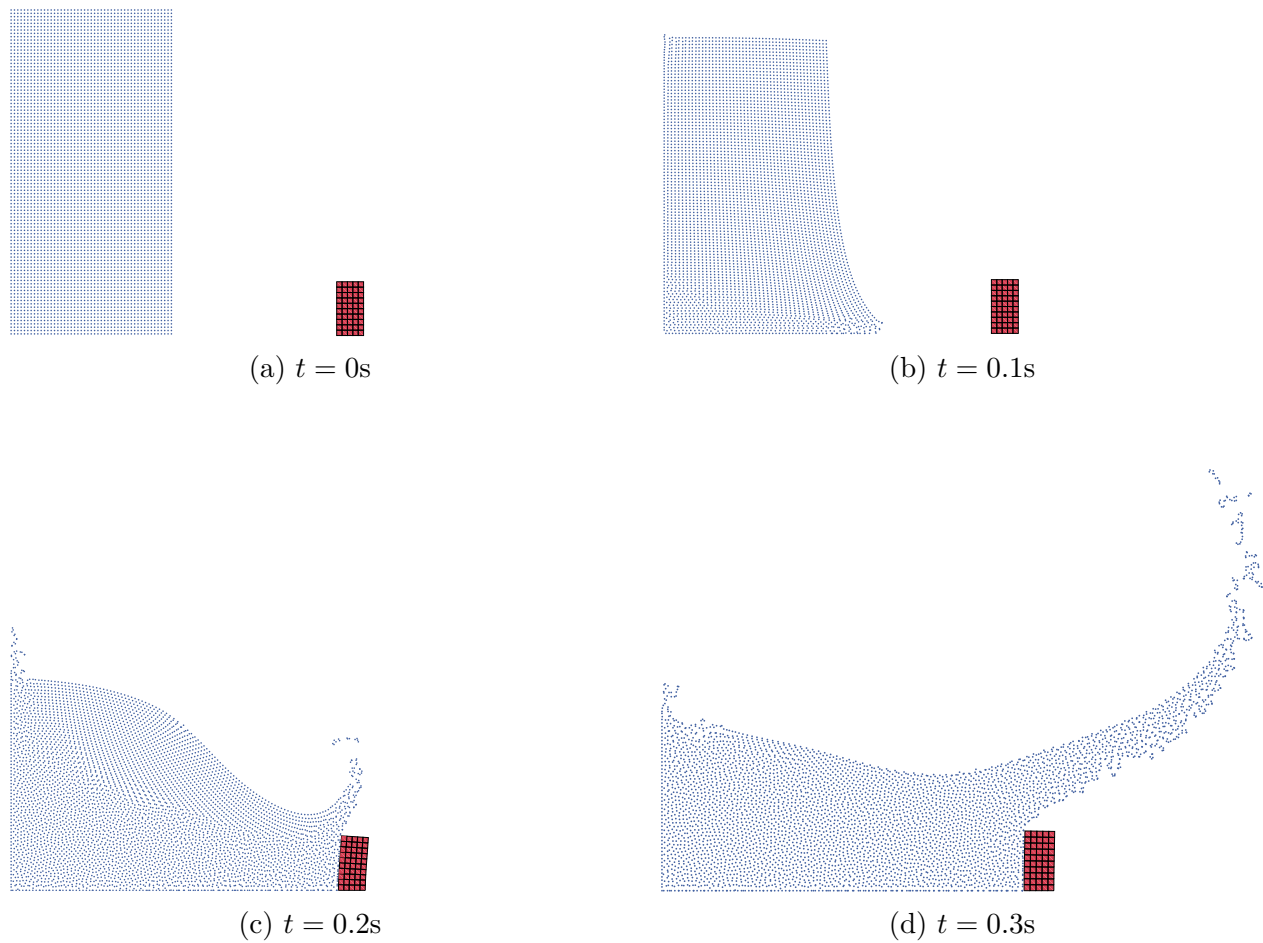


FIGURE 3.23 Représentation de l'écoulement pour le cas 1 avec un espacement initial des particules $h_0 = 0.003\text{ m}$, et une structure de maillage 5.

TABLEAU 3.3 Paramètre pour le modèle d'eau en HPL du Cas 1

Paramètres	Variables
Équation d'état	Murnaghan : $k_0 = 1.68 \times 10^6$
Variation du pas d'intégration	Équation 0 utilisée (2.42) HMIN = 0.2, HMAX = 2.0 CLSH = 1.2
Viscosité artificielle	$Q_1 = 0.01$, $Q_2 = 1 \times 10^{-12}$
Matériau	Masse volumique : $\rho = 1000 kg/m^3$ Viscosité : 0 Pa.s

3.3.1 Étude de convergence en 2D

L'analyse de convergence pour les modèles utilisant la méthode SPH pour les fluides et la méthode des EF pour les structures requiert finalement deux analyses de convergence : celle du fluide avec l'espacement initial des particules et celle de la structure.

Convergence du maillage de la structure

L'étude par EF a démontré que la convergence du maillage pour les réponses structurelles peut être observée à partir du maillage 7 avec les maillages 5 et 6 proches de la convergence. Cette étude de convergence commencera donc à partir du maillage 5. Deux tailles d'espacement initial sont testées : $h_0 = 0.002m$ et $0.001m$. Les Figures 3.24, 3.25, 3.26, 3.27 montrent une très bonne concordance entre les maillages 5 à 8 pour la structure, en ce qui concerne la réaction à la base et le déplacement au sommet de la structure. On peut donc conclure que le maillage de la structure a convergé. Il faut désormais s'assurer du maillage de l'eau.

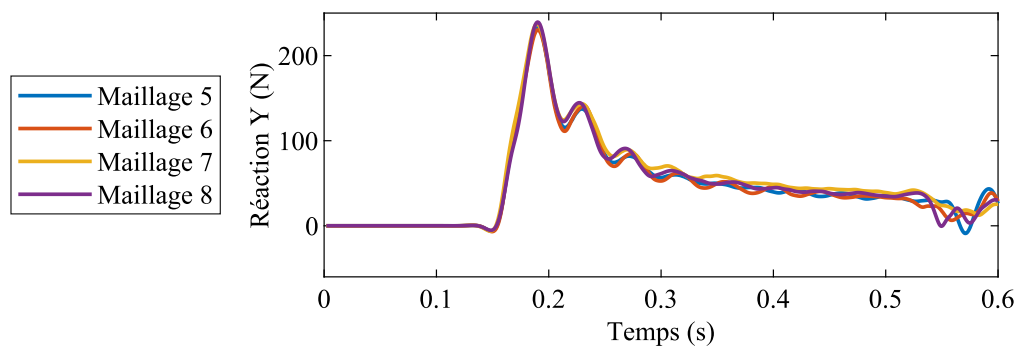


FIGURE 3.24 Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.002\text{m}$

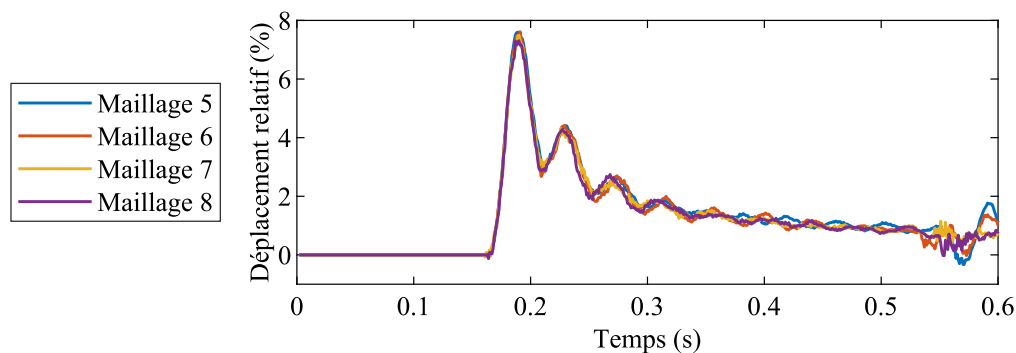


FIGURE 3.25 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.002\text{m}$

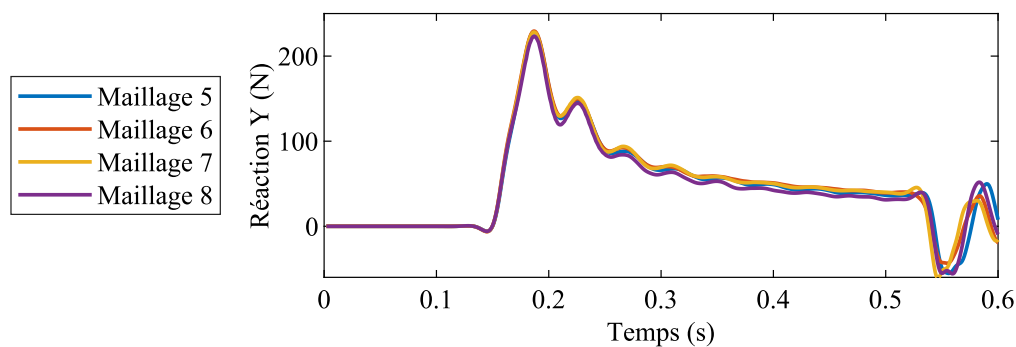


FIGURE 3.26 Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.001\text{m}$

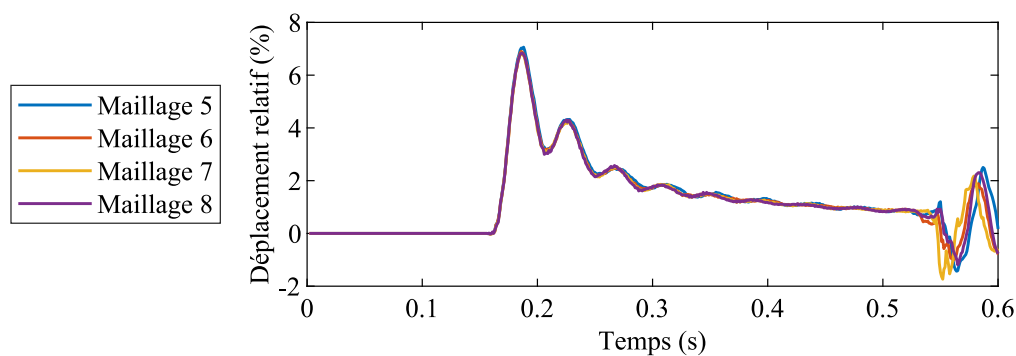


FIGURE 3.27 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction des maillages 5 à 8 pour $h_0 = 0.001\text{m}$

Convergence de l'espacement entre les particules

Les Figures 3.28 et 3.29 mettent en évidence l'importance du raffinement de l'espacement initial des particules, et donc du nombre total de particules, dans un modèle SPH afin de représenter correctement la cinématique du fluide. On observe une convergence de la réaction à la base de la structure à partir d'un espacement initial des particules de $h_0 = 0.0005\text{m}$. Le déplacement relatif au sommet de la structure n'est toutefois pas totalement convergé, bien qu'une bonne concordance soit observée entre les modèles correspondant à $h_0 = 0.0005\text{m}$ et $h_0 = 0.00025\text{m}$. Cependant, la diminution de l'espacement entre les particules entraîne une augmentation significative du temps de calcul. Le Tableau 3.4 illustre cette évolution pour la structure discrétisée avec le maillage 7. Dans la mesure où l'un des objectifs de cette étude est de développer une approche numérique dont le temps de calcul est comparable, voire inférieur, à celui des modèles à EF pour les problèmes d'interaction fluide-structure, le choix s'est porté sur le modèle combinant un maillage 7 pour la structure et un espacement initial des particules de $h_0 = 0.0005\text{m}$.

TABLEAU 3.4 Temps de calcul pour les différents espacements initiaux du Cas 1 2D en SPH avec une structure de maillage 7

h_0	Temps de calcul
0.003m	00h 02min 45s
0.002m	00h 06min 28s
0.001m	00h 43min
0.0005m	06h 37min
0.00025m	31h

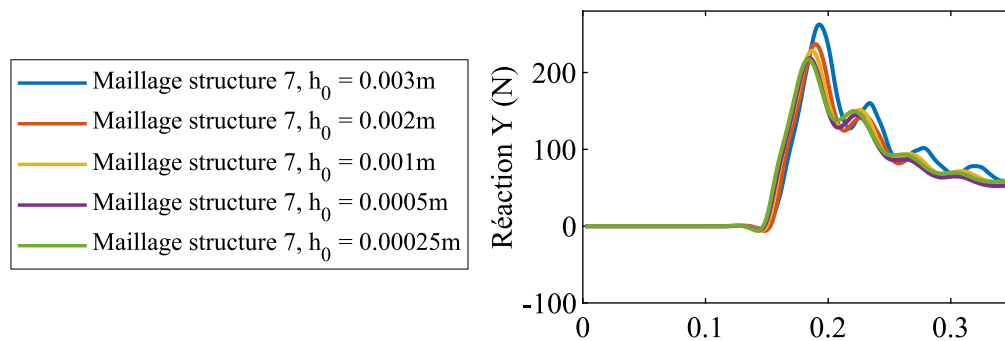


FIGURE 3.28 Comparaison du cisaillement à la base de la structure en fonction de l'espacement initial des particules

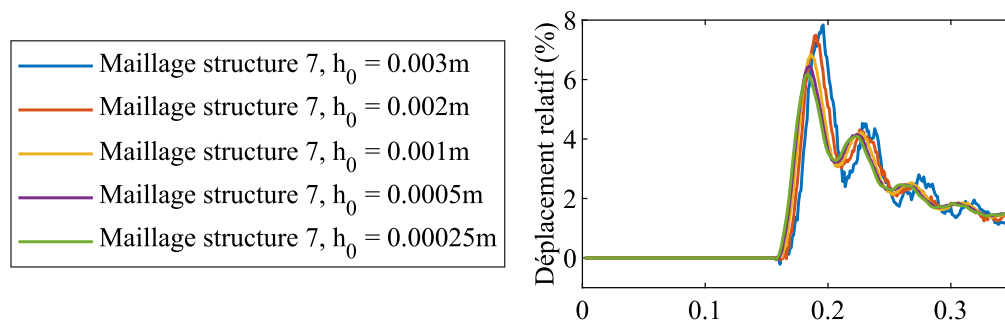


FIGURE 3.29 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure en fonction de l'espacement initial des particules

Les Figures 3.30 et 3.31 mettent en avant l'influence de h_0 et donc du nombre de particules SPH dans la modélisation. De manière générale, quand on augmente le nombre de particules, h_0 diminue, les résultats deviennent plus stables, moins sensibles au choix du maillage de la structure. En effet, les courbes de réactions et de déplacements sont relativement plates pour des espacements inférieurs à 0.001 m. Ces Figures permettent également de mettre en avant l'importance d'un bon couplage entre le maillage de la structure et le nombre de particules pour l'interaction fluide structure. Pour l'espacement initial on remarque une plus grande influence du maillage de la structure. Alors que les différents espacements initiaux ont tendance à converger à mesure que le maillage de la structure est raffiné, le cas inverse est observé pour $h_0 = 0.003$ m. Les pics prennent des valeurs très importantes par rapports aux autres valeurs, cela est particulièrement visible pour le maillage 7 avec un pic de cisaillement d'une valeur de +20% par rapport aux autres.

Le tableau 3.5 permet de mettre en avant l'intérêt de raffiner à la fois le maillage de la structure et l'espacement initial des particules. En effet les résultats montrent que les contraintes principales maximales augmentent systématiquement avec le raffinement du maillage EF, indiquant une forte sensibilité de la structure à sa discrétisation. À l'inverse, la diminution de l'espacement initial des particules SPH entraîne une réduction progressive des contraintes, mais avec une influence plus modérée. Ainsi, si le raffinement SPH contribue à lisser l'impact fluide et à réduire légèrement les pics de charge, c'est le maillage EF qui reste le facteur dominant dans la variation des contraintes maximales. Ces tendances cohérentes confirment la nécessité d'un maillage structurel suffisamment fin pour obtenir des résultats convergents. Cependant, le tableau 3.6 montre une limite au raffinement des modèles. En effet, plus réduit h_0 plus le temps de calcul augmente drastiquement quelque soit le maillage de la structure, ce qui confirme l'importance du choix du nombre de particules SPH dans les modèles. Un nombre trop important ne permet plus une analyse rapide.

TABLEAU 3.5 Contraintes principales (Pa) au moment du pic de réaction pour le Cas 1 en fonction des différents maillages et des espacements initiaux

Contraintes Maximales P1 (Pa)	Maillage 5	Maillage 6	Maillage 7	Maillage 8
$h_0 = 0.003$ m	45656	65216	64814	66442
$h_0 = 0.002$ m	47525	60006	63736	64290
$h_0 = 0.001$ m	44548	54645	60098	64777
$h_0 = 0.0005$ m	41404	50933	57530	59669
$h_0 = 0.00025$ m	39662	48859	54466	58158

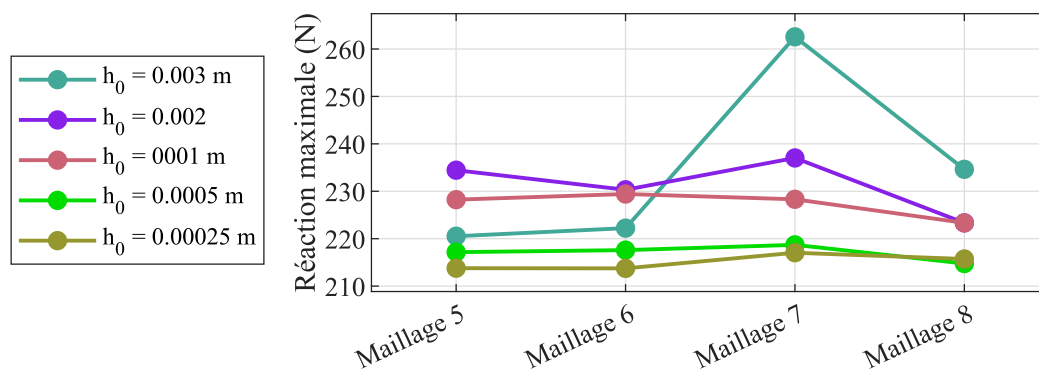


FIGURE 3.30 Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules

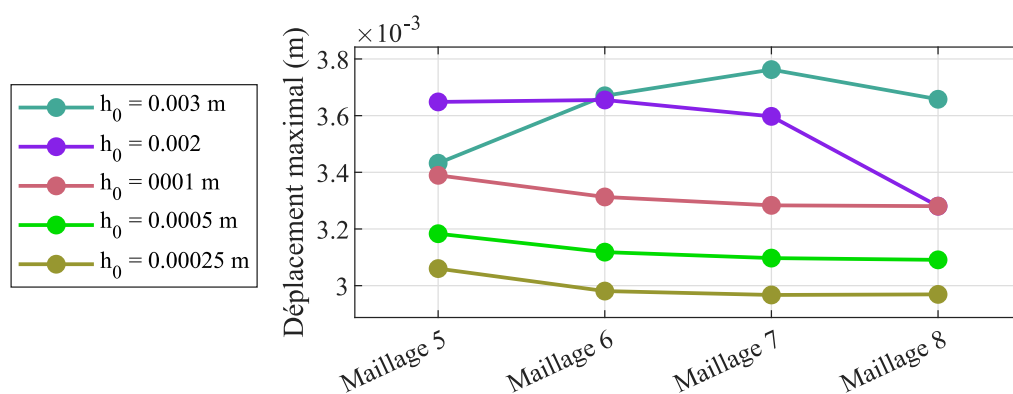


FIGURE 3.31 Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules

TABLEAU 3.6 Temps de calcul pour les modèles SPH 2D du Cas 1

h_0	Maillage	Temps (s)	Temps h :min :s
0.003	Maillage 5	110	00h 01min 50s
	Maillage 6	134	00h 02min 14s
	Maillage 7	165	00h 02min 45s
	Maillage 8	296	00h 04min 56s
0.002	Maillage 5	319	00h 05min 19s
	Maillage 6	316	00h 05min 16s
	Maillage 7	388	00h 06min 28s
	Maillage 8	486	00h 08min 06s
0.001	Maillage 5	2658	00h 44min 18s
	Maillage 6	2561	00h 42min 41s
	Maillage 7	2578	00h 42min 58s
	Maillage 8	2400	00h 40min 00s
0.0005	Maillage 5	29570	08h 12min 50s
	Maillage 6	29687	08h 14min 47s
	Maillage 7	23829	06h 37min 09s
	Maillage 8	29619	08h 13min 39s

3.3.2 Étude de convergence des modèles 2D avec un lit d'eau

De la même manière que pour l'approche en éléments finis, une analyse complémentaire est menée afin d'évaluer l'influence d'un niveau d'eau initial, cette fois placé uniquement en amont de la structure, correspondant à la configuration de barrage. L'objectif est d'examiner dans quelle mesure cette condition hydraulique initiale affecte la stabilité de la réponse obtenue pour différents niveaux de raffinement, tant du côté du maillage structural que de l'espacement initial des particules SPH. En comparant systématiquement les résultats issus de ces diverses configurations, il devient possible d'identifier les combinaisons géométriques et numériques qui offrent la réponse la plus stable et la moins sensible aux variations de discrétisation, fournissant ainsi une base robuste pour l'analyse des impacts hydrodynamiques en contexte de rupture de barrage.

De manière générale, l'affinement de l'espacement initial entre les particules conduit à une stabilisation progressive des réponses structurelles. De fortes variations sont observées pour $h_0 = 0.003\text{m}$ et $h_0 = 0.002\text{m}$, tandis que pour $h_0 = 0.001\text{m}$ et $h_0 = 0.0005\text{m}$ les écarts ne sont plus que de quelques pourcents, et ce quel que soit le maillage de la structure. Un espacement initial trop important, tel que $h_0 = 0.003\text{m}$, entraîne de nombreuses instabilités dans les réponses structurelles pour l'ensemble des maillages considérés. À l'inverse, pour $h_0 = 0.002\text{m}$, les réponses tendent à se stabiliser à mesure que le maillage de la structure est affiné ou que le niveau d'eau initial augmente. En termes de déplacement, l'influence du

maillage de la structure apparaît nettement moins marquée que celle de l'espacement initial des particules. En effet, les différentes courbes de comparaison présentent des paliers distincts pour chaque valeur de h_0 , globalement parallèles les uns aux autres. Ce comportement est attendu dans la mesure où l'espacement des particules agit directement sur la cinématique du fluide et, par conséquent, sur la cinématique globale du modèle (voir les Figures 3.32, 3.33, 3.34 et 3.35).

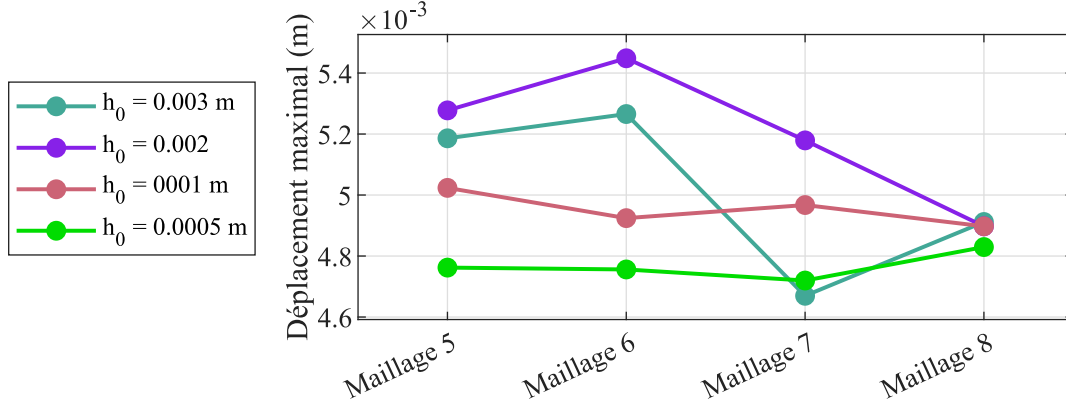


FIGURE 3.32 Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/3$

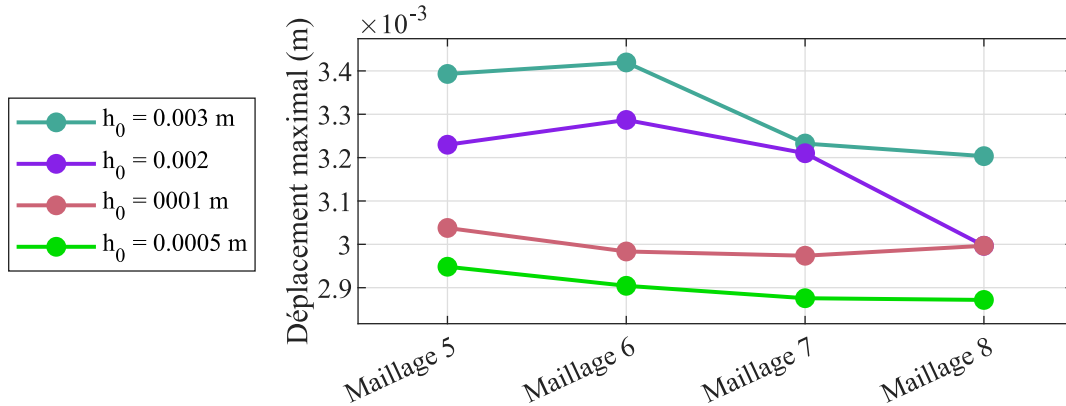


FIGURE 3.33 Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $1/2$

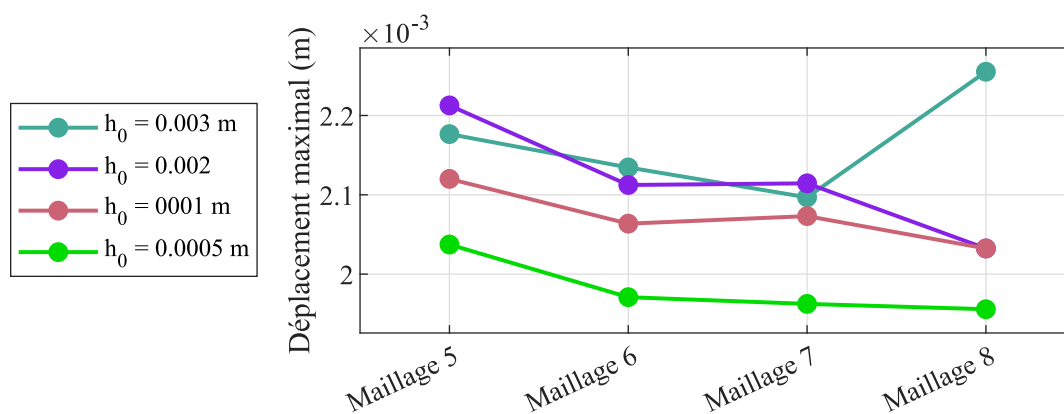


FIGURE 3.34 Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $2/3$

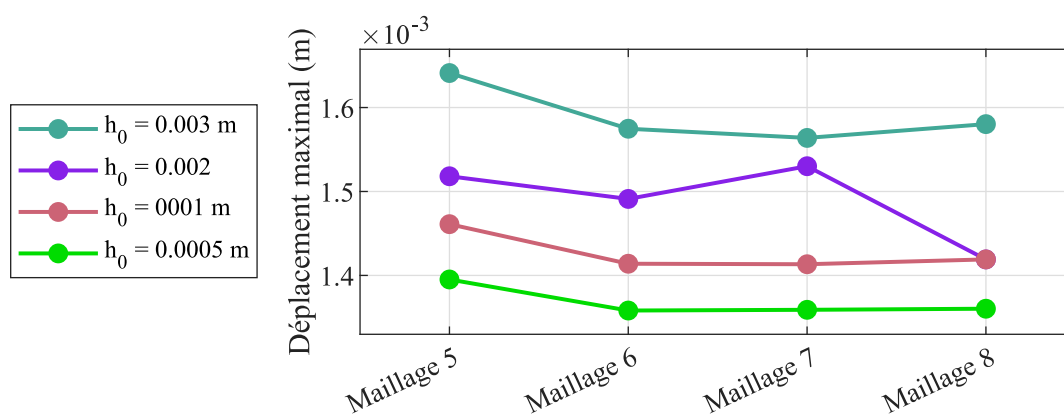


FIGURE 3.35 Comparaison des pics de déplacement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de $3/3$

De la même manière que pour les déplacements, l'affinement de l'espacement initial des particules conduit à une stabilisation progressive des réactions maximales appliquées à la structure. Les configurations présentant un espacement grossier ($h_0 = 0.003m$) montrent des variations importantes d'un maillage structural à l'autre, signe d'une sensibilité élevée aux nombres de particules SPH et de fluctuations numériques notables. Pour $h_0 = 0.002m$, ces variations diminuent, notamment lorsque le maillage structural est raffiné ou que le niveau d'eau initial augmente, ce qui témoigne d'un comportement plus cohérent. En revanche, pour les espacements plus fins $h_0 = 0.001m$ et $h_0 = 0.0005m$, les réactions deviennent beaucoup plus stables et ne varient plus que faiblement entre les maillages, ce qui confirme que la discrétisation du fluide est alors suffisamment fine pour capturer correctement les pressions dynamiques exercées sur la structure. L'influence du maillage structural demeure secondaire par rapport à celle de l'espacement initial des particules : les différentes courbes conservent des écarts quasi constants entre elles, principalement dictés par le h_0 .

En comparant la réaction maximale entre le Cas 1 sans lit d'eau et le cas avec un lit d'eau 1/3, on observe une augmentation de l'impact sur la structure avec un cisaillement à la base plus important dans le cas avec un lit d'eau. On en déduit qu'avec un niveau initial d'eau faible, la vague est accélérée. Cependant, lorsque le niveau d'eau initial en amont augmente, les réactions maximales diminuent, la masse d'eau en amont a tendance à atténuer l'impact de la vague sur la structure à partir d'un certain niveau. Le Tableau 3.7 montre les différentes valeurs de réactions maximales pour $h_0 = 0.001$ pour les différents maillages de la structure. On observe bien une diminution des efforts à mesure que le niveau d'eau augmente. De plus, on remarque que les écarts entre les différents maillages restent relativement faibles avec des valeurs inférieures à 5%.

De manière générale, le temps de calcul augmente de manière exponentielle à mesure que le nombre de particules SPH augmente, ie h_0 diminue, comme nous pouvons l'observer dans les tableaux 3.8, 3.9, 3.10, 3.11.

TABLEAU 3.7 Maximum de la réaction pour différents maillages et écart relatif maximal selon le cas de lit d'eau, pour un espacement $h_0 = 0.001m$

Lit d'eau	Maillage 5	Maillage 6	Maillage 7	Maillage 8 (ref.)	$\Delta_{\max}$ (%)
sec	228.23	229.42	228.31	223.34	2.72
1/3	252.29	252.23	247.97	255.53	2.96
1/2	190.01	192.00	192.47	193.52	1.81
2/3	143.69	142.39	144.64	144.3	1.32
3/3	110.53	107.89	106.16	106.6	3.69

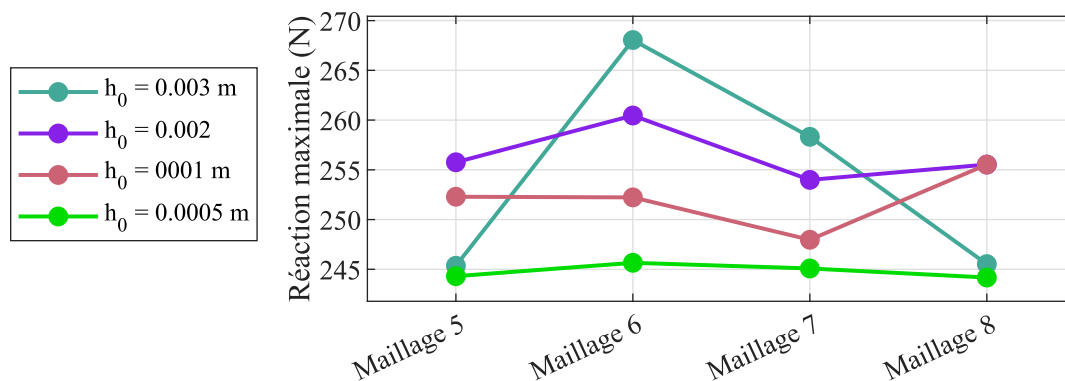


FIGURE 3.36 Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 1/3

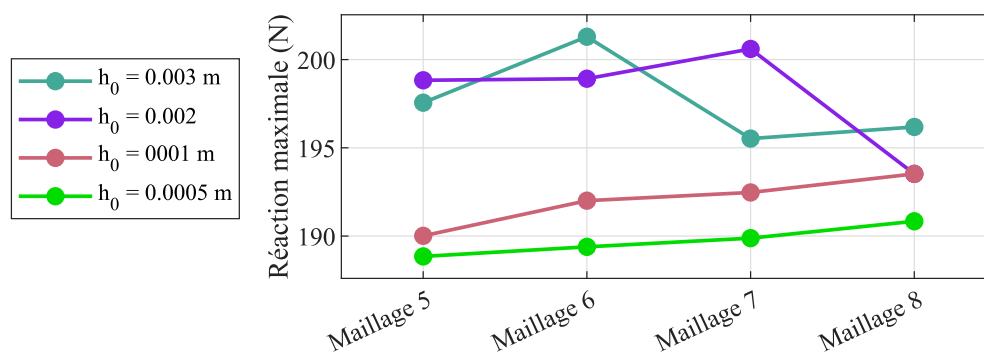


FIGURE 3.37 Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 1/2

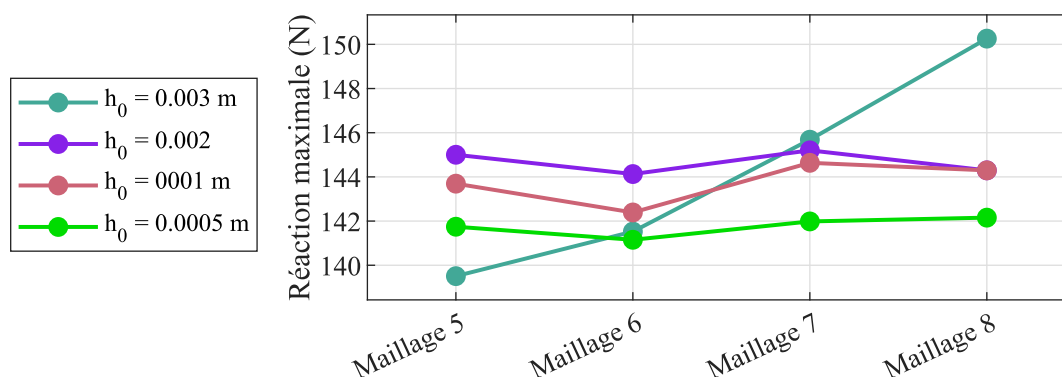


FIGURE 3.38 Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 2/3

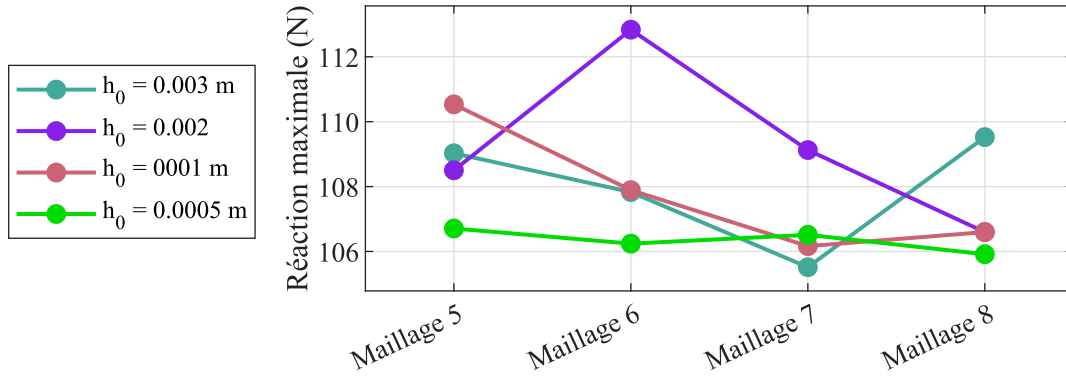


FIGURE 3.39 Comparaison des pics de cisaillement pour les différents maillages en fonction de l'espacement initial des particules pour le Cas 1 avec un niveau d'eau initial de 3/3

TABLEAU 3.8 Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 1/3

Niveau d'eau	h_0	Maillage	Temps (s)	Temps h : min : s
1/3	0.003	Maillage 5	120	00h 02min 00s
		Maillage 6	164	00h 02min 44s
		Maillage 7	242	00h 04min 02s
		Maillage 8	271	00h 04min 31s
	0.002	Maillage 5	411	00h 06min 51s
		Maillage 6	412	00h 06min 52s
		Maillage 7	457	00h 07min 37s
		Maillage 8	713	00h 11min 53s
	0.001	Maillage 5	3323	00h 55min 23s
		Maillage 6	3817	01h 03min 37s
		Maillage 7	3542	00h 59min 02s
		Maillage 8	3587	00h 59min 47s
	0.0005	Maillage 5	34443	09h 34min 03s
		Maillage 6	29159	08h 05min 59s
		Maillage 7	32690	09h 04min 50s
		Maillage 8	33529	09h 18min 49s

TABLEAU 3.9 Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 1/2

Niveau d'eau	h_0	Maillage	Temps (s)	Temps h : min : s
1/2	0.003	Maillage 5	123	00h 02min 03s
		Maillage 6	149	00h 02min 29s
		Maillage 7	231	00h 03min 51s
		Maillage 8	325	00h 05min 25s
	0.002	Maillage 5	368	00h 06min 08s
		Maillage 6	428	00h 07min 08s
		Maillage 7	510	00h 08min 30s
		Maillage 8	718	00h 11min 58s
	0.001	Maillage 5	3276	00h 54min 36s
		Maillage 6	3335	00h 55min 35s
		Maillage 7	3561	00h 59min 21s
		Maillage 8	3716	01h 01min 56s
	0.0005	Maillage 5	37583	10h 26min 23s
		Maillage 6	30433	08h 27min 13s
		Maillage 7	31119	08h 38min 39s
		Maillage 8	32991	09h 09min 51s

TABLEAU 3.10 Temps de calcul pour les modèles SPH avec un lit d'eau initial de 2/3

Niveau d'eau	h_0	Maillage	Temps (s)	Temps h : min : s
2/3	0.003	Maillage 5	127	00h 02min 07s
		Maillage 6	156	00h 02min 36s
		Maillage 7	228	00h 03min 48s
		Maillage 8	313	00h 05min 13s
	0.002	Maillage 5	402	00h 06min 42s
		Maillage 6	409	00h 06min 49s
		Maillage 7	469	00h 07min 49s
		Maillage 8	747	00h 12min 27s
	0.001	Maillage 5	3518	00h 58min 38s
		Maillage 6	3895	01h 04min 55s
		Maillage 7	3820	01h 03min 40s
		Maillage 8	3774	01h 02min 54s
	0.0005	Maillage 5	40165	11h 09min 25s
		Maillage 6	37444	10h 24min 04s
		Maillage 7	34270	09h 31min 10s
		Maillage 8	36612	10h 10min 12s

TABLEAU 3.11 Temps de calcul pour les modèles SPH du Cas 1 avec un lit d'eau initial de 3/3

Niveau d'eau	h_0	Maillage	Temps (s)	Temps h : min : s
3/3	0.003	Maillage 5	136	00h 02min 16s
		Maillage 6	171	00h 02min 51s
		Maillage 7	243	00h 04min 03s
		Maillage 8	345	00h 05min 45s
	0.002	Maillage 5	382	00h 06min 22s
		Maillage 6	377	00h 06min 17s
		Maillage 7	453	00h 07min 33s
		Maillage 8	799	00h 13min 19s
	0.001	Maillage 5	3233	00h 53min 53s
		Maillage 6	3188	00h 53min 08s
		Maillage 7	3332	00h 55min 32s
		Maillage 8	4219	01h 10min 19s
	0.0005	Maillage 5	39370	10h 56min 10s
		Maillage 6	36668	10h 11min 08s
		Maillage 7	37370	10h 22min 50s
		Maillage 8	38114	10h 35min 14s

3.3.3 Étude de convergence des modèles 3D

Une étude de convergence du maillage en 3D est faite pour assurer la recevabilité des résultats dans les deux cas de conditions frontières : Symmetry Plane et Rigidwall. Dans un premier temps, l'espacement entre les particules d'eau est testé avec des valeurs d'espacement initial h_0 variant de 0.004 à 0.002 avec un pas de 0.0005. Les maillages initiaux d'eau sont respectivement notés W1, W1.5, ..., W3. Le maillage de la structure reste inchangé avec un Δx qui vaut 0.005. Cette valeur du maillage de la structure a été choisie afin de pouvoir comparer dans un second temps les résultats structurels entre les deux méthodes SPH et EF. On compare la réaction à la base, le déplacement du nœud en haut au centre de la structure ainsi que la pression au centre de la structure à mi-hauteur et au niveau du sol.

Dans les deux cas de conditions frontières, la réaction et le déplacement relatif, Figures 3.40, 3.44, 3.41 et 3.45, la convergence des maillages est atteinte, les seules différences sont obtenues pendant la phase de retour de la vague.

Dans le cas de la condition avec les particules fantômes, la Figure 3.42 montre une grande différence entre le maillage W3 et les autres maillages. Si on compare avec la littérature ainsi qu'avec la méthode des EF (Figure 3.4), la pression à mi-hauteur issue du modèle W3 est plus proche en termes de valeurs que les autres maillages.

Dans le cas des conditions frontières en Rigidwall, on observe une bonne convergence de la pression à mi-hauteur de la structure et au niveau du sol. La Figure 3.48 permet de visualiser la répartition des contraintes maximales P1 sur la face avant de la structure dans le cas des modèles avec Rigidwall en fonction des maillages W1, W2 et W3. On remarque une répartition plus uniforme dans le cas du maillage W3. En effet, à mesure que l'on raffine le maillage du SPH, le contact entre la masse d'eau et la structure se fera de façon plus homogène permettant un meilleur échelonnement des contraintes. Cependant, on ne peut pas indéfiniment réduire la taille du maillage du SPH pour des raisons de coûts de calcul, c'est pourquoi on choisira dorénavant pour les modèles SPH un maillage W3 pour les particules, donc avec un écartement de 0,002 m.

Il est important de noter que pour des raisons de stabilité dans la définition du contact, l'espacement initial entre les particules ne doit pas être plus grand que la taille du maillage de la structure. Cette condition limite alors le maillage de l'eau ainsi que le maillage de la structure choisis, en plus du temps de calcul qui devient vite très important avec l'augmentation du nombre de particules.

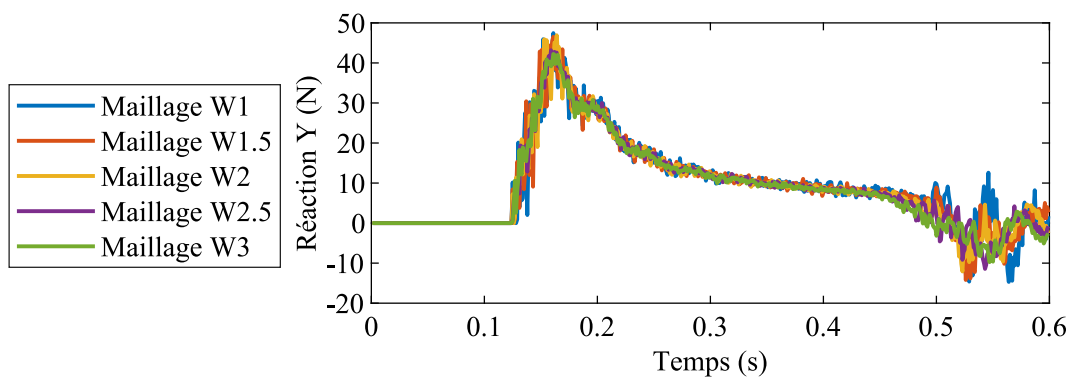


FIGURE 3.40 Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Réaction à la base

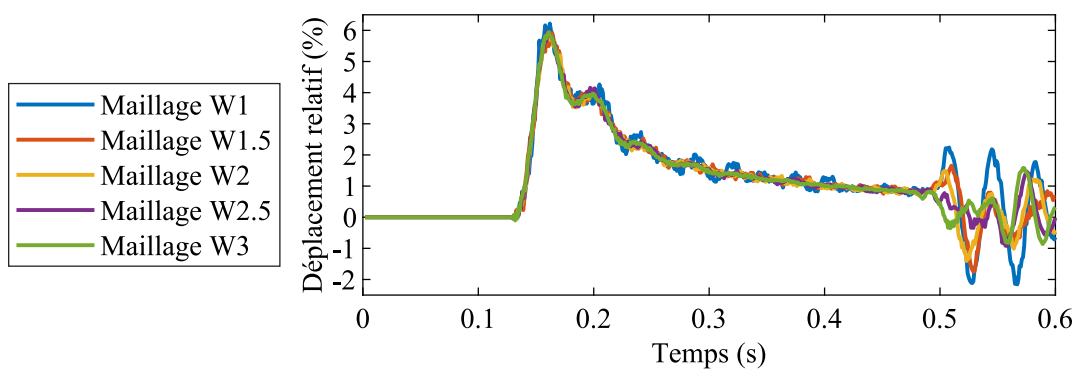


FIGURE 3.41 Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Déplacement relatif du haut de la structure

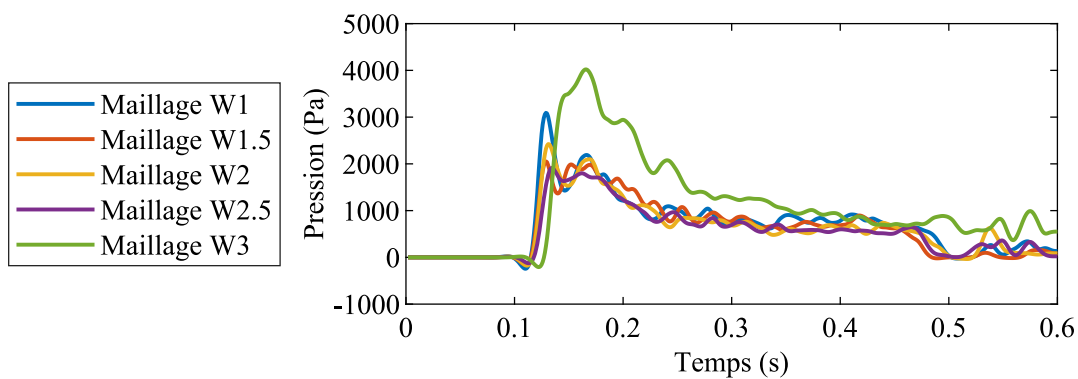


FIGURE 3.42 Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu de la structure

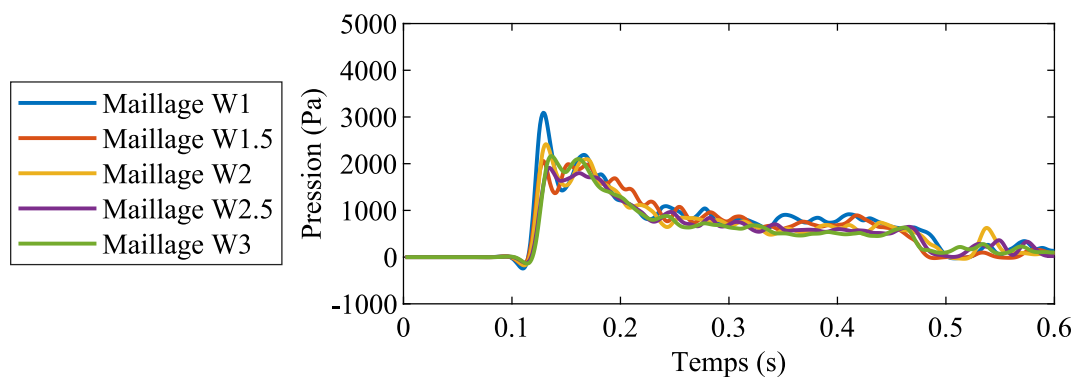


FIGURE 3.43 Cas 1 avec Symmetry Plane : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu en bas de la structure

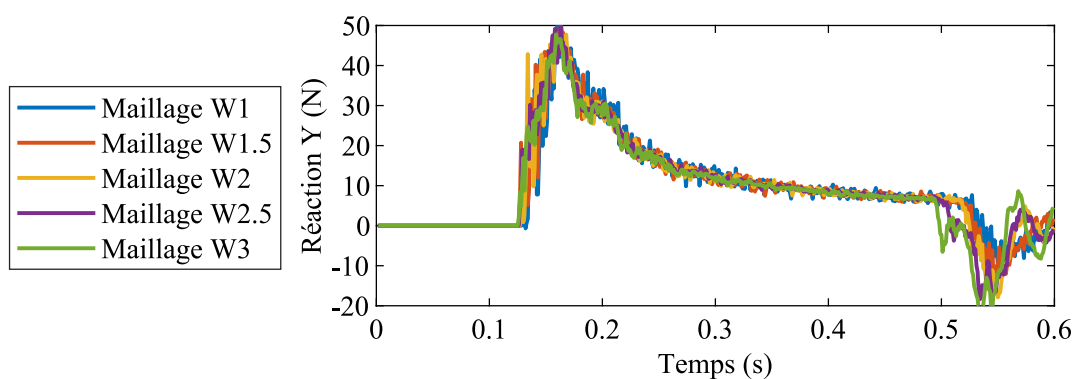


FIGURE 3.44 Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Réaction à la base

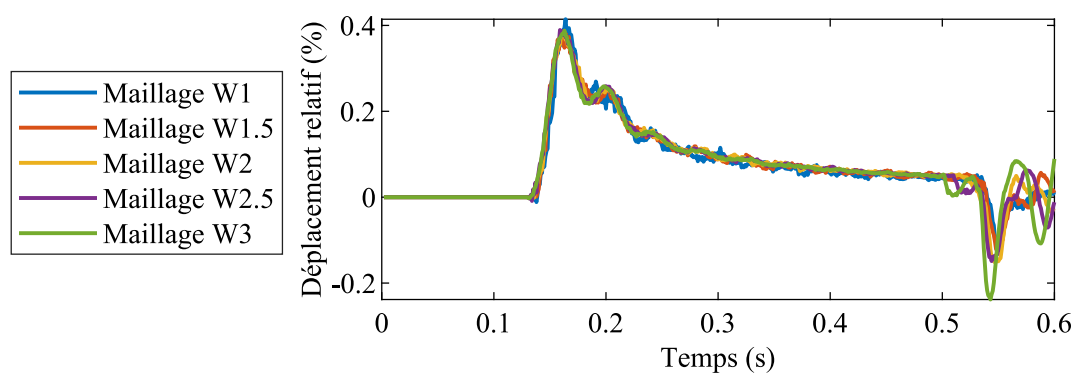


FIGURE 3.45 Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Déplacement relatif du haut de la structure

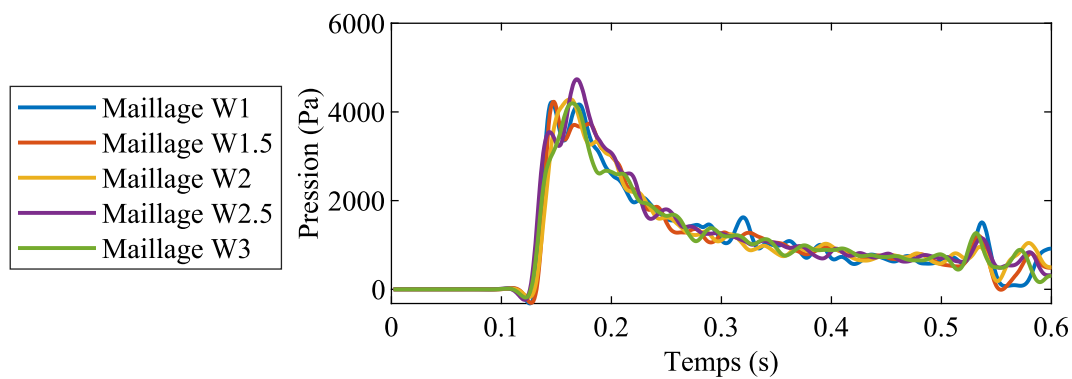


FIGURE 3.46 Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu au centre de la structure

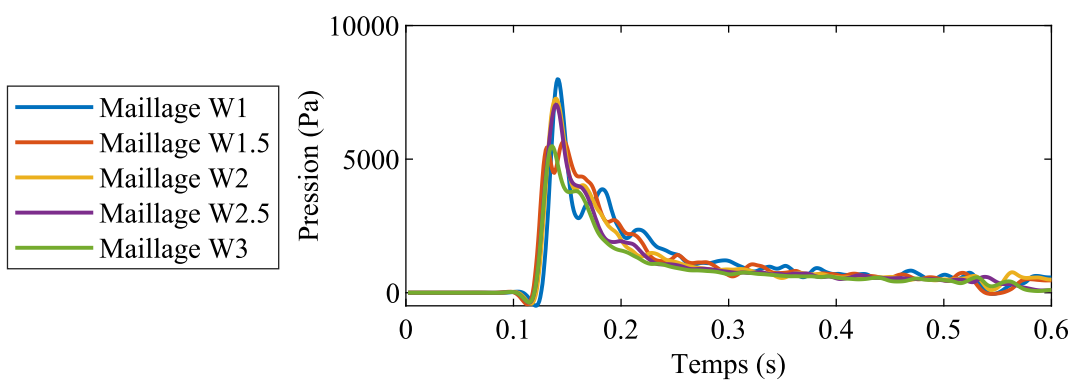


FIGURE 3.47 Cas 1 avec Rigidwall : Raffinement du maillage de l'eau en SPH - Pression au milieu en bas de la structure

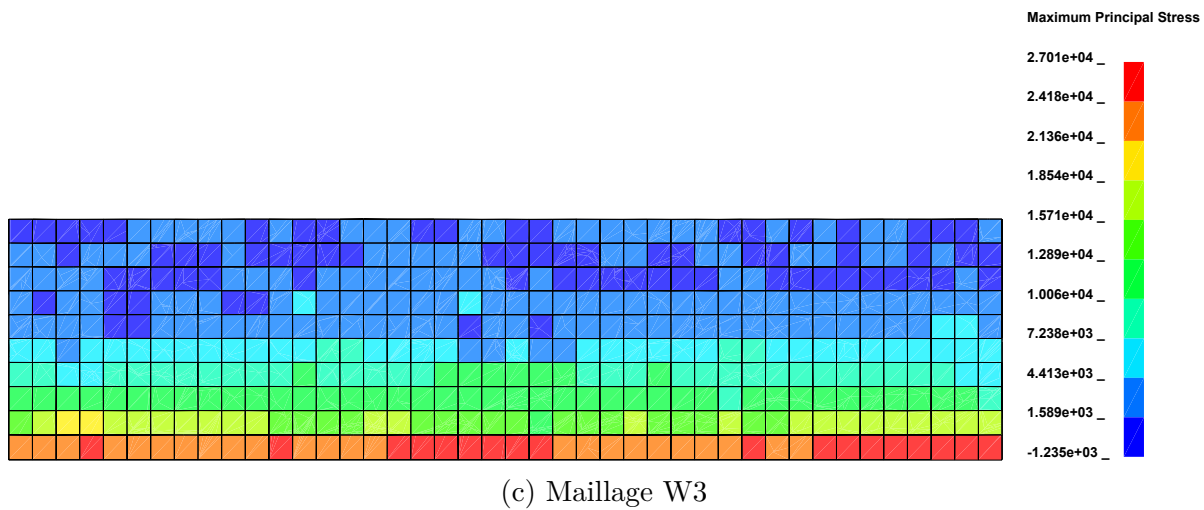
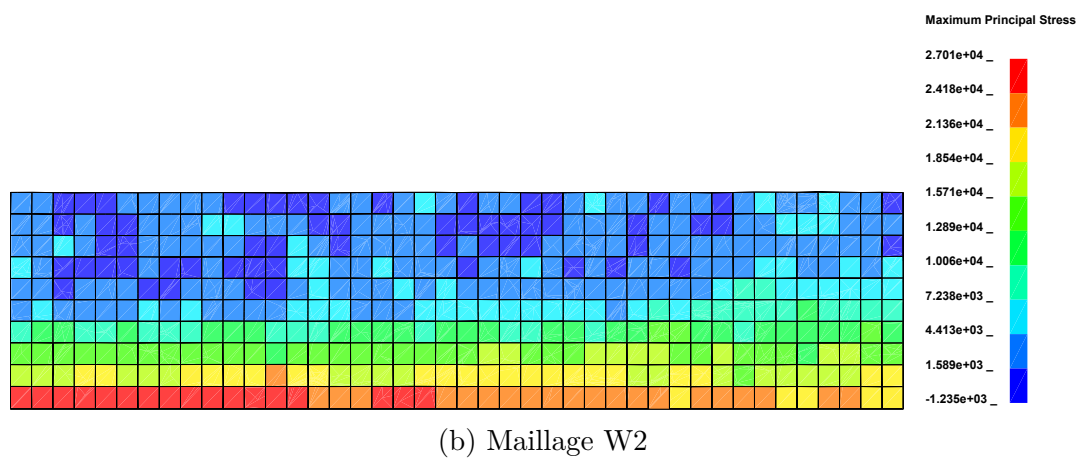
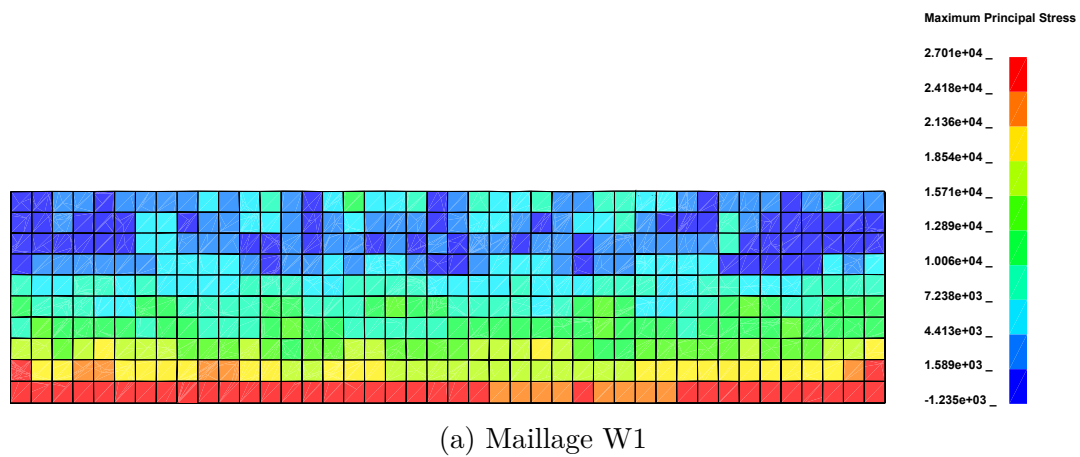


FIGURE 3.48 Comparaison de la répartition des contraintes principales maximales P1 sur la structure en fonction des différents maillages de l'eau W1, W2, W3, à $t=0.18$ s, Cas 1 avec Rigidwall

3.3.4 Vérification de la condition frontière

Dans cette partie, on étudie l'impact du choix de la condition frontière à imposer dans le modèle entre les RIGIDWALL et les particules fantômes. Les Figures 3.49, 3.50 et 3.52 montrent une bonne concordance entre les deux types de conditions frontières étudiées. On observe de faible différence qui n'ont pas d'impact sur la réponse globale de la structure. Cependant en regardant la Figure 3.51 on remarque cette fois-ci une grande différence entre les deux conditions frontières. Une pression au moment de l'impact deux fois plus faible est capturée par la frontière avec les particules fantômes (Symmetry Plane) aux environs de 2000 Pa par rapport au RIGIDWALL qui après un pic à 6000 Pa présente un palier autour des 4000 Pa. Or si on compare à la Figure 3.4, les valeurs à mi-hauteur de pression sont de 4000 Pa, or le pic de pression au niveau du sol ne peut pas être inférieur à cette valeur due aux effets hydrostatiques et hydrodynamiques du fluide. En effet, la condition Symmetry Plane ne permet pas de prendre pleinement en compte les efforts mécaniques au niveau du sol, puisqu'elle agit uniquement sur la vitesse des particules. À l'inverse, la présence d'un Rigid Wall introduit une composante mécanique supplémentaire grâce au contact entre les particules et la condition frontière. Compte tenu de cette différence, ainsi que des problèmes de convergence du maillage observés précédemment, on privilégiera désormais des modèles utilisant des Rigid Wall comme conditions frontières.

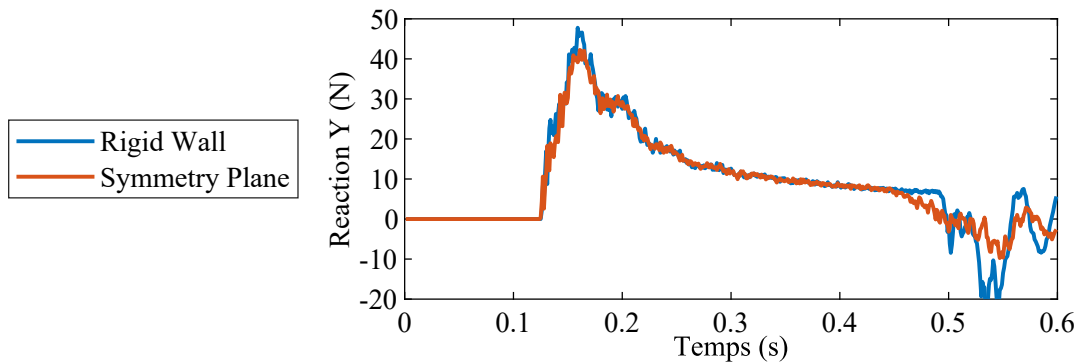


FIGURE 3.49 Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Réaction de cisaillement à la base

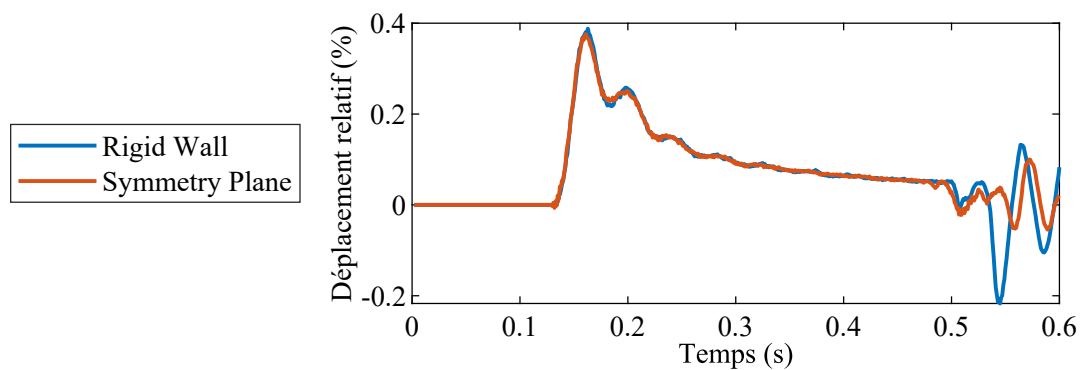


FIGURE 3.50 Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Déplacement relatif au sommet au centre de la structure

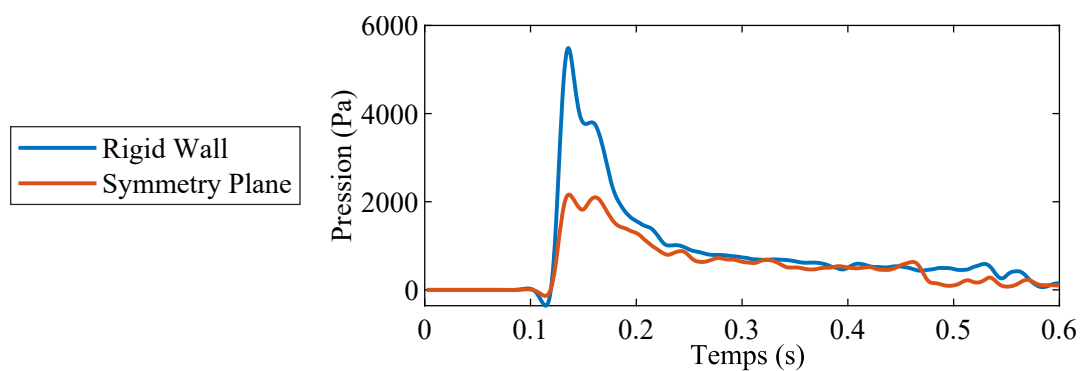


FIGURE 3.51 Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Pression au centre en bas de la structure

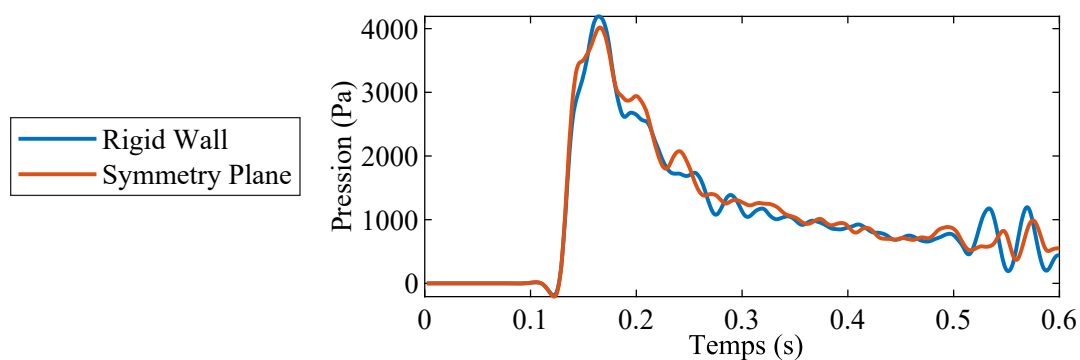


FIGURE 3.52 Cas 1 : Comparaison des conditions frontières - Pression au centre à mi-hauteur de la structure

3.4 Cas 2 : obstacle de type plaque flexible, via la méthode des éléments finis

Plusieurs travaux expérimentaux et numériques se sont intéressés au cas de la rupture de barrage sur une plaque élastique, devenu un benchmark de référence pour l'étude des interactions fluide–structure à surface libre. Liao et al. [31] ont proposé l'expérience fondatrice, où une colonne d'eau libérée vient frapper une plaque en silicone, permettant d'observer les déformations, la dynamique de l'impact et la formation de cavités d'air. Cette expérience a été validée à l'aide d'un modèle 2D en éléments finis. Ce cas a ensuite été repris numériquement par Martínez-Ferrer et al. [78] à l'aide d'une approche fondée sur la méthode des volumes finis et les éléments finis (FVM–FEM), puis par Sun et al. [79] au moyen d'une méthode SPH multi-phase couplée à une modélisation particulière de la plaque élastique. Ainsi, une rupture de barrage de 0.4m de haut est modélisée venant s'écraser sur une plaque fine en silicone de 4 mm d'épaisseur, 0.1 m de haut, une densité de 1161.5 kg/m^3 et un module d'élasticité de 3.5 MPa. Les dimensions du canal et de la structure sont rappelées dans la Figure 3.53.

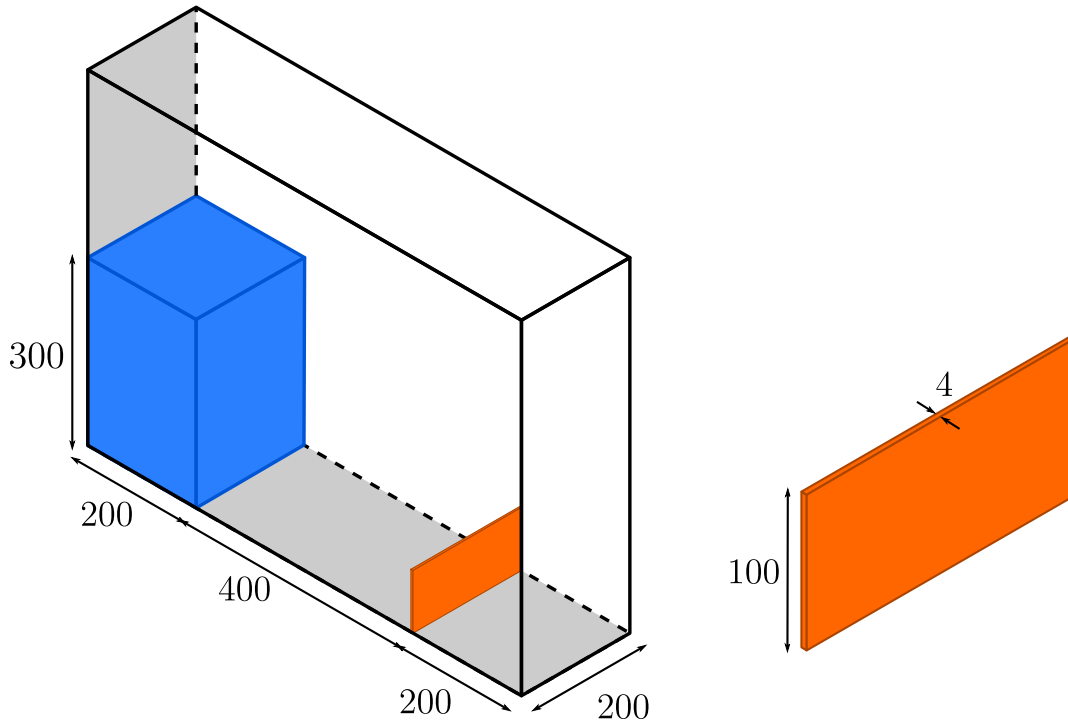


FIGURE 3.53 Dimension du modèle Cas 2 en 3D, adapté de [5]

Une étude de convergence est faite comme pour le Cas 1 avec les différentes tailles de maillage présentées dans la partie 3.2.2. Les Figures 3.54 et 3.55 montrent une convergence des maillages pour la réaction à la base et le déplacement au sommet de la structure à partir

du maillage 6. Les modèles avec les maillages 8 et 9 n'ont pas convergé mais les courbes semblent bien correspondre à celle du maillage 7. En particulier pour le cisaillement à la base où les maillages 8 et 9 donnent les mêmes pics au moment du choc. On remarque également sur la Figure 3.55 que le maillage 5 bien qu'ayant un retard par rapport aux autres maillages donne une valeur du déplacement maximal très proche des autres maillages, là où pour la réaction (Figure 3.54) le pic observable est plus important que pour les autres.

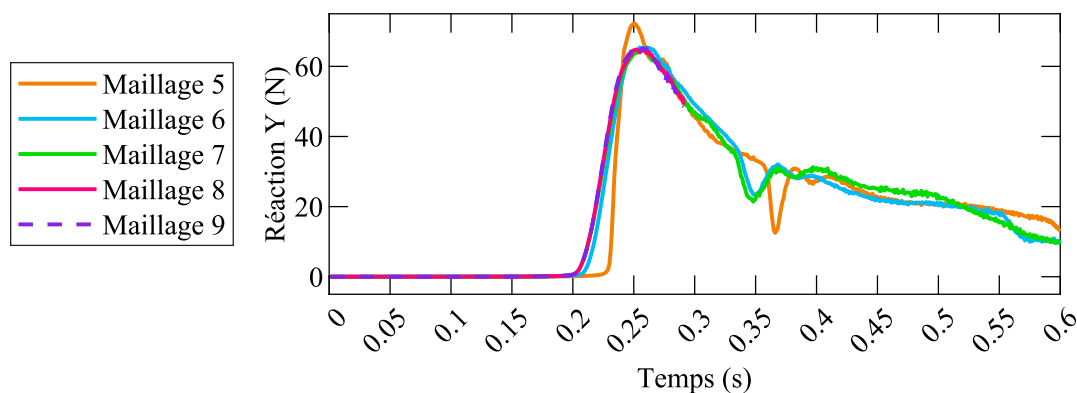


FIGURE 3.54 Comparaison du cisaillement à la base de la structure pour les différents maillages, cas 2 avec structure flexible

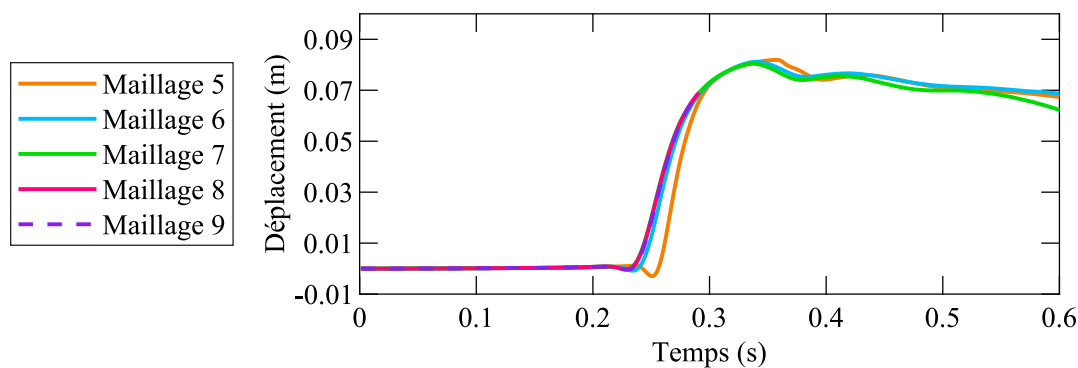


FIGURE 3.55 Comparaison du déplacement au sommet de la structure pour les différents maillages, cas 2 avec structure flexible

3.5 Cas 2 : obstacle de type plaque flexible, via la méthode SPH

3.5.1 Comparaison avec la littérature

Des modèles numériques ont été développés en reprenant les caractéristiques des modèles présentés par Liao et al. [31], et par Martínez-Ferrer et al. [78], afin d'en vérifier la correspondance. Les dimensions géométriques sont identiques entre les différents modèles ; seules la définition des matériaux et la discrétisation de la structure diffèrent entre les deux références. Dans le modèle proposé par Liao et al. [31], l'eau est caractérisée par une densité de 997 kg/m^3 et une viscosité de 0.89×10^{-3} , tandis que la plaque est discrétisée en 20 éléments. Martínez-Ferrer et al. ont pour leur part développé un modèle 3D dans lequel un coefficient de Poisson de 0.048 est ajouté à la définition du caoutchouc constituant la plaque. Dans ce cas, la structure est discrétisée en 88 éléments pour la face épaisseur $\times$ hauteur. L'eau est définie par une densité de 1000 kg/m^3 et une viscosité de 0.01. Dans cette étude, des modèles 2D et 3D ont été développés à des fins de comparaison. Pour chacun des cas étudiés, l'espacement initial des particules SPH est fixé à 0.002 m. La Figure 3.56 compare les déplacements au sommet de la structure pour les différents modèles développés dans cette étude et les modèles de référence. Dans les deux cas, des écarts sont observés au moment du pic de déplacement. Le modèle reprenant les caractéristiques de Liao et al. repose sur un maillage très grossier, ce qui explique en partie les différences observées. En revanche, les modèles développés en comparaison avec ceux de Martínez-Ferrer et al. montrent une bonne correspondance entre les approches 2D et 3D. Dans l'ensemble, l'instant d'apparition du déplacement initial est cohérent avec les résultats de la littérature. Toutefois, les modèles SPH développés dans cette étude ont tendance à surestimer le déplacement maximal au moment de l'impact.

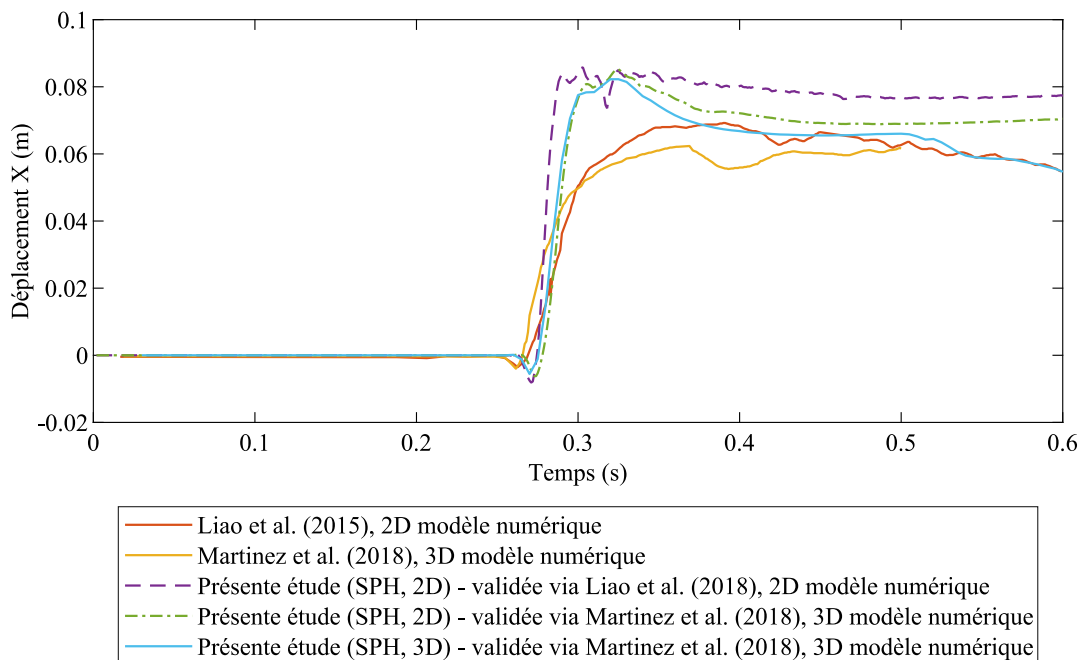


FIGURE 3.56 Comparaison du déplacement X au sommet de la structure avec la littérature, Cas 2

3.5.2 Influence du maillage en 2D

Comme pour le Cas 1, l'objectif est de vérifier l'influence du nombre de particules sur la réponse structurelle. Les résultats présentés à la Figure 3.57 indiquent que l'espacement initial des particules h_0 affecte principalement l'amplitude du pic de réaction, tandis que son influence sur le déplacement reste limitée. Pour des valeurs élevées de h_0 , la réponse apparaît plus oscillatoire et les pics de réaction sont surestimés, ce qui traduit une interaction fluide-structure plus bruitée. À mesure que h_0 diminue, les courbes tendent à converger : les pics deviennent plus cohérents, les oscillations sont atténuées et la réponse se stabilise, ce qui témoigne d'une meilleure résolution du front d'impact. En ce qui concerne le déplacement, les écarts observés restent très faibles, les courbes se superposant presque entièrement. Cela indique que la cinématique globale de la structure est peu sensible à la variation de h_0 .

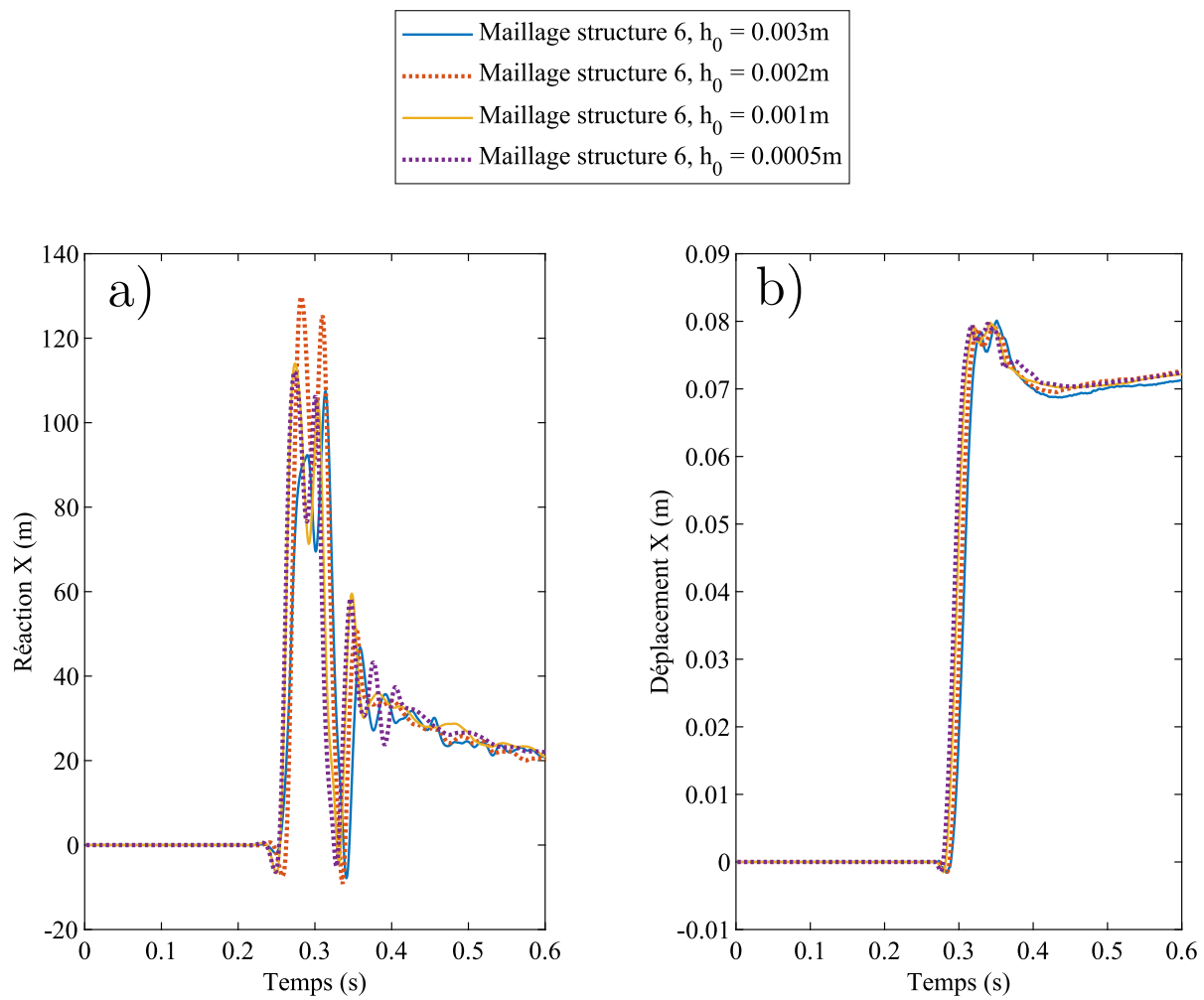


FIGURE 3.57 Comparaison des réactions : (a) et du déplacement à 0.088m, (b) en fonction de l'espacement initial des particules SPH pour le Cas 2 avec une structure flexible

3.5.3 Influence du coefficient de compressibilité numérique du l'eau selon la flexibilité de la structure

Le coefficient de compressibilité numérique k_0 dans l'équation de Murnaghan 2.38, joue un rôle essentiel dans la modélisation du fluide au sein des simulations d'impact, en conditionnant la propagation des ondes de pression et l'intensité du couplage fluide-structure. Un k_0 élevé correspond à un fluide faiblement compressible, dans lequel les ondes de pression se propagent rapidement, entraînant une montée brusque de la force d'impact sur la paroi. À l'inverse, un k_0 plus faible traduit un fluide plus compressible, capable d'absorber partiellement l'énergie de l'impact et de lisser la distribution de pression dans le temps.

Afin d'évaluer l'impact de ce paramètre tout en conservant un comportement quasi incompressible du fluide, une plage de valeurs comprises entre 1.4×10^4 Pa et 5.5×10^5 Pa a été considérée. Ces valeurs correspondent aux ordres de grandeur généralement utilisés dans la littérature pour des simulations SPH de l'eau et permettent d'obtenir une vitesse du son artificielle significativement supérieure à la vitesse caractéristique de l'écoulement, qui peut être comprise entre 1 m/s et 6 m/s. Ce choix vise à limiter les variations relatives de densité tout en maintenant un pas de temps de calcul raisonnable, assurant ainsi un compromis adéquat entre stabilité numérique et coût de calcul.

L'influence de k_0 dépend étroitement de la rigidité de la structure. Pour les structures rigides (cas $E = 1 \times 10^8$ Pa), Figures 3.58 et 3.59, la réponse globale est dominée par la dynamique du fluide : une diminution de k_0 réduit l'amplitude du pic de pression et adoucit la réponse, sans toutefois modifier significativement la déformation structurelle. Le système se comporte alors de manière quasi découplée, où la compressibilité du fluide agit principalement comme un amortissement hydrodynamique.

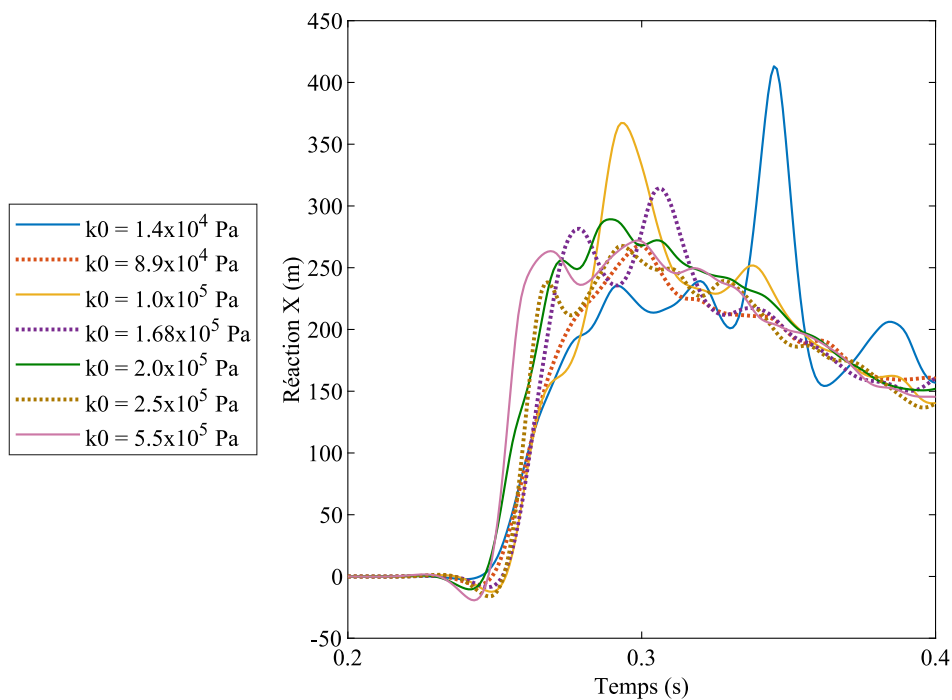


FIGURE 3.58 Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^8$ Pa - Cas 2, modèle SPH

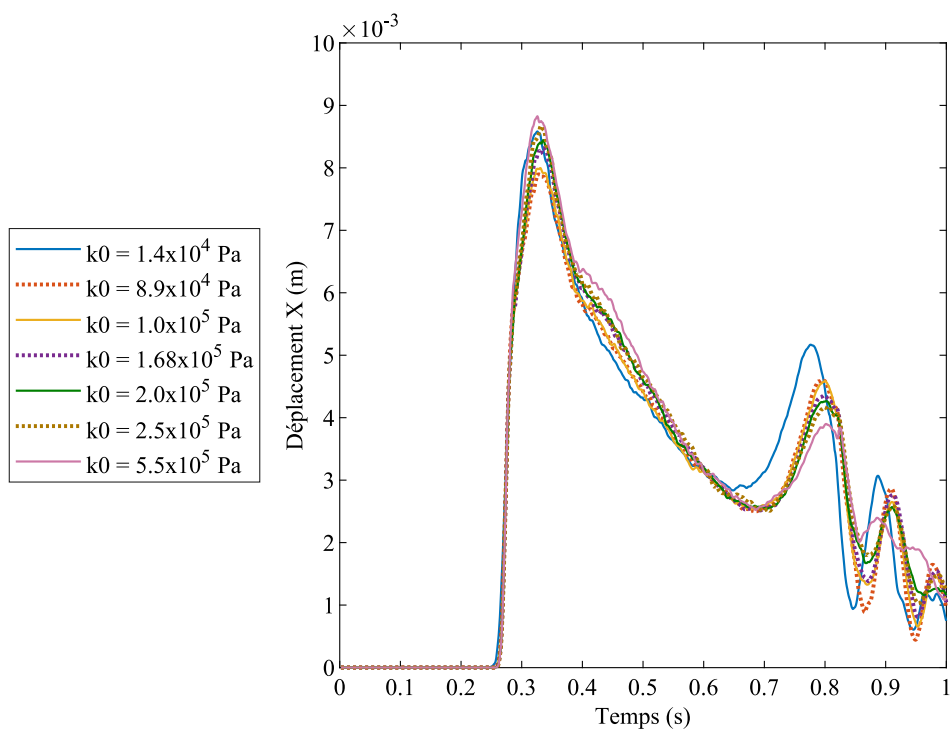


FIGURE 3.59 Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^8$ Pa - Cas 2, modèle SPH

En revanche, pour les structures flexibles ($E = 1 \times 10^6$ Pa, $E = 1 \times 10^7$ Pa), les Figures 3.60, 3.62, 3.61 et 3.63 montrent que la compressibilité du fluide interagit directement avec la déformation de la paroi. Une réduction de k_0 induit un effet de retard et d'amortissement dans la montée de la pression, mais conduit également à une redistribution temporelle de l'énergie transférée à la structure. Ce phénomène se traduit par une augmentation des oscillations post-impact et un allongement de la durée de la réponse dynamique. Plus la structure est souple, plus cet effet devient marqué, car la déformation locale modifie à son tour la pression fluide et génère un couplage fortement non linéaire.

Ainsi, la sélection du paramètre k_0 doit être cohérente avec la rigidité de la structure et le régime des charges hydrodynamiques considérées. Un k_0 trop élevé peut surestimer les pics de pression dans le cas de structures flexibles, tandis qu'une valeur trop faible peut sous-évaluer les efforts initiaux sur une paroi rigide. L'analyse paramétrique montre donc que la compressibilité du fluide influence non seulement l'amplitude de la réponse, mais également la synchronisation des échanges d'énergie entre le fluide et la structure, effet qui s'amplifie à mesure que la flexibilité de la structure augmente.

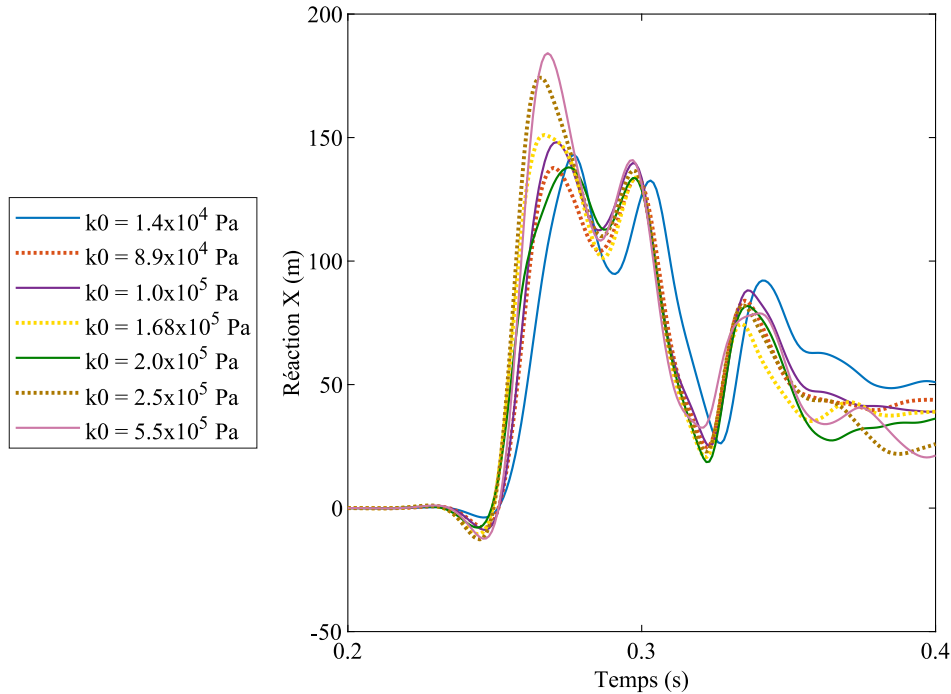


FIGURE 3.60 Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^6$ Pa - Cas 2, modèle SPH

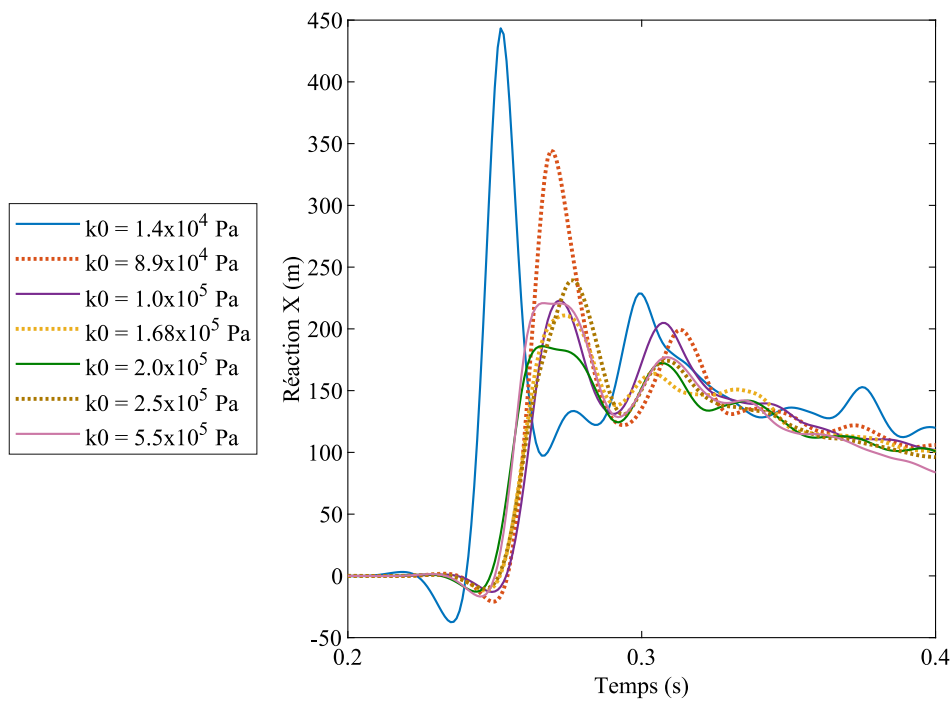


FIGURE 3.61 Comparaison de l'impact de k_0 sur la réaction à la base de la structure avec $E = 1 \times 10^7$ Pa - Cas 2, modèle SPH

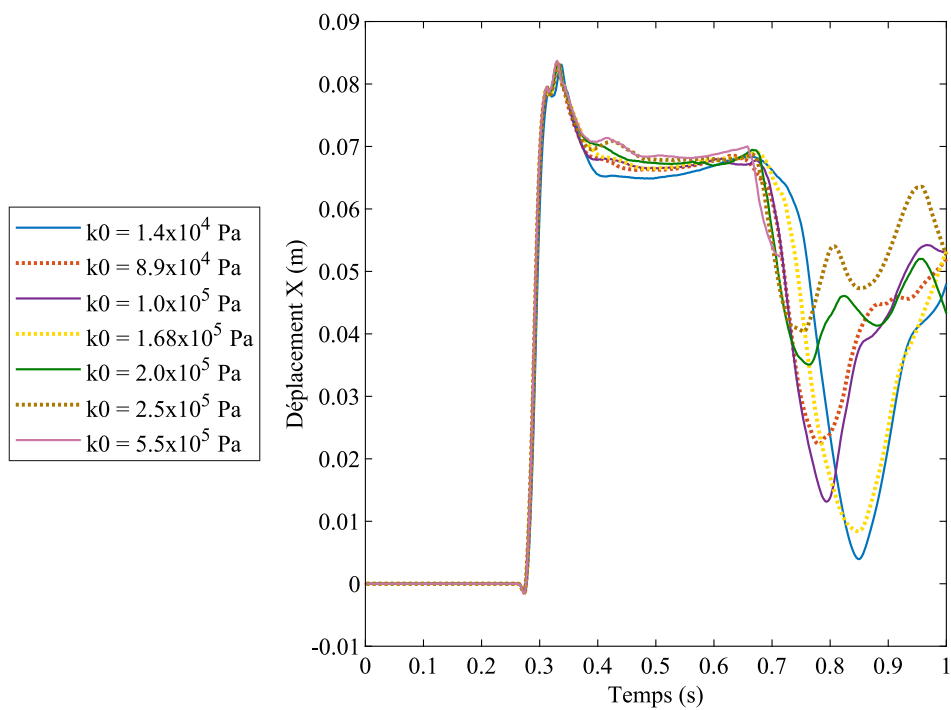


FIGURE 3.62 Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^6$ Pa - Cas 2, modèle SPH

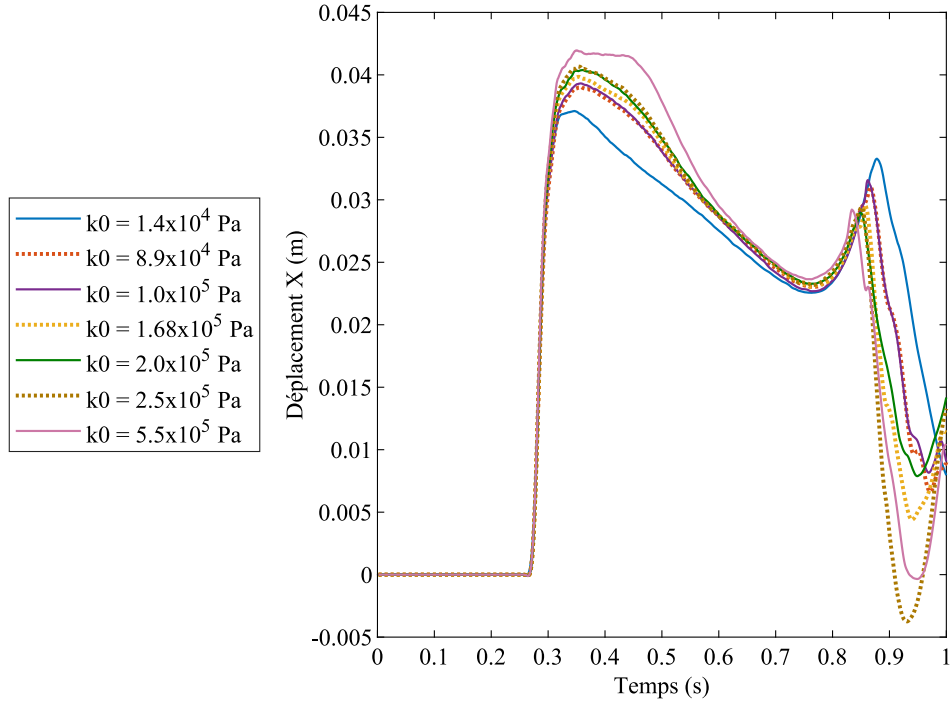


FIGURE 3.63 Comparaison de l'impact de k_0 sur le déplacement au sommet de la structure avec $E = 1 \times 10^7$ Pa - Cas 2, modèle SPH

3.6 Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer de manière systématique l'influence du raffinement du maillage et des paramètres numériques sur la précision, la stabilité et les performances des modèles d'interaction fluide-structure, en s'appuyant sur deux configurations représentatives : une structure compacte flexible (Cas 1) et une plaque mince flexible (cas 2).

Pour le Cas 1, l'analyse par éléments finis a montré que la convergence des grandeurs globales, telles que la réaction à la base ou le déplacement au sommet, est atteinte à partir d'un maillage structural intermédiaire, tandis que les enveloppes de contraintes requièrent un raffinement plus important. Les facteurs de relaxation influencent fortement la stabilité temporelle sans modifier significativement l'amplitude des efforts, permettant ainsi de stabiliser les courbes post-impact. L'ajout d'un lit d'eau en amont ou en amont-aval agit comme un élément régularisateur : l'impact devient moins impulsif, les oscillations diminuent et la sensibilité au maillage se réduit notablement.

Dans l'approche SPH, la convergence dépend principalement de l'espacement initial h_0 entre particules. Un espacement trop grossier génère des pics surestimés et un bruit numérique important, alors qu'un h_0 plus fin stabilise la cinématique du fluide et conduit à des réponses

structurelles cohérentes. Toutefois, le coût de calcul croît de manière exponentielle lorsque h_0 diminue, imposant un compromis entre précision et performance. Les simulations 3D ont également mis en évidence l'importance du choix des conditions frontières : la condition RIGIDWALL reproduit plus fidèlement les efforts mécaniques au sol que l'approche par particules fantômes.

Le Cas 2, portant sur une plaque flexible, présente des tendances similaires : la convergence EF est atteinte dès un raffinement modéré, tandis que les modèles SPH restituent correctement la dynamique globale mais tendent à surestimer le déplacement maximal. Le raffinement des particules SPH améliore la cohérence du pic de réaction sans modifier significativement la cinématique générale de la plaque.

Enfin, une attention particulière a été portée au choix du coefficient k_0 dans les modèles SPH. Dans le cadre de la formulation faiblement compressible utilisée, ce paramètre intervenant dans l'équation d'état de Murnaghan ne correspond pas directement à une propriété physique intrinsèque de l'eau, mais constitue un paramètre numérique permettant de contrôler la compressibilité artificielle introduite dans le modèle. En pratique, k_0 détermine la vitesse du son artificielle dans le fluide et donc le niveau de variation de densité admissible au cours de la simulation. Un k_0 élevé réduit la compressibilité numérique du fluide et rapproche le comportement simulé d'un fluide incompressible, au prix d'une augmentation de la vitesse de propagation des ondes de pression et d'une contrainte plus forte sur le pas de temps de calcul. À l'inverse, un k_0 plus faible accroît la compressibilité artificielle du fluide, ce qui peut atténuer les pics de pression mais éloigne davantage du comportement physique attendu. Le choix de k_0 résulte ainsi d'un compromis entre fidélité physique, stabilité numérique et coût de calcul. L'étude met en évidence que ce paramètre, bien que de nature essentiellement artificielle dans l'approche SPH faiblement compressible, joue un rôle déterminant dans la cohérence globale des résultats obtenus.

De manière générale, les travaux de ce chapitre montrent ou confirment que :

- le maillage de la structure demeure le paramètre déterminant pour la précision des contraintes internes ;
- le nombre de particules SPH contrôle la stabilité de l'impact et l'amplitude des réactions ;
- la présence d'un lit d'eau initial réduit la sensibilité au maillage et améliore la stabilité temporelle ;
- les conditions frontières influencent directement la qualité de la modélisation au voisinage du contact fluide-structure ;
- le coefficient de compressibilité numérique k_0 joue un rôle central dans la dynamique

- de l'impact, en modulant l'intensité et la régularité des pressions hydrodynamiques ;
- la convergence résulte d'un compromis entre résolution spatiale, stabilité numérique et coût de calcul.

Ces analyses constituent ainsi une base méthodologique solide pour guider le choix des paramètres numériques dans les simulations d'impacts hydrodynamiques étudiées dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 4 COMPARAISON DES MODÈLES ÉLÉMENTS FINIS ET SMOOTHED PARTICLES HYDRODYNAMICS

4.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de comparer les différents modèles étudiés dans le chapitre 3. Les méthodes des éléments finis et des particules lissées (SPH) y sont confrontées dans le cadre des Cas 1 et 2, en configurations 2D et 3D. Différentes conditions aux limites appliquées à la structure seront également analysées afin d'évaluer leur influence sur la réponse du système. Les modèles éléments finis 3D n'ont toutefois pas été développés dans ce mémoire ; ils proviennent d'études préalables réalisées selon une démarche similaire à celle adoptée pour les modèles 2D.

4.2 Cas 1 - Comparaison des modèles SPH et éléments finis

4.2.1 Comparaison du cas 1 avec une structure rigide et les extrémités libres, 3D

Une première comparaison est faite dans le cas d'une structure rigide avec les bords latéraux libres. En reprenant les références de Hansch et al. [76], Issakhov et al. [77] qui utilisent des modèles en éléments finis et Xu et al. [53] qui utilise la méthode des particules lissées, on observe sur la figure 4.1 que le modèle en SPH développé donne des résultats plus proches des références que le modèle en éléments finis avec une pression maximale à mi hauteur au centre de la structure autour des 4000 Pa.

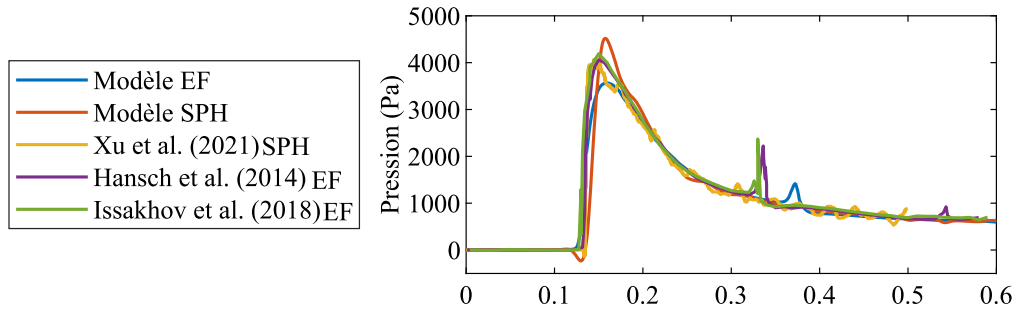


FIGURE 4.1 Comparaison des pressions à mi hauteur d'une structure rigide avec les bords latéraux libres, cas 1

4.2.2 Comparaison du Cas 1 avec une structure flexible en 2D

Dans cette partie, les modèles 2D du Cas 1 sont comparés pour une structure flexible. Les configurations des maillages sont les suivantes : pour le modèle en éléments finis, le maillage 7 a été sélectionné ; pour le modèle avec les SPH, la structure a un maillage 7 et les particules d'eau ont un espacement initial de $h_0 = 0.0005$ m. Ce choix résulte de la convergence des réponses structurelles à partir du maillage 7 en éléments finis ainsi que la nécessité de maintenir des temps de calcul raisonnables pour les deux approches numériques.

Les figures 4.2 et 4.3 mettent en évidence une bonne cohérence globale entre les réponses structurelles des différents modèles. Les tendances générales, l'impact initial et la phase transitoire, présentent des allures similaires. Le moment d'impact est légèrement décalé entre les deux méthodes d'analyses. Par ailleurs, Le modèle SPH génère des oscillations plus marquées que le modèle EF, ce qui induit une valeur du pic de réaction bien plus importante.

La figure 4.4 montre la répartition des contraintes effectives dans la structure. Les moments ont été choisis pour représenter les pics de contraintes dans la structure. On remarque que, quelque soit le maillage, les contraintes effectives dans les modèles SPH (a, c, e) sont bien plus importantes que dans les modèles en éléments finis (b, d, f). Ce comportement est typique des approches SPH, qui tendent à générer des pressions d'impact plus impulsives, liées à la compression locale des particules lors de l'arrivée du front de fluide. Cette impulsivité se traduit par des pics de contraintes plus marqués. La distribution est également plus irrégulière. À l'inverse, les modèles EF présentent une distribution plus lissée et des contraintes maximales plus faibles. La formulation EF, basée sur des maillages continus, introduit un amortissement numérique et un filtrage naturel des pics de pression, ce qui réduit les valeurs extrêmes. De plus, le contact fluide-structure dans la méthode des EF dépend d'interpolations qui tendent à adoucir les gradients de pression par rapport à un modèle SPH. La distribution de contraintes est également impactée par la déformation de la structure qui est plus importante dans les modèles SPH, comme le montre la figure 4.3, ce qui explique également en partie des contraintes internes plus importantes.

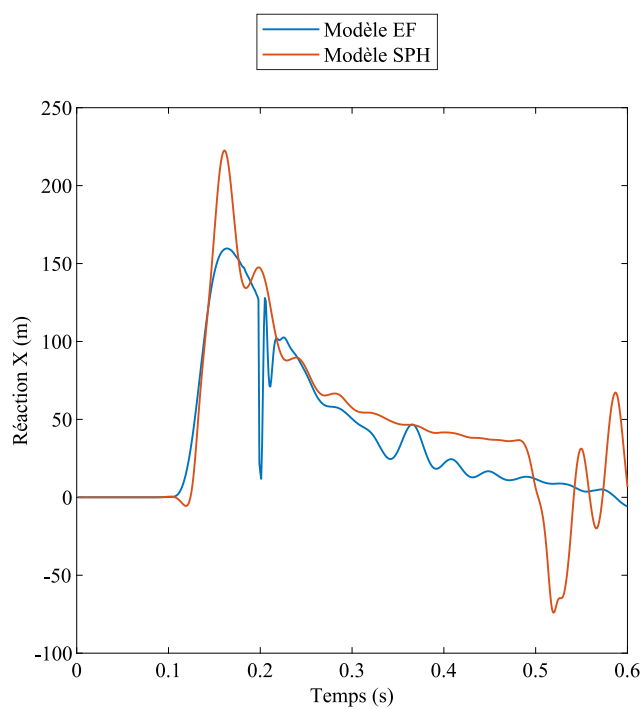


FIGURE 4.2 Comparaison du cisaillement à la base de la structure pour les modèles EF et SPH

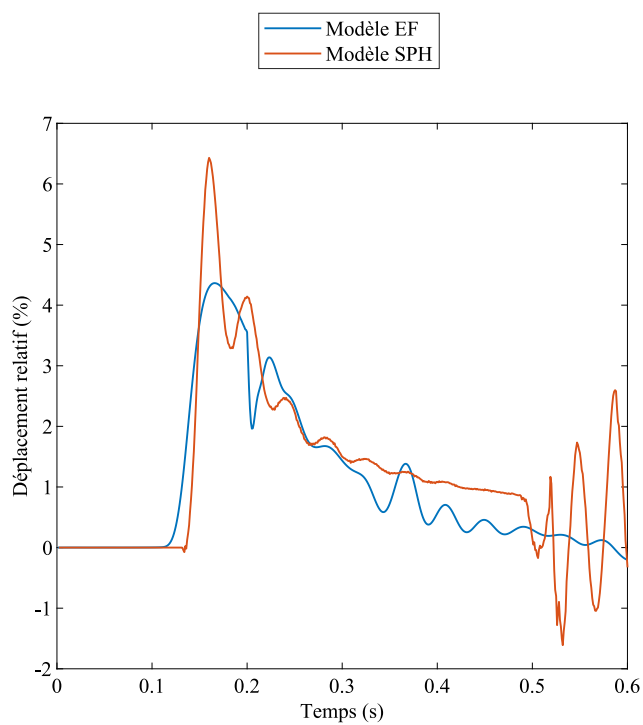


FIGURE 4.3 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles EF et SPH

Modèle SPH

Modèle EF

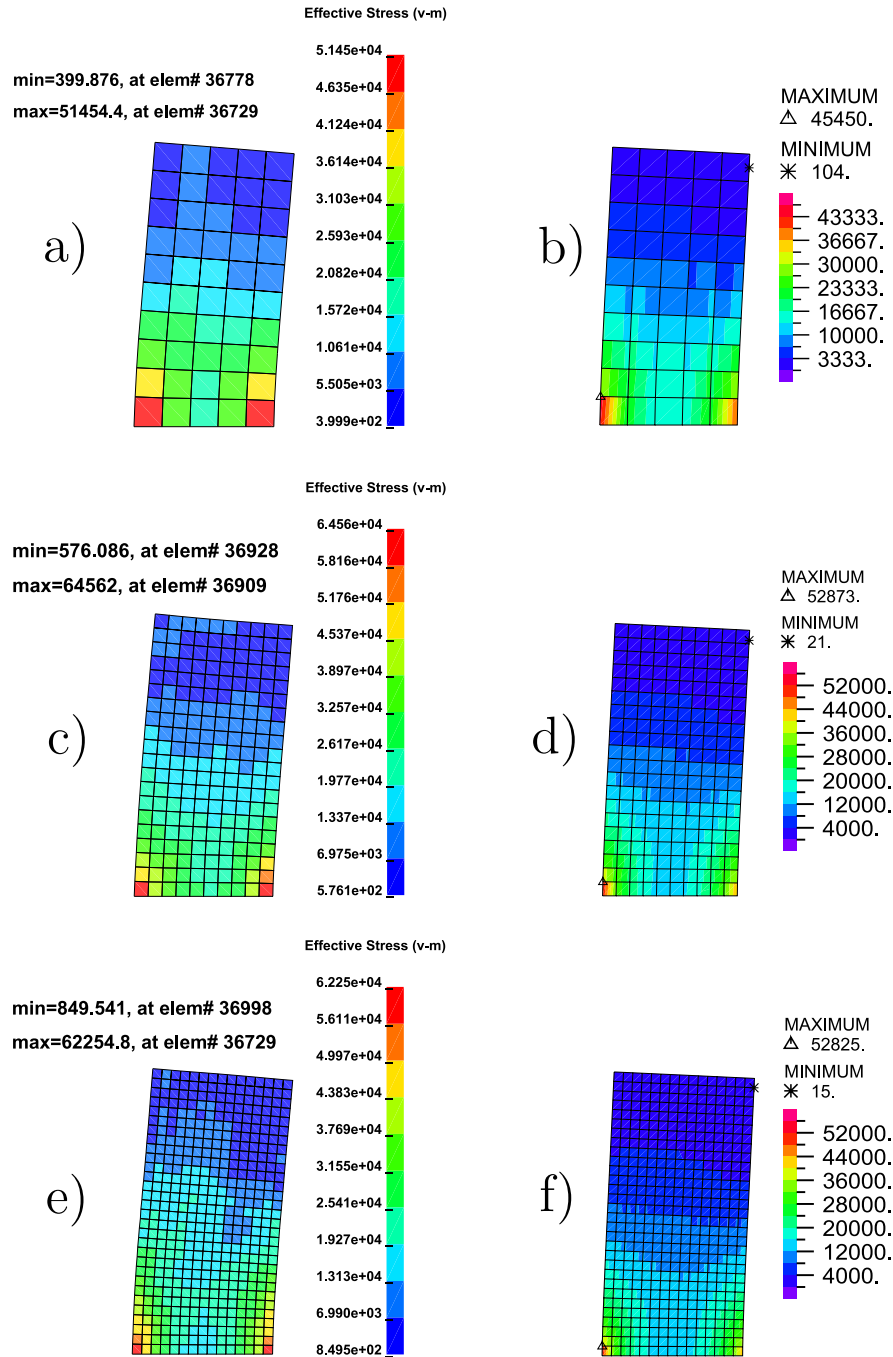


FIGURE 4.4 Comparaison des contraintes effectives dans la structure pour le pic de contraintes, entre les méthodes SPH et EF pour les maillages 5 à 7 ; (a) Maillage 5 - SPH, (b) Maillage 5 - EF, (c) Maillage 6 - SPH, (d) Maillage 6 - EF, (e) Maillage 7 - SPH, (f) Maillage 7 - EF

4.2.3 Comparaison du Cas 1 avec une structure flexible et les bords latéraux libres, 3D

On compare désormais les modèles 3D du cas 1 avec une structure flexible et les bords latéraux libres. On observe à partir des figures 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 que globalement les deux modèles suivent une tendance similaire avec une concordance sur le moment de l'impact de la vague sur la structure autour de 0.15s, ce qui correspond aux pics sur chaque une des courbes. Cependant il existe des différences entre les deux modèles. Le modèle SPH a tendance à surestimer les valeurs maximales pour chacun des paramètres étudiés. Par exemple si on regarde la courbe de réaction, figure 4.6, le Modèle SPH atteint un pic plus élevé, 37N environ contre 31N en éléments finis. De plus le modèle SPH présente des oscillations plus marquées dans la phase post impact. Le même comportement est observé pour la pression à la base ou à mi-hauteur de la structure, le modèle SPH présente un pic plus important et se stabilise ensuite. On observe également que la pression à la base de la structure se stabilise à une valeur largement plus faible que dans le modèle en EF ce qui traduit une difficulté de la méthode SPH à capter les perturbations proches des conditions frontières. En définitive le modèle SPH est sujet à plus d'instabilité que le modèle en EF.

Si on compare maintenant les contraintes principales P1 dans la structure on observe sur les figures 4.9 et 4.10, que la répartition de contraintes sur les faces de la structure sont globalement identiques, (les échelles de contraintes sont identiques pour une meilleure comparaison de la répartition). Les valeurs maximales sont résumées dans le tableau 4.1, les écarts entre les deux types de modélisations sont très faibles. Il est important de noter qu'en raison de la nature particulière de la méthode SPH, la répartition des contraintes est moins lisse que pour le modèle en EF. On observe également que les contraintes à la base de la structure, à $t=0.2s$, dans le modèle SPH sont plus faibles que dans le modèle EF, ce qui correspond bien à la courbe 4.7, où la pression post impact dans le modèle SPH est plus faible que dans le modèle EF.

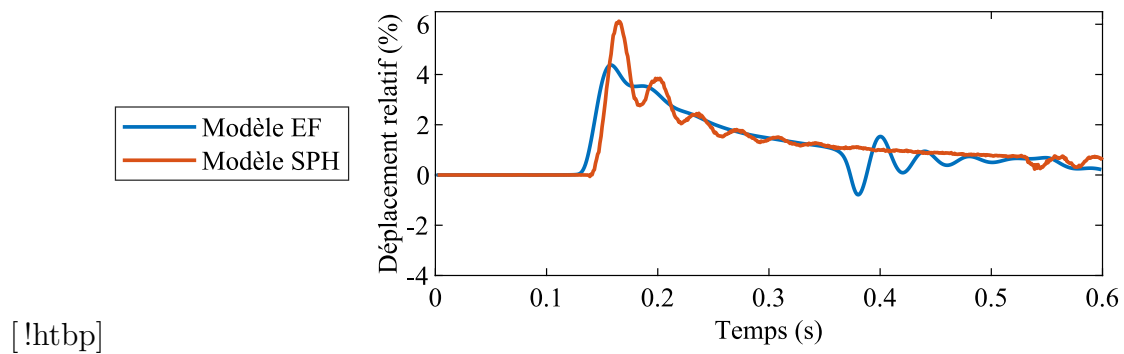


FIGURE 4.5 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres

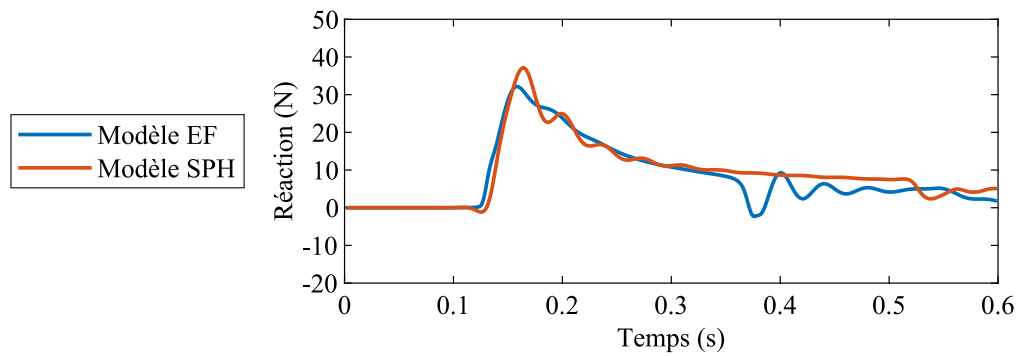


FIGURE 4.6 Comparaison de la réaction de cisaillement à la base de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres

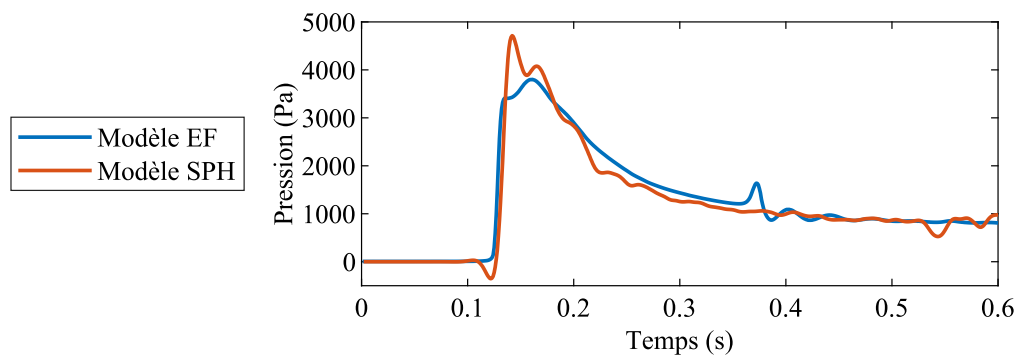


FIGURE 4.7 Comparaison de la pression à la base au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres

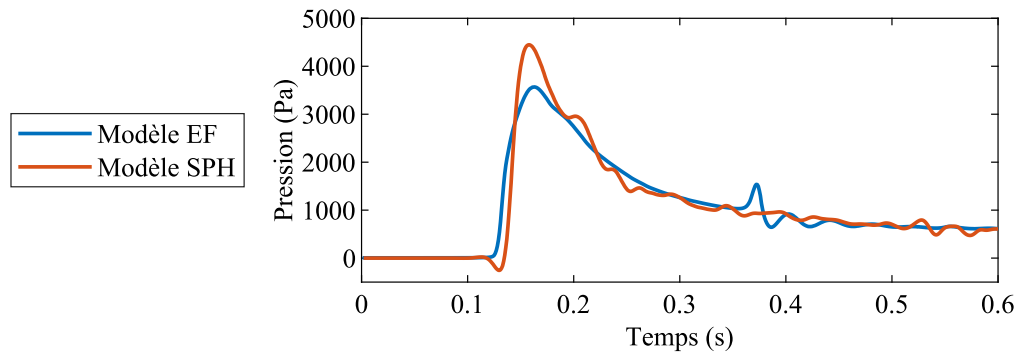
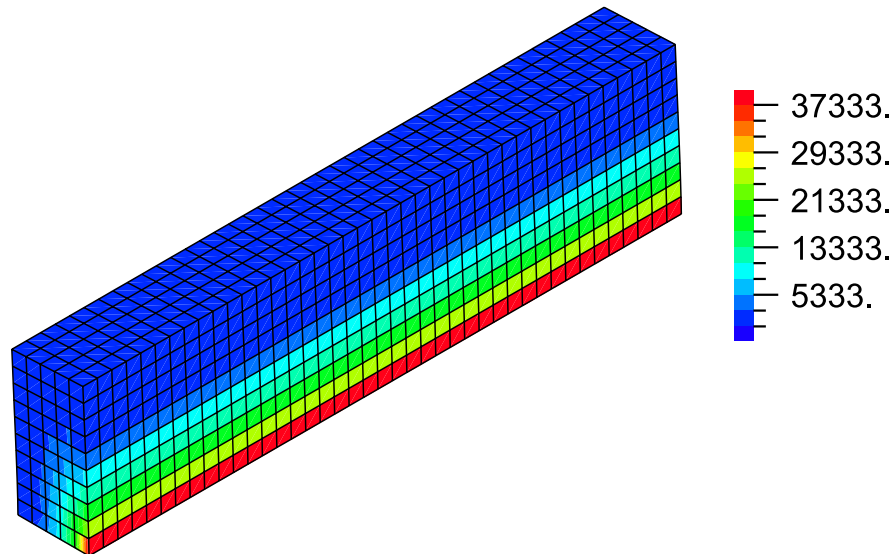


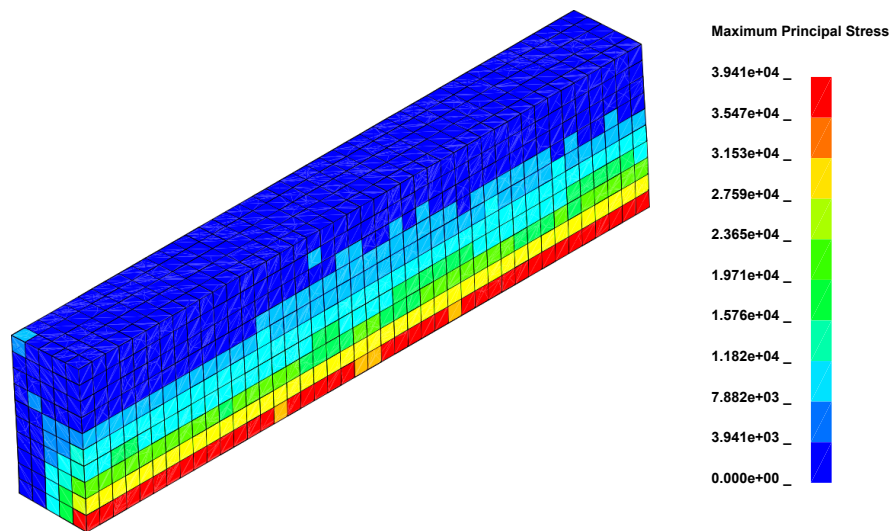
FIGURE 4.8 Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux libres

TABLEAU 4.1 Comparaison des contraintes principales maximales pour la structure avec les bords latéraux libres, entre les modèles SPH et EF

Contrainte P1 maximale (Pa)	t=0.16s	t=0.2s
Modèle EF	39411	29165
Modèle SPH	38902	27612
Ecart relatif	1.29%	5.32%

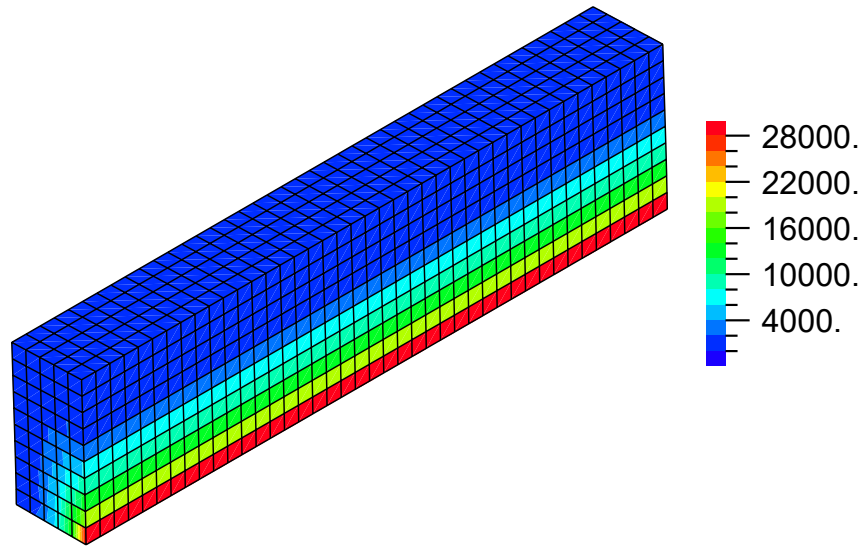


(a) Modèle éléments finis

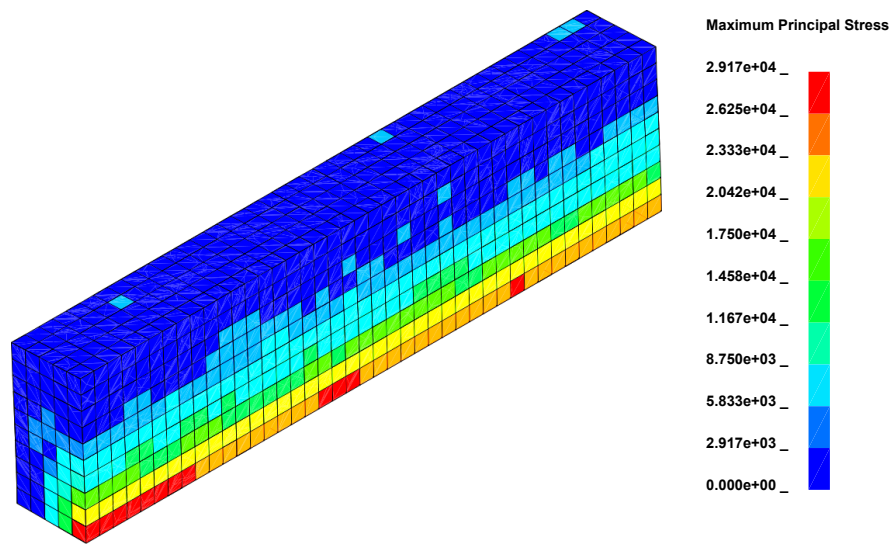


(b) Modèle SPH

FIGURE 4.9 Comparaison des contraintes maximales P1 pour la structure avec les bords latéraux libres, à $t=0.16s$, maillage 5, entre les modèles avec le SPH et avec les éléments finis.



(a) Modèle éléments finis



(b) Modèle SPH

FIGURE 4.10 Comparaison des contraintes maximales P1 pour la structure avec les bords latéraux libres, à $t=0.2s$, maillage 5, entre les modèles avec le SPH et avec les éléments finis

4.2.4 Comparaison du cas 1 avec une structure flexible et les bords latéraux fixes, 3D

Dans cette étude, les bords latéraux de la structure du Cas 1 sont fixées comme représenté dans la figure 4.11. Les autres paramètres du modèle restent identiques à ceux de la partie précédente 4.2.3.

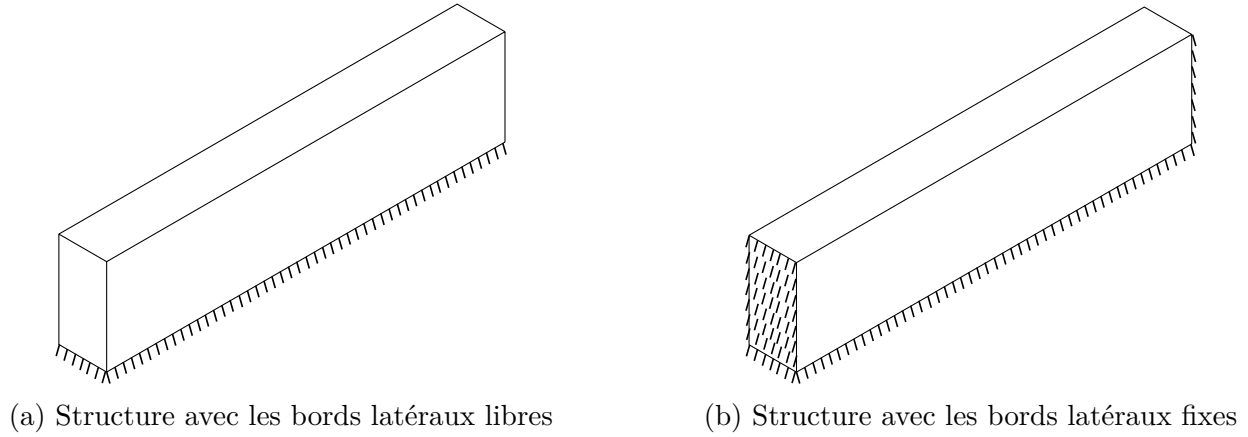


FIGURE 4.11 Définition des conditions frontières aux bords latéraux de la structure, cas 1

En observant les figures 4.13, 4.14, 4.15, 4.16, on constate une correspondance entre les modèles en EF et en SPH. Les ordres de grandeur sont similaires et les comportements généraux reproduisent fidèlement celui observé précédemment pour la structure avec les bords libres. Cependant, la figure 4.12, relative aux déplacements, relève un écart plus marqué entre le modèle en EF et celui en SPH. Cette différence est particulièrement notable en comparaison aux modèles avec les bords latéraux libres, comme illustré sur la figure 4.17. Alors que ces derniers montraient un écart de 1,6% sur le déplacement relatif entre les modèles EF et SPH, les modèles avec les bords latéraux fixes présentent une différence de 2,8%.

La comparaison entre les configurations de conditions aux limites met en évidence une différence de sensibilité marquée entre les modèles EF et SPH. Dans le cas des éléments finis, le fluide et la structure sont modélisés de manière continue, assurant une transmission rigide et homogène des efforts à travers le maillage. Le blocage des bords latéraux de la structure accroît alors significativement la raideur globale du système, limitant les déformations et réduisant le déplacement maximal observé. En revanche, pour le modèle avec un couplage SPH—EF, où le fluide est représenté par des particules SPH interagissant avec la structure en EF, le chargement exercé sur la paroi est plus diffus et localisé. Les forces de pression sont calculées à partir d'interactions particule-surface et présentent un caractère moins contraint

que dans le cas maillé. Cette nature plus souple du couplage fluide-structure atténue l'influence des conditions aux limites latérales. La différence entre les configurations avec des bords latéraux libres et fixes devient ainsi moins prononcée.

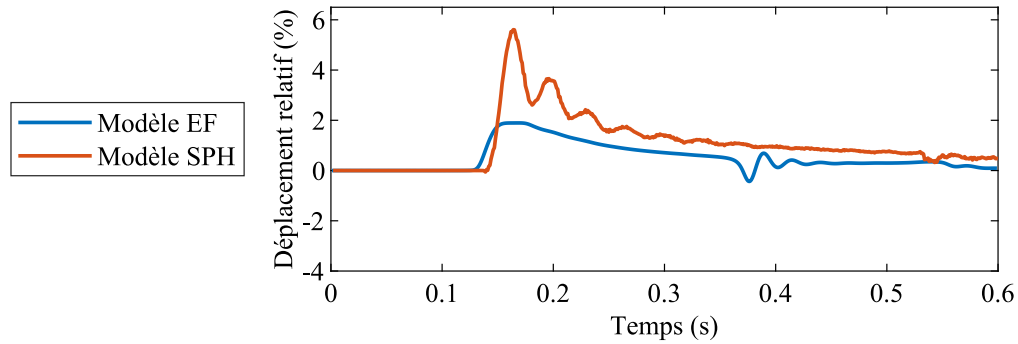


FIGURE 4.12 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes

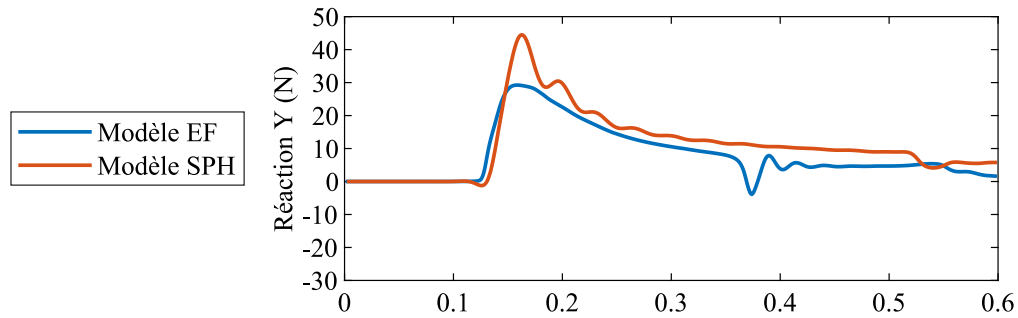


FIGURE 4.13 Comparaison de la réaction de cisaillement à la base de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes

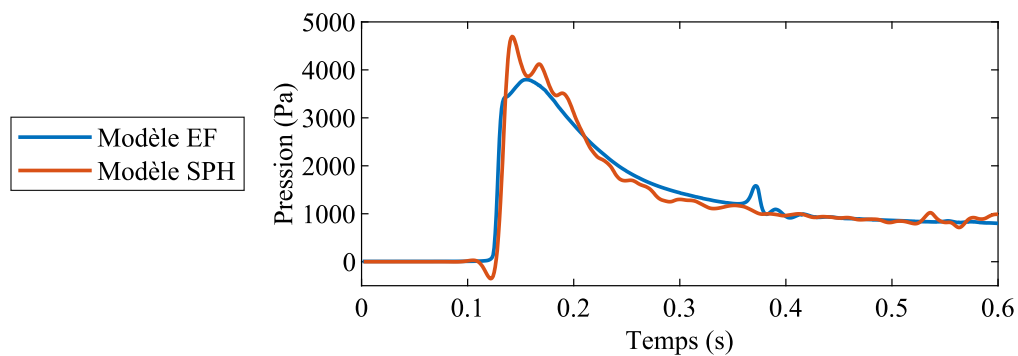


FIGURE 4.14 Comparaison de la pression à la base au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes

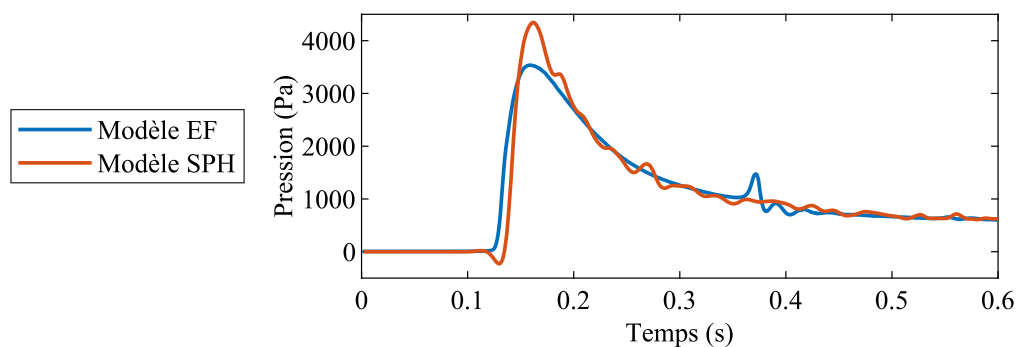


FIGURE 4.15 Comparaison de la pression à mi-hauteur au centre de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes

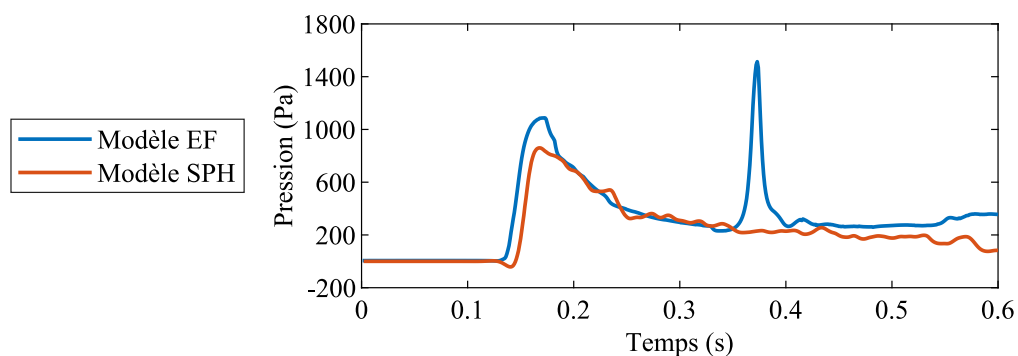


FIGURE 4.16 Comparaison de la pression à mi-hauteur au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH, Cas 1, bords latéraux fixes

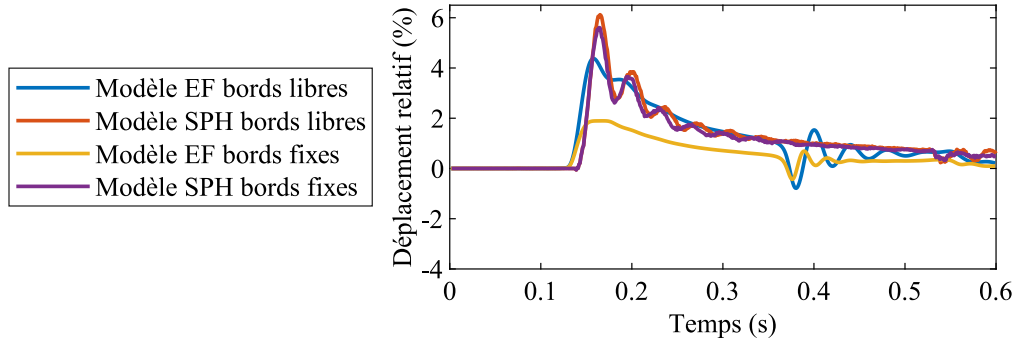


FIGURE 4.17 Comparaison du déplacement relatif au sommet de la structure pour les modèles en EF et en SPH en fonction des conditions aux bords latéraux, Cas 1

4.3 Cas 2 - Comparaison des modèles SPH et éléments finis

4.3.1 Comparaison du cas 2 avec la littérature

Les modèles 2D et 3D développés à l'aide des méthodes des éléments finis (EF) et des particules lissées (SPH) sont comparés à différents résultats issus de la littérature. La Figure 4.18 met en évidence une bonne cohérence entre les modèles EF et SPH, en 2D comme en 3D, et les résultats obtenus par Liao et al. [31], Martinez et al. [78] et Sun et al. [79]. De manière générale, l'amplitude ainsi que l'instant de l'impact sont correctement prédits par les simulations. Néanmoins, les modèles EF apparaissent comme les plus proches des résultats expérimentaux de Liao et al. [31], en particulier dans la phase post-impact. Les modèles SPH ont tendance à surestimer le déplacement maximal au moment du pic. En régime stabilisé, l'ensemble des simulations converge vers un même ordre de grandeur, avec des déplacements légèrement supérieurs à ceux mesurés expérimentalement. Cet écart demeure toutefois acceptable au regard des incertitudes expérimentales et des différences de modélisation. Dans l'ensemble, la figure confirme la capacité des modèles EF et SPH proposés à reproduire la dynamique du cas 2, avec un accord particulièrement satisfaisant pour les modèles tridimensionnels.

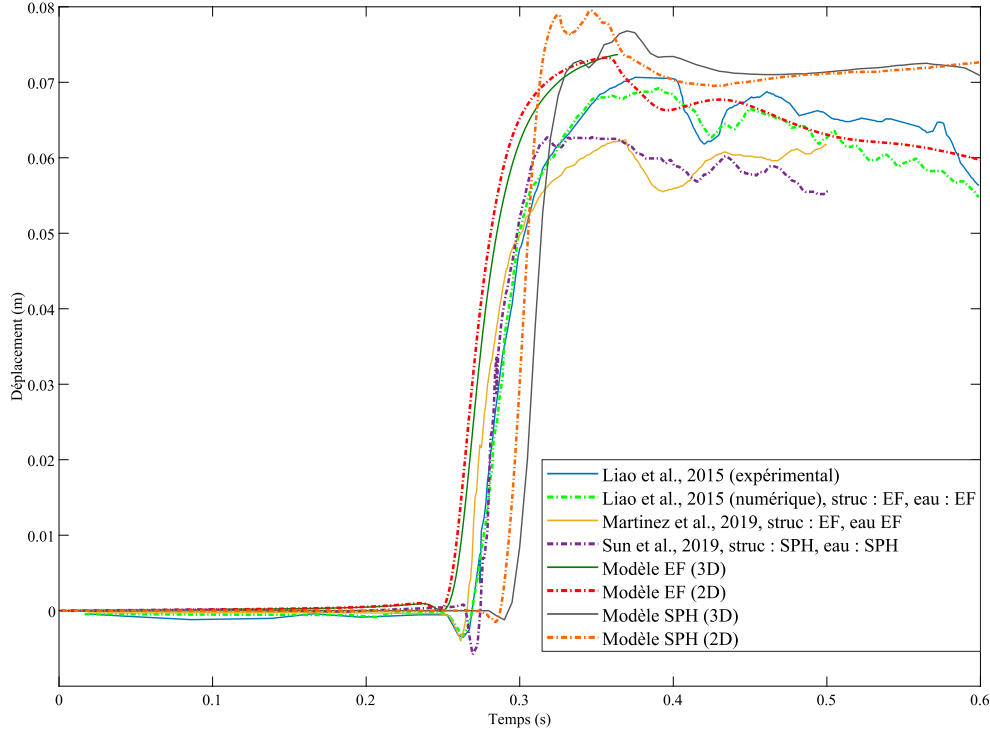


FIGURE 4.18 Comparaison du déplacement à $z=0.09\text{m}$ pour les modèles EF et SPH avec la littérature pour le cas 2

4.3.2 Comparaison du Cas 2 : Influence de la flexibilité de la structure en 2D

Les figures 4.19, 4.20 et 4.21 illustrent l'effet de la flexibilité de la structure sur la réponse dynamique lors de l'impact hydrodynamique, en comparant les résultats obtenus avec la méthode des éléments finis et la méthode SPH. Les trois configurations correspondent respectivement à des structures de rigidité croissante, avec $E = 1 \times 10^6$, $E = 1 \times 10^7$ et $E = 1 \times 10^8$ Pa. L'augmentation du module d'Young entraîne une réduction progressive des déplacements maximaux et des oscillations post-impact. Les structures les plus souples ($E = 1 \times 10^6$ Pa et $E = 1 \times 10^7$ Pa) présentent des réponses plus amples et prolongées dans le temps, caractérisées par un décalage du pic principal et une série d'oscillations résiduelles significatives. Ce comportement traduit un couplage fluide-structure plus prononcé : l'énergie du fluide est partiellement absorbée puis restituée par la structure, ce qui amplifie la réponse dynamique. À l'inverse, la structure la plus rigide ($E = 1 \times 10^8$ Pa) réagit de manière quasi instantanée, avec un pic plus net et une décroissance rapide. La comparaison entre les deux méthodes numériques met en évidence des différences notables dans la forme et l'amplitude des réponses. Les résultats obtenus avec la méthode SPH tendent à présenter des pics légèrement plus élevés et des oscillations post-impact plus marquées, en particulier

pour les structures souples. À l'inverse, les résultats issus de la méthode des éléments finis apparaissent plus lissés et amortis, en raison d'une dissipation numérique plus importante et d'un schéma de discrétisation plus stable pour les faibles rigidités.

Pour les structures très flexibles ($E = 1 \times 10^6$ Pa), la méthode SPH conduit à des réactions nettement supérieures à celles obtenues par la méthode EF (écart relatif de l'ordre de 44 %), tandis que les déplacements maximaux demeurent relativement proches (écart inférieur à 8 %). À mesure que la rigidité augmente ($E = 1 \times 10^7$ puis $E = 1 \times 10^8$ Pa), les différences de cisaillement à la base entre les deux méthodes diminuent progressivement. Cependant, les amplitudes de déplacement présentent de légères divergences. La réponse temporelle des deux modèles tend néanmoins à converger. Ainsi, la méthode SPH a tendance à surestimer les efforts dans le cas de structures souples, tandis qu'elle reproduit de manière plus fidèle le comportement obtenu par la méthode des éléments finis pour des structures plus rigides.

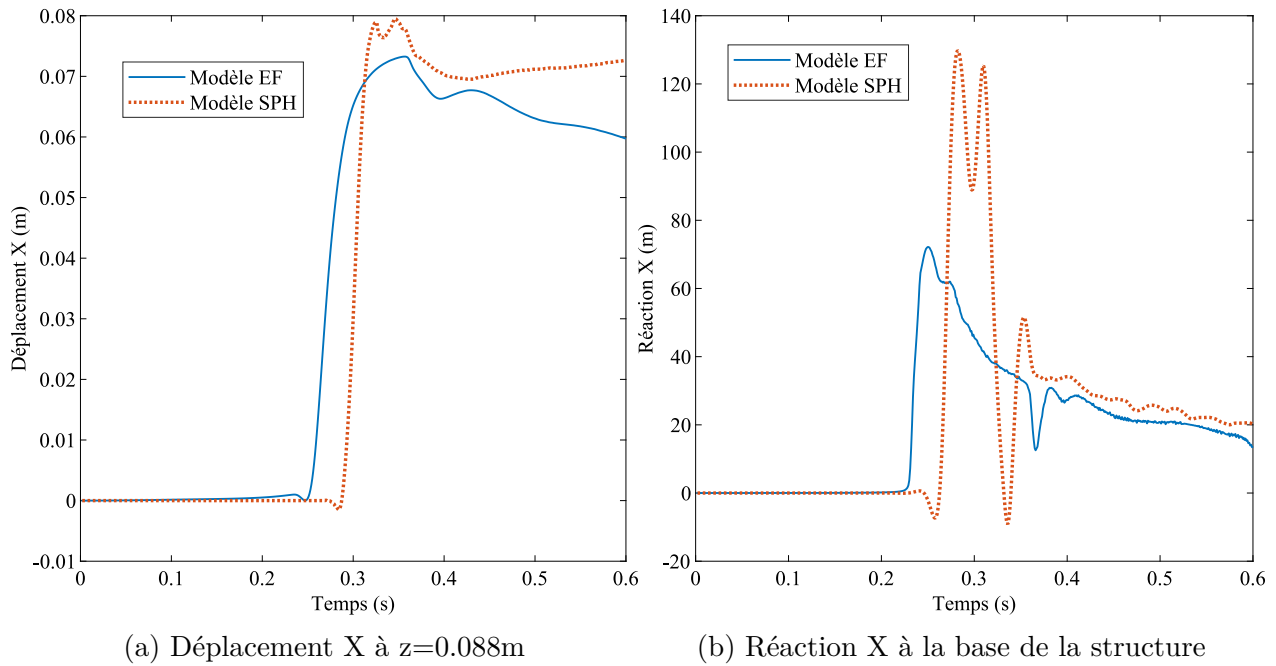


FIGURE 4.19 Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^6$)

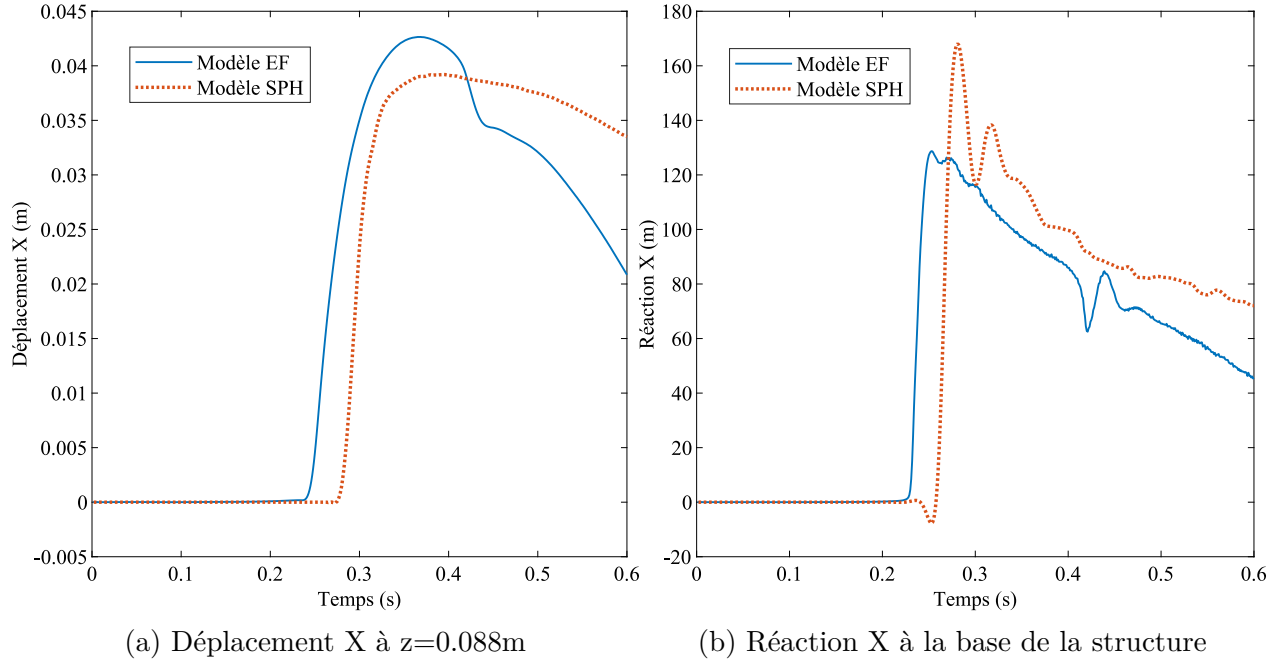


FIGURE 4.20 Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^7$)

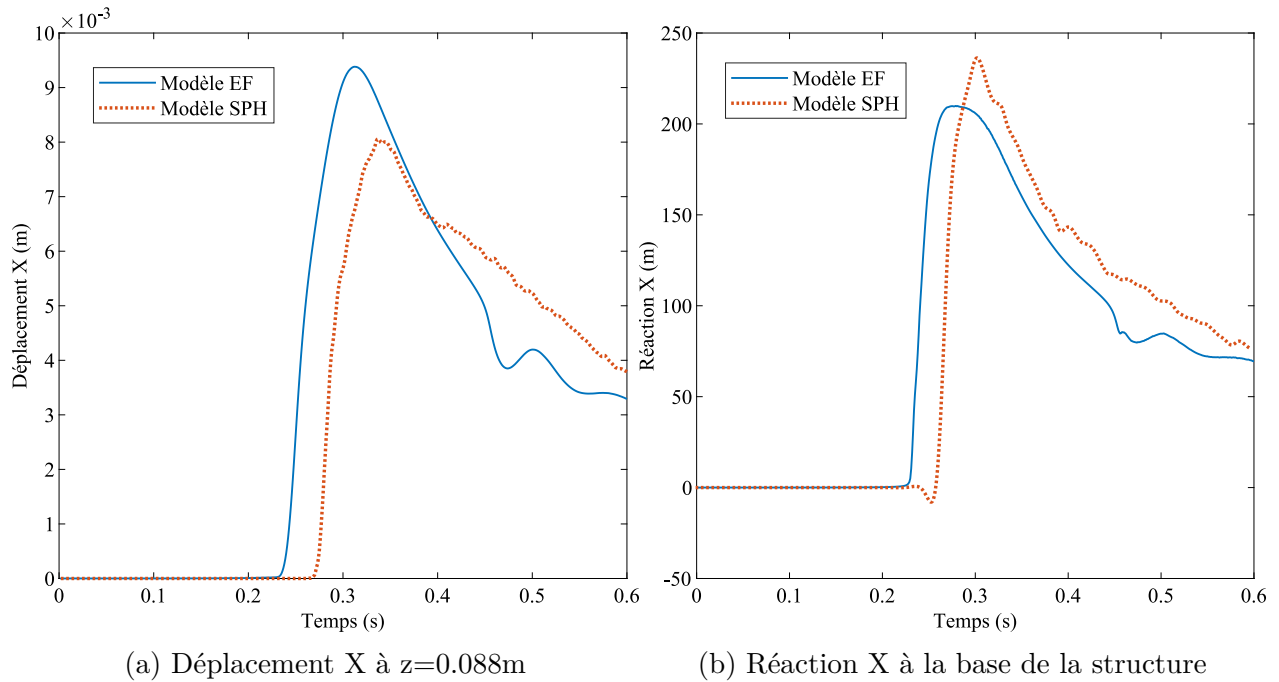


FIGURE 4.21 Cas 2, comparaison des méthodes EF et SPH pour une structure flexible ($E = 1 \times 10^8$)

TABLEAU 4.2 Comparaison des réactions X et des déplacements X maximums en fonction de la flexibilité de la structure

Module d'Young	Paramètre	Méthode EF	Méthode SPH	Écart relatif
$E = 1 \times 10^6$	Réac. max (N)	72	128,6	44%
	Déplt. max (m)	0.0732	0.0789	7.2%
$E = 1 \times 10^7$	Réac. max (N)	128.7	166.6	22.7%
	Déplt. max (m)	0.0426	0.039	8%
$E = 1 \times 10^8$	Réac. max (N)	209.8	236.2	10.8%
	Déplt. max (m)	0.0094	0.008	14%

4.4 Conclusion

Ce chapitre a permis d'évaluer les performances comparées des méthodes des éléments finis (EF) et du modèle couplé SPH-EF, dans lequel le fluide est représenté par des particules SPH tandis que la structure est modélisée en éléments finis. Les analyses réalisées sur les Cas 1 et 2, en deux et trois dimensions, et pour différentes configurations de conditions aux limites, mettent en évidence une cohérence globale satisfaisante entre les deux approches numériques.

Dans le Cas 1, portant sur une structure rigide ou flexible, les deux méthodes reproduisent correctement l'instant de l'impact ainsi que les tendances générales des pressions, réactions et déplacements. Toutefois, le modèle couplé SPH-EF présente des réponses plus impulsives, caractérisées par des pics de pression et de réaction plus élevés ainsi que par des oscillations post-impact plus marquées. Ce comportement résulte de la nature particulière de la modélisation du fluide, où la compression locale des particules génère des chargements plus localisés et moins régularisés que dans un modèle EF entièrement maillé.

La comparaison des configurations aux bords latéraux libres et fixés montre également une différence de sensibilité entre les deux approches. Les modèles EF, reposant sur une discrétisation continue, répercutent plus fortement le blocage latéral de la structure, ce qui augmente sa raideur globale et réduit ses déplacements. À l'inverse, le modèle SPH-EF est moins influencé par ces changements, en raison de la distribution plus diffuse du chargement fluide-structure, ce qui atténue l'effet des conditions aux limites latérales sur la réponse globale. Des études plus avancées devront être menées pour confirmer cette observation.

Les résultats du Cas 2 montrent que les structures souples amplifient la dynamique fluide-structure et conduisent à des oscillations plus importantes. Le modèle SPH-EF tend alors à surestimer les réactions maximales, avec des écarts pouvant atteindre 44% pour les faibles rigidités, tandis que les déplacements restent relativement proches de ceux obtenus par les EF.

À mesure que la rigidité augmente, les réponses temporelles des deux méthodes convergent, confirmant la fiabilité du modèle SPH-EF pour des structures rigides ou modérément flexibles. Les simulations, EF comme SPH-EF, reproduisent correctement l'amplitude et le timing de l'impact, avec une concordance particulièrement satisfaisante pour les modèles tridimensionnels. Les différences observées, notamment la tendance du modèle SPH-EF à surestimer les déplacements maximaux, restent cohérentes avec celles rapportées dans la littérature.

L'étude des temps de calcul du tableau 4.3 met en évidence un avantage significatif en faveur du modèle SPH-EF, les simulations étant en moyenne de quatre à neuf fois plus rapides que celles réalisées en EF, selon les configurations. Cette efficacité provient notamment de l'absence de maillage tridimensionnel du fluide et de la capacité naturelle de la méthode SPH à gérer les grandes déformations.

En résumé, le modèle couplé SPH-EF constitue une alternative pertinente pour la modélisation des impacts hydrodynamiques fortement non linéaires, à condition d'identifier soigneusement les paramètres numériques tels que la viscosité artificielle et le rayon de lissage. Les modèles EF demeurent néanmoins généralement plus robustes pour la prédiction plus précise des contraintes internes, en particulier pour des structures très flexibles ou lorsque les conditions aux limites jouent un rôle déterminant dans la réponse.

TABLEAU 4.3 Comparaison des temps de calcul pour les deux cas en 3D et deux méthodes selon les conditions aux limites latérales

Cas	Conditions frontières	Méthode EF	Méthode SPH	Ratio (EF/SPH)
Cas 1	Bords libres	106 h	12 h	8.83
	Bords fixes	49 h	13 h	3.77
Cas 2	Bords libres	120 h	22 h	5.45
	Bords fixes	pour $t_{final} = 0.365s$ 119 h	23 h	5.17

CHAPITRE 5 IMPLÉMENTATION D'UNE NOUVELLE CONDITION FRONTIÈRE DE TRONCATION POUR LES MODÈLES EN ÉLÉMENTS FINIS

5.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter une nouvelle condition frontière permettant de simplifier les modèles CFD en éléments finis. Dans les simulations d'interaction fluide-structure, le domaine fluide est généralement bien plus étendu que la structure étudiée. Ainsi, lorsqu'un raffinement du maillage structural est nécessaire pour améliorer la précision des réponses mécaniques, il implique souvent un raffinement équivalent du maillage CFD, ce qui accroît fortement les coûts de calcul. Pour limiter cette complexité, on propose de réduire la taille du domaine CFD en remplaçant la zone amont modélisant la rupture du barrage par une condition frontière de troncation. Cette dernière vise à maintenir la continuité de l'écoulement tout en imposant les informations d'entrée nécessaires, permettant ainsi de préserver la pertinence physique du modèle tout en réduisant le temps de calcul.

5.2 Données d'entrée

Selon l'équation de transport de la méthode VOF 2.18, deux paramètres sont nécessaires pour assurer la continuité de l'écoulement d'un fluide : le coefficient de ratio de masses α et le vecteur de vitesse. Le reste des paramètres d'état du fluide est calculé à partir de ces deux données d'entrée, que ce soit la densité directement issue de α via l'équation 2.19 ou la pression avec les équations de Navier-Stokes.

5.3 Interpolation de l'élément FCBI-C

L'une des difficultés associées à cette nouvelle condition frontière de troncation provient de l'utilisation de l'élément FCBI-C dans ADINA pour la modélisation de l'écoulement. En effet, cet élément calcule les paramètres d'écoulement au centre des éléments, et non aux nœuds. Or, ADINA n'autorise l'imposition de données qu'aux nœuds, ce qui nécessite une conversion préalable des données d'entrée afin de les rendre compatibles avec cette contrainte logicielle. Cette transformation est illustrée par la figure 5.1.

Les données d'entrée $\alpha_{n,1}$, $\alpha_{n,2}$, $\alpha_{n,3}$, $\alpha_{n,4}$ sont moyennées pour donner une valeur centrale à l'élément : $\alpha_{E,1}$, $\alpha_{E,2}$, $\alpha_{E,3}$ selon l'équation généralisée 5.1. Finalement, les valeurs sont

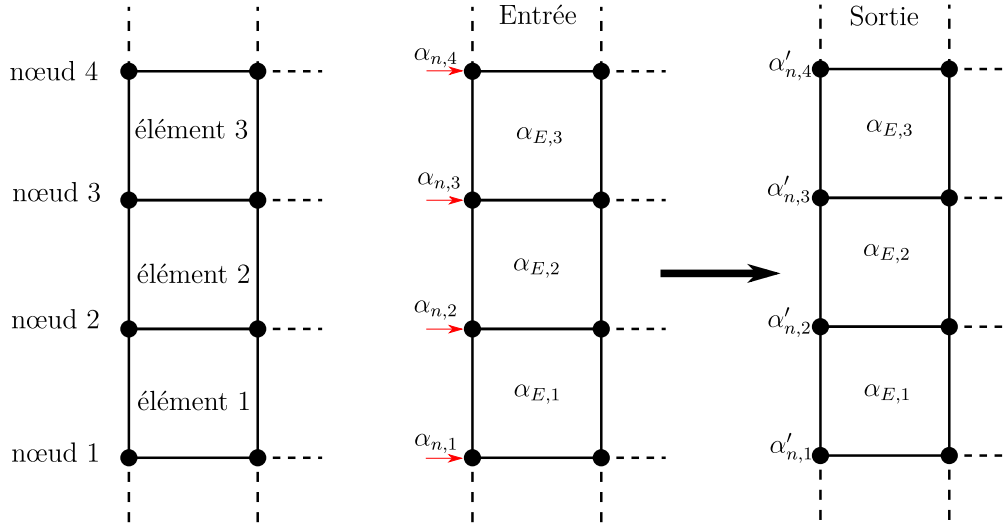


FIGURE 5.1 Schéma Interpolation VOF de l'élément FCBI-C

recalculées aux nœuds selon l'équation généralisée 5.2 pour obtenir $\alpha'_{n,1}$, $\alpha'_{n,2}$, $\alpha'_{n,3}$, $\alpha'_{n,4}$.

$$\alpha_{E,i} = \frac{\alpha_{n,i} + \alpha_{n,i+1}}{2} \quad (5.1)$$

$$\alpha'_{n,i} = \begin{cases} \frac{\alpha_{E,i-1} + \alpha_{E,i}}{2}, & \text{si l'élément n'est pas un élément frontière;} \\ \alpha_{E,i} \text{ ou } \alpha_{E,i-1}, & \text{si l'élément est un élément frontière.} \end{cases} \quad (5.2)$$

5.4 Exemple préliminaire

Cette formulation de l'élément FCBI-C pose donc un problème quant à la représentation numérique de la surface libre du fluide. Si on prend l'exemple d'un maillage grossier comme dans la figure 5.2, on remarque que la valeur du VOF au nœud 2 a été modifiée, ainsi on ne se retrouve pas avec 100% d'eau à 0.03m de hauteur mais avec 75% d'eau. De la même façon au nœud 3, on a un VOF de 0,25 contre un VOF voulu de 0. Ces différences impliquent un changement dans le reste des paramètres du fluide puisque la répartition de masse et la pression sont, par exemple, directement induites par le VOF. Ainsi, pour obtenir la surface libre à la hauteur voulue, la solution est de raffiner le maillage du modèle. L'interpolation entre les nœuds sera toujours présente, mais son effet sur la hauteur d'eau sera atténué à mesure que la taille de l'élément diminue.

On prend un exemple simplifié d'un écoulement créé à partir d'INLET pour voir l'impact du raffinement du maillage. Les géométries du modèle sont explicitées dans la figure 5.3. On décide d'avoir un niveau d'eau à 0.03m et de raffiner le maillage en divisant la taille des

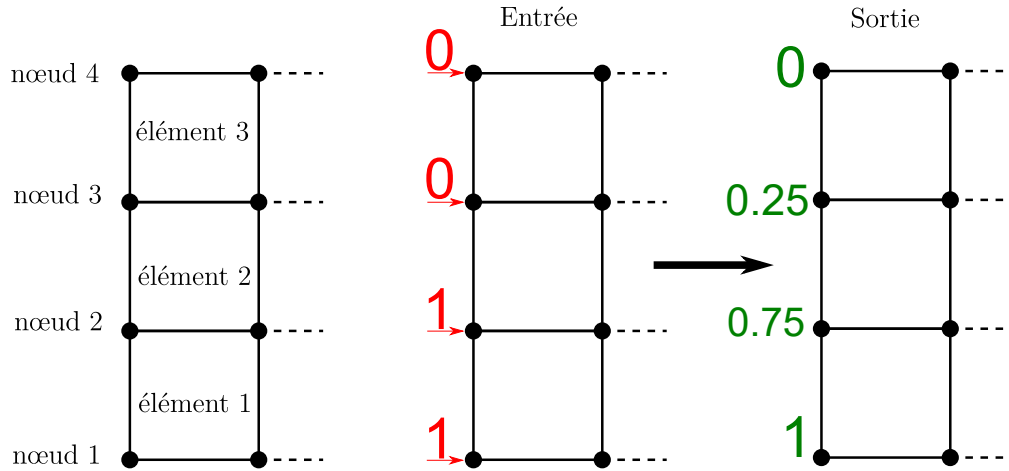


FIGURE 5.2 Schéma Interpolation VOF de l'élément FCBI-C

éléments par 2 à chaque nouveau maillage.

Pour tous les maillages, les données d'entrée sont pour $z \in [0; 0.03]$:

1. $\alpha = 1$; correspond à de l'eau
2. $V_y = 1m/s$; choisi arbitrairement

pour $z > 0.03m$: les données sont nulles.

La figure 5.4 montre l'impact du maillage sur la précision et le respect des données d'entrée. Ainsi, on observe qu'à mesure que l'on raffine le maillage, la position de la surface libre de l'eau devient de plus en plus proche de celle voulue à 0.03m. De la même façon, la consigne de vitesse est respectée à mesure que l'on affine le maillage. La figure 5.5 montre les différences entre les maillages quant à la représentation de l'écoulement. On observe qu'à mesure que le maillage est raffiné, la description du fluide est plus précise avec une forme plus lisse. Le maillage 6 correspond donc à une condition suffisante pour permettre de capter au mieux les consignes de VOF et de vitesse. Le tableau 5.1 montre les différentes tailles de mailles ainsi que leur rapport vis-à-vis de l'échelle de hauteur du modèle. On peut ainsi affirmer que pour respecter les consignes de VOF et de vitesse, un maillage dont la taille représente 1% de la hauteur du modèle doit être choisi.

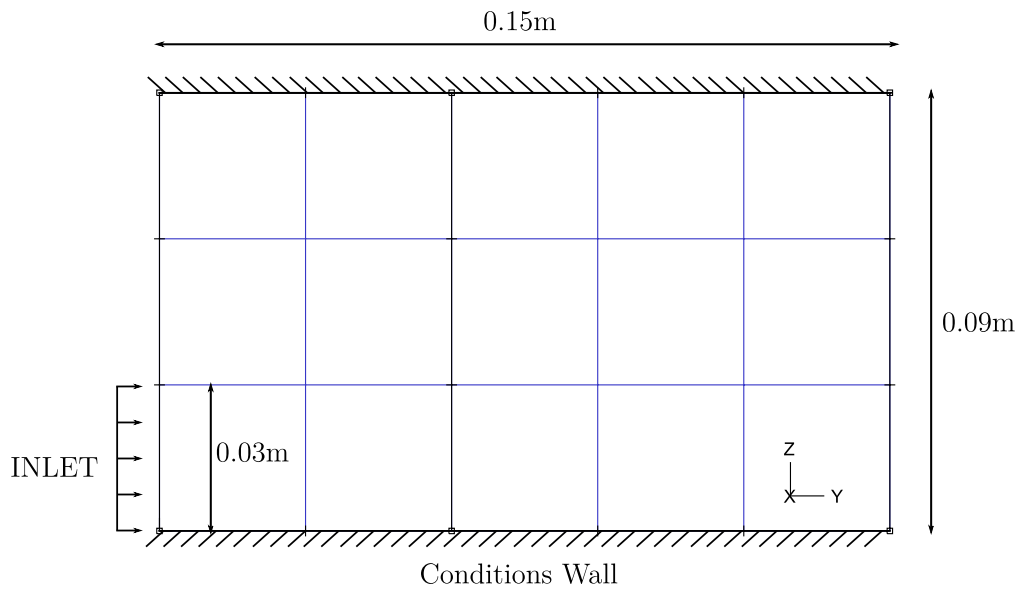


FIGURE 5.3 Géométrie du modèle préliminaire - Maillage 1

TABLEAU 5.1 Récapitulatif des maillages

	Taille de maille (m)	Nombre d'éléments sur la hauteur	% d'échelle
Maillage 1	0.03	3	33%
Maillage 2	0.015	6	17%
Maillage 3	0,0075	12	8%
Maillage 4	0,00375	24	4%
Maillage 5	0,001875	48	2%
Maillage 6	0,0009375	96	1%

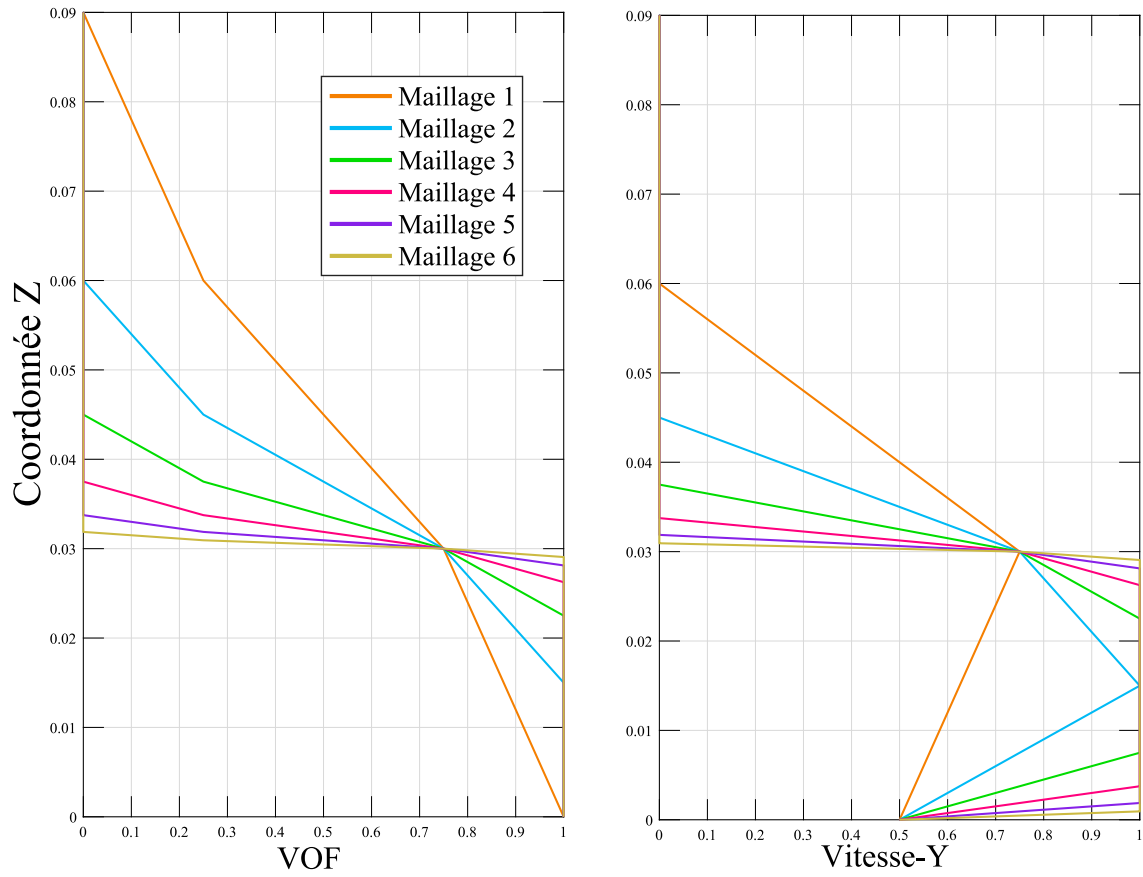


FIGURE 5.4 Impact du raffinement du maillage sur les paramètres d'entrée : VOF et Vitesse Y

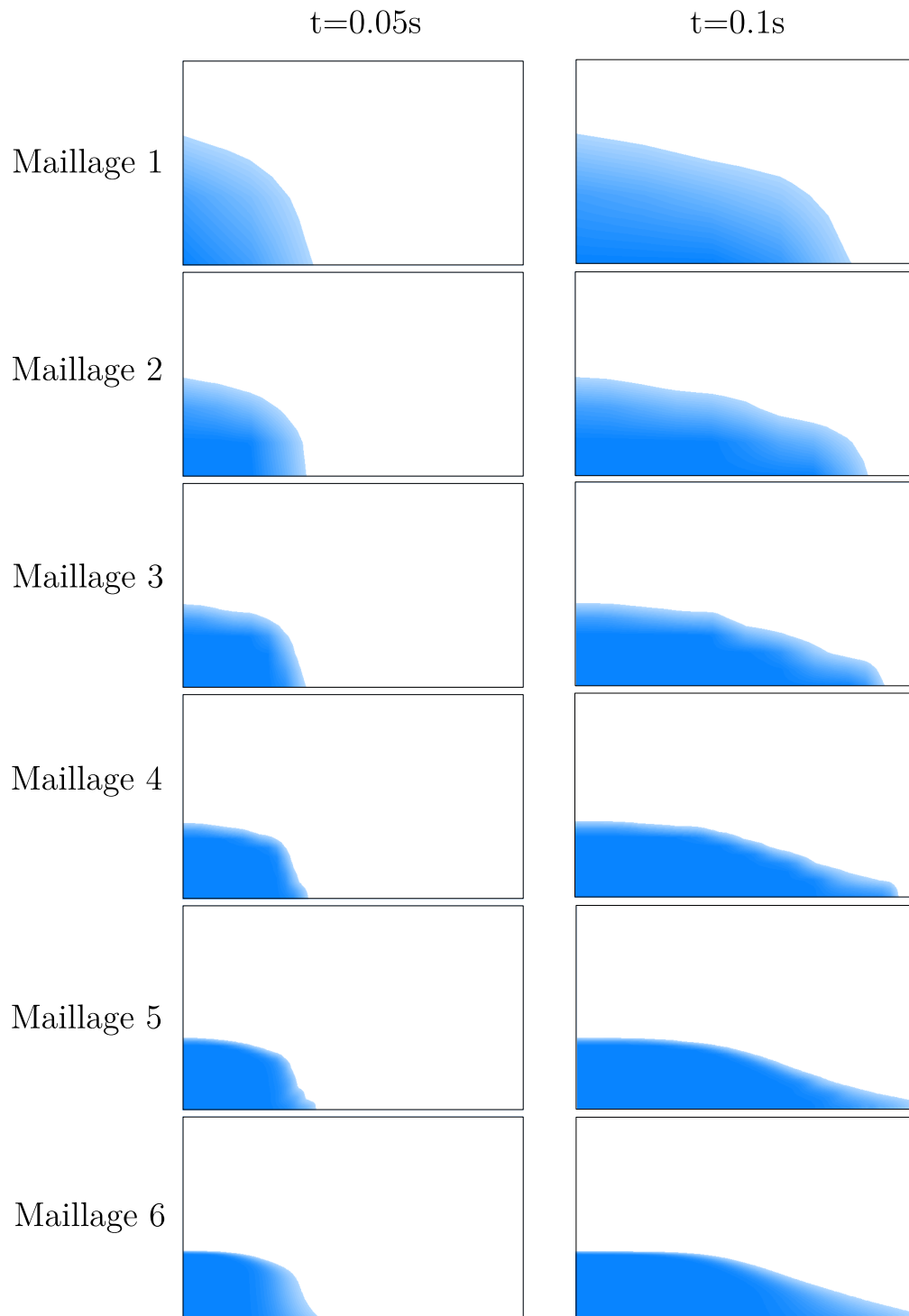


FIGURE 5.5 Comparaison des écoulements en fonction des différents maillages

5.5 Implémentation de la Troncation

5.5.1 Cas préliminaire

On veut désormais mettre en place la condition de troncature sur le modèle préliminaire sur la ligne de troncation à $y = 0.06m$. On fait rouler le modèle complet afin de pouvoir extraire, à chaque nœud de la ligne de troncation, la valeur de la variable VOF et du vecteur vitesse. Elles sont ensuite introduites directement dans le modèle tronqué en tant que chargement ou variable sur cette même ligne. La figure 5.6 montre cette implémentation des données.

Les figures 5.7, 5.8, 5.9, 5.10 montrent l'impact du maillage sur le respect des consignes entre le modèle complet et le modèle tronqué. Comme nous l'avons vu précédemment, les données d'entrée sont modifiées par l'élément FCBI-C ce qui crée un décalage entre le modèle complet et le tronqué. Cependant, à mesure que le maillage est raffiné la différence entre les deux modèles est réduite jusqu'à une correspondance au maillage 6. On remarque que la partie fluide a une convergence plus rapide que la partie air du modèle. En effet, dès le maillage 4, les courbes de vitesses, figures 5.9 et 5.10, montrent clairement une convergence pour la partie fluide, donc $y < 0.03m$, mais de grands écarts pour la partie air, $y > 0.03$. Seul le maillage 6 permet une adéquation parfaite entre les deux modèles. Les figures 5.11 montrent une correspondance de l'écoulement en termes de VOF pour les différents maillages entre les modèles complets et tronqués. En conclusion, il est donc nécessaire de raffiner le maillage des modèles afin de pouvoir appliquer la condition de troncation.

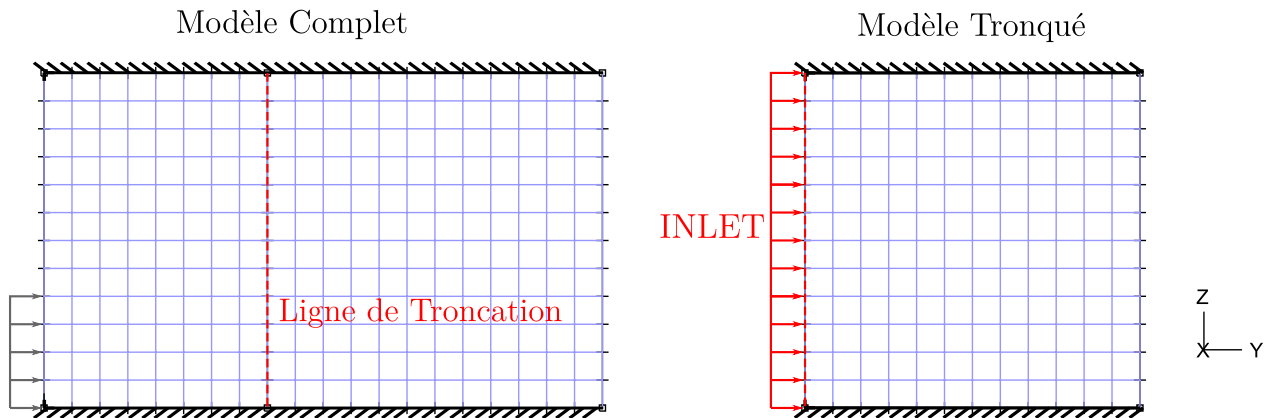


FIGURE 5.6 Modèle Complet et Tronqué du cas préliminaire

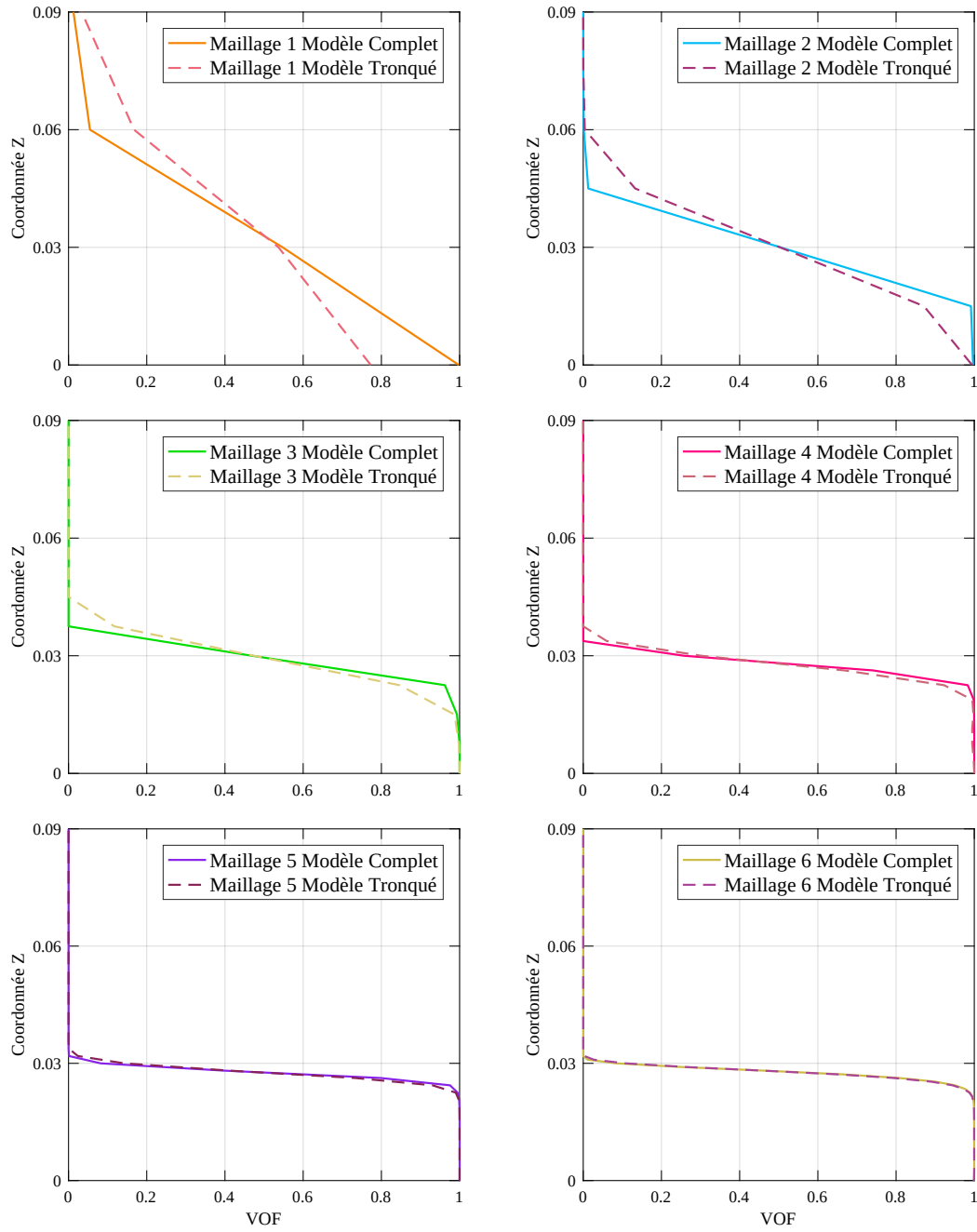


FIGURE 5.7 Comparaison du VOF : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$

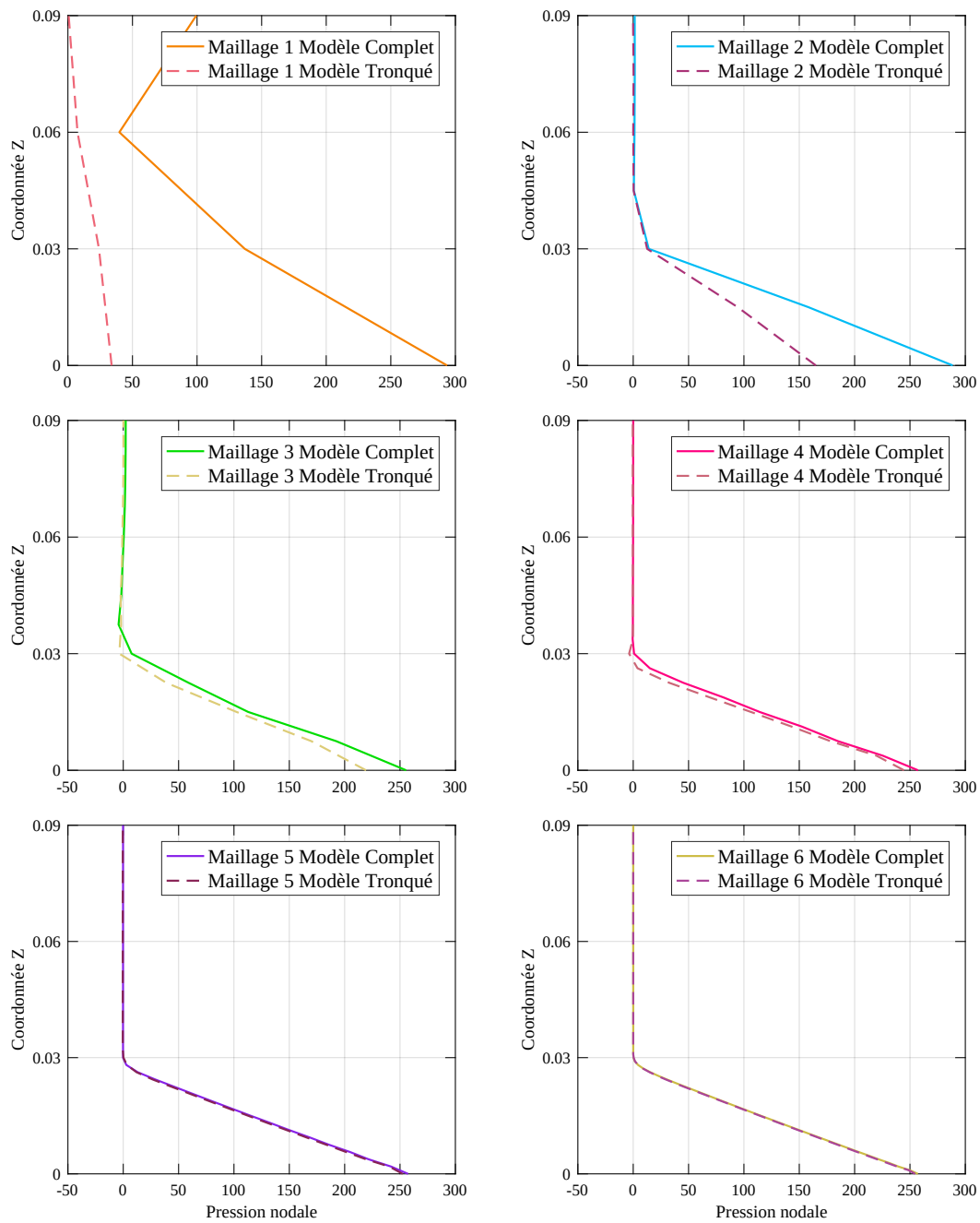


FIGURE 5.8 Comparaison de la Pression : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$

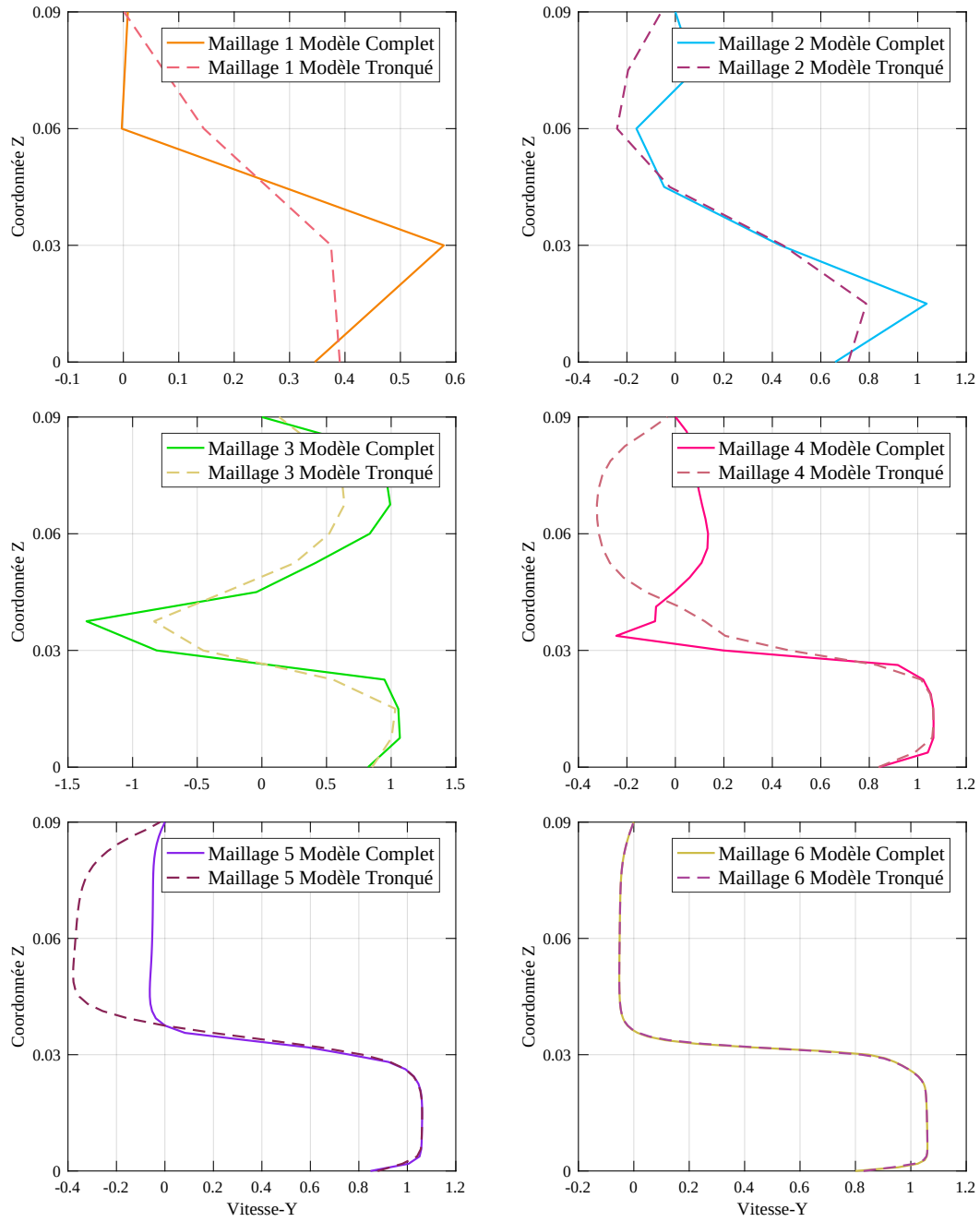


FIGURE 5.9 Comparaison de la vitesse Y : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$

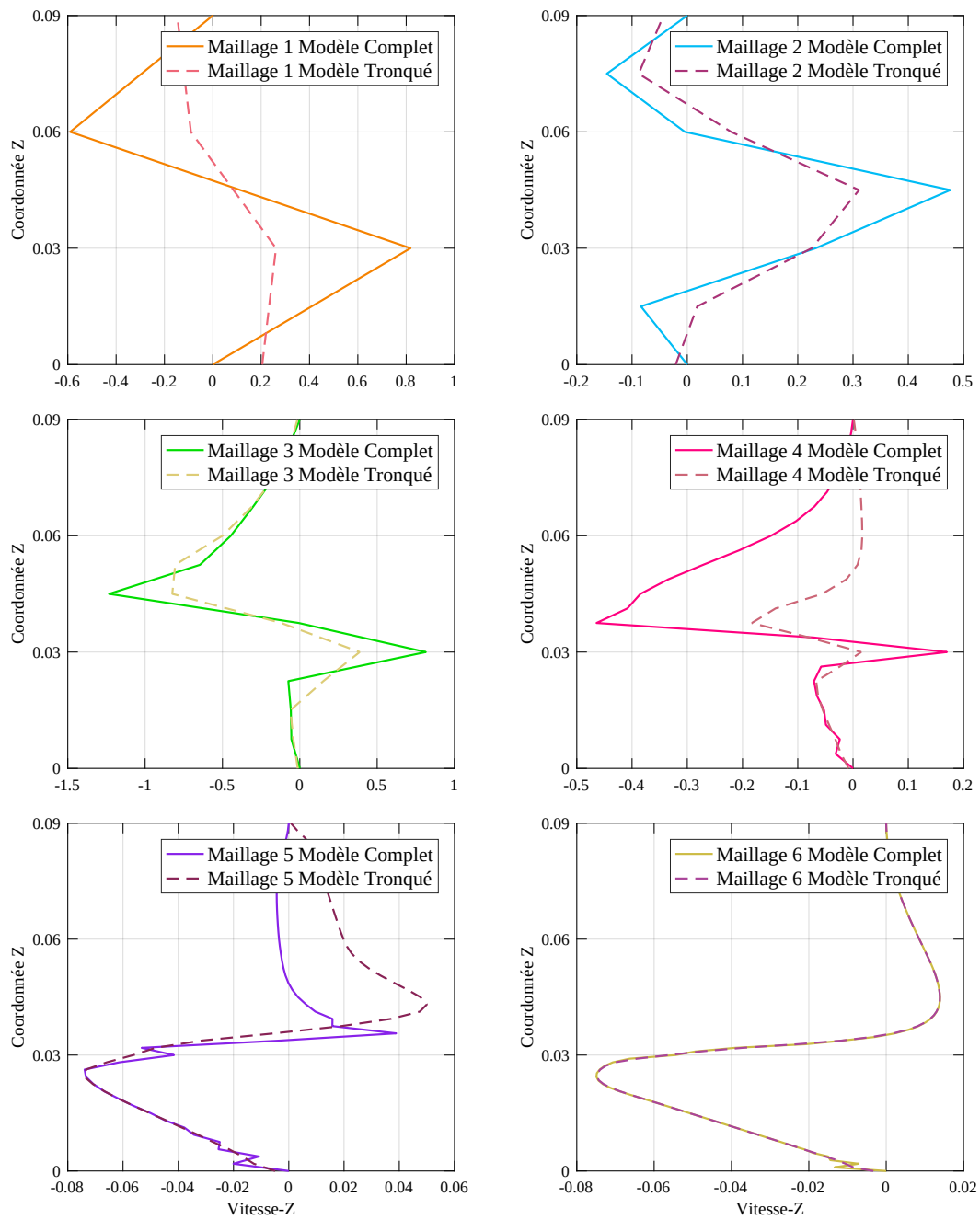


FIGURE 5.10 Comparaison de la vitesse Z : Modèle complet vs Modèle tronqué en fonction des maillages à $t=0.1s$

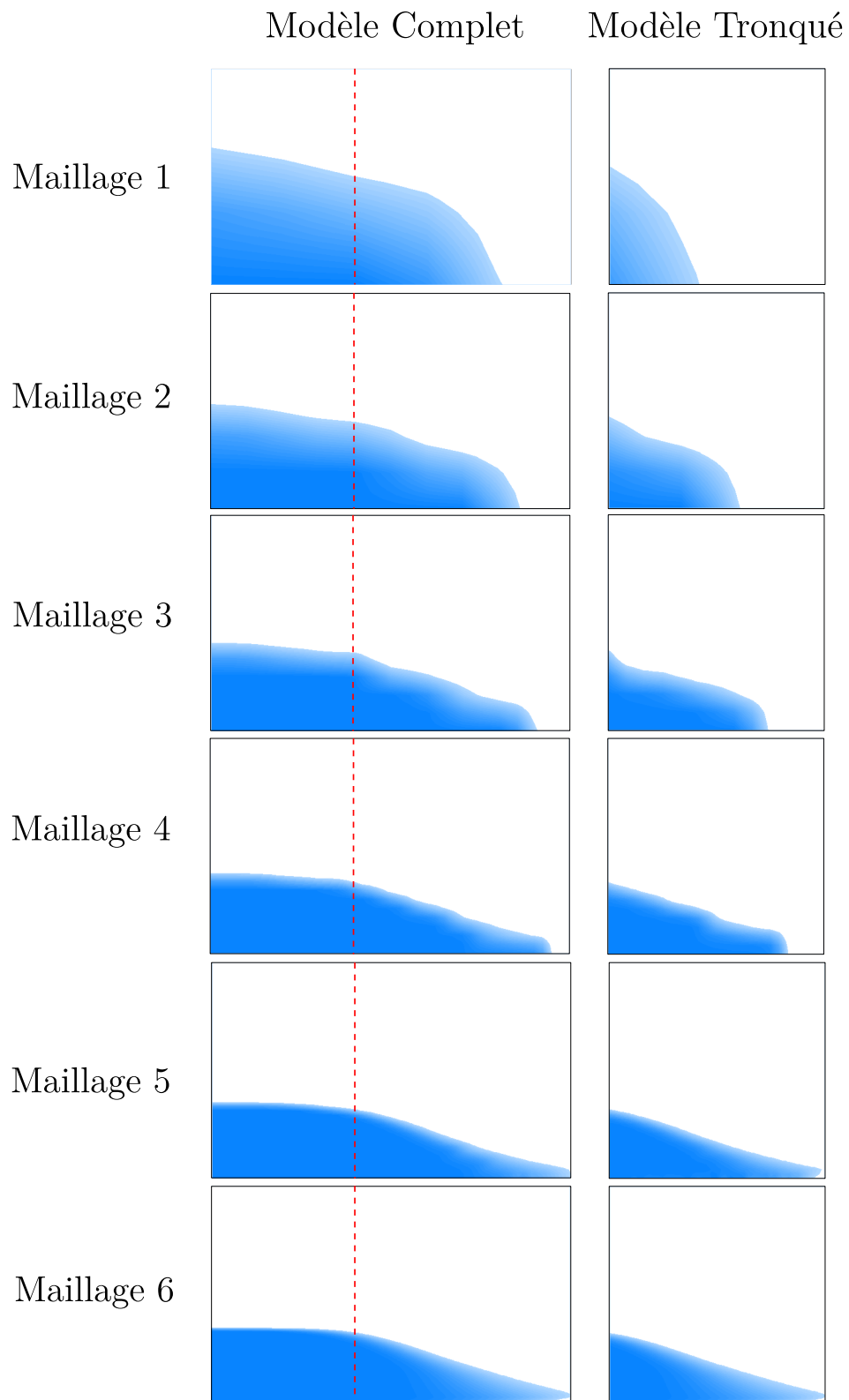


FIGURE 5.11 Comparaison des écoulements des modèles complets et tronqués en fonction des différents maillages à $t=0.1s$

5.5.2 Cas théoriques-expérimentaux

On considère désormais les cas expérimentaux déjà discutés dans le chapitre 3, le but de cette partie est de vérifier que l'implémentation d'une troncation dans un modèle Fluide-Structure n'a pas d'impacts significatifs sur la réponse structurelle. En effet, des différences sont observables dans le cas d'un écoulement sans structure si le maillage n'est pas assez raffiné, ce qui impliquerait de vouloir toujours raffiner davantage le maillage. Cependant, ce raffinement entraîne également une augmentation du temps de calcul. Si l'on rajoute à cela l'interaction fluide-structure, on peut aboutir à une augmentation exponentielle du temps de calcul. Le principe est donc de vérifier si, avec un maillage suffisamment raffiné mais adéquat pour garder un temps de calcul convenable, on peut conserver une réponse structurelle correcte.

On cherche également à mettre en avant l'impact que pourrait avoir la distance de cette troncature vis-à-vis de la structure en étudiant deux positions de troncature : une relativement éloignée de la structure, la troncation A, et l'autre plus proche, la troncation B.

Le maillage initialement choisi présente une maille de 0.005 m, ce qui, rapporté à la hauteur des cas étudiés, représente bien 1% de la hauteur. on rentre donc bien dans la condition nécessaire discutée dans la partie 5.4. Le maillage de la structure et de la partie fluide est identique. Les conditions d'écoulement ainsi que les différents paramètres sont inchangés par rapport au chapitre 3. Les figures 5.12 et 5.13 montrent les définitions des lignes de troncatures ainsi que des modèles tronqués. Le tableau 5.2 donne les coordonnées des lignes pour les deux cas étudiés dans les modèles complets.

TABLEAU 5.2 Coordonnées des lignes de troncatures pour les cas 1 et 3

	Cas 1	Cas 3
Troncation A	0.1752	0.3757
Troncation B	0.2433	0.4862

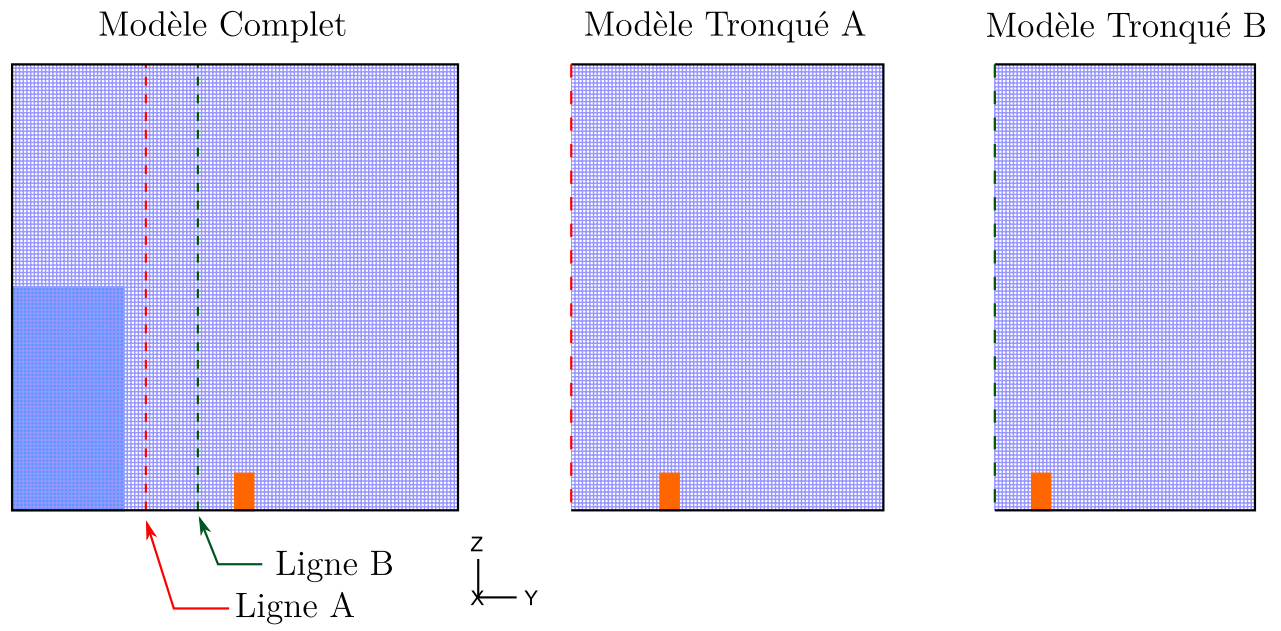


FIGURE 5.12 Définition des modèles tronqués du cas 1 à partir du modèle complet

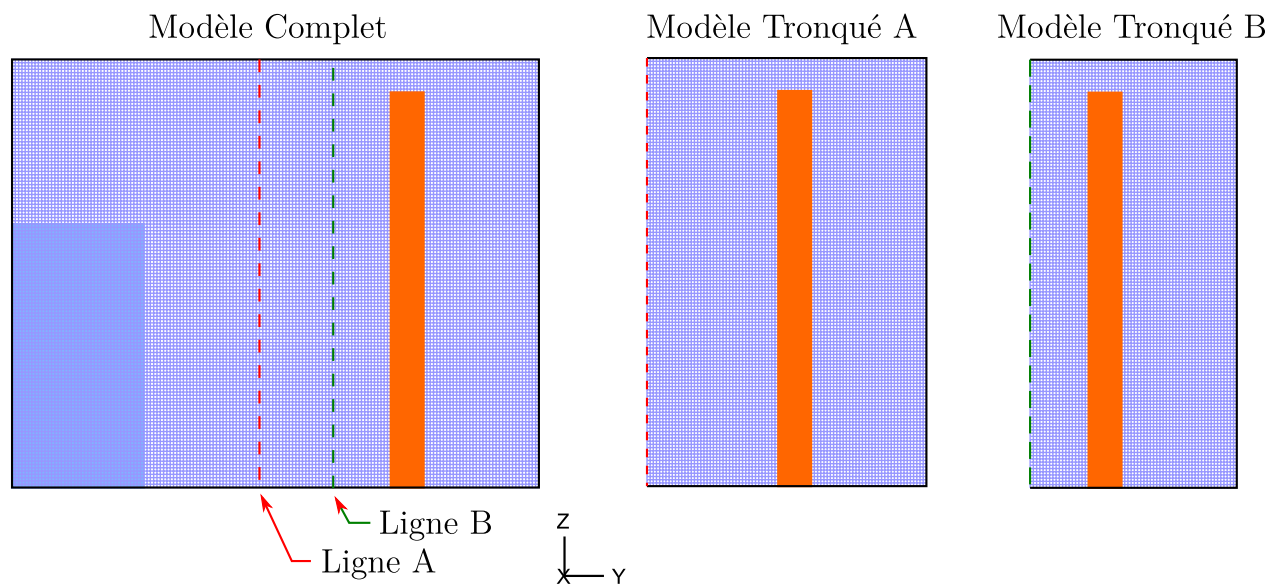


FIGURE 5.13 Définition des modèles tronqués du cas 3 à partir du modèle complet

Application au cas 1

Dans un premier temps, les données implémentées dans la condition de troncation sont issus du modèle complet avec la structure. Les figures suivantes montrent une bonne correspondance entre les modèles tronqués et le modèle complet. Le déplacement relatif ainsi que la réaction à la base de la structure sont identiques dans les 2 cas de troncation, voir les figures 5.15 et 5.14. Des différences sont cependant observables au niveau des contraintes internes de la structure. Au niveau 0, les contraintes de cisaillement YY sont sous évaluées dans les modèles tronqués ce qui montrent une sensibilité au niveau des conditions limites. De façon générale, entre les différents niveaux, les contraintes de cisaillement sont les marqueurs des plus grandes différences entre les modèles, en particulier sur les extrémités latérales de la structure (profondeur normalisé 0 et 1). Les niveaux 3 et 4 montrent des différences sur les contraintes ZZ de compression, les modèles tronqués surestiment les valeurs. Les résultats restent néanmoins satisfaisants, les différentes courbes suivent les mêmes allures. Ces premières conclusions sont donc encourageantes dans l'idée de pouvoir réduire la taille du domaine du fluide par rapport à celui de la structure.

On cherche maintenant à introduire au niveau de la condition de troncation des données issus d'un modèle complet sans structure. La figure 5.19 présentant le déplacement relatif au sommet de la structure et la figure 5.20 montrant le cisaillement à la base, permettent de mettre en avant une limite de la troncation. En effet, on observe que même si dans le cas du modèle tronqué A nous avons une bonne correspondance de déplacement et de cisaillement, ce n'est pas le cas pour le modèle tronqué B où les valeurs sont bien supérieures à celles du modèle complet. Cette différence s'explique par la proximité de la troncation B avec la structure. On en déduit qu'il ne faut pas d'une implémentation de la condition frontière de troncation trop proche de la structure étudiée si les données ne sont pas issus d'un modèle complet avec structure.

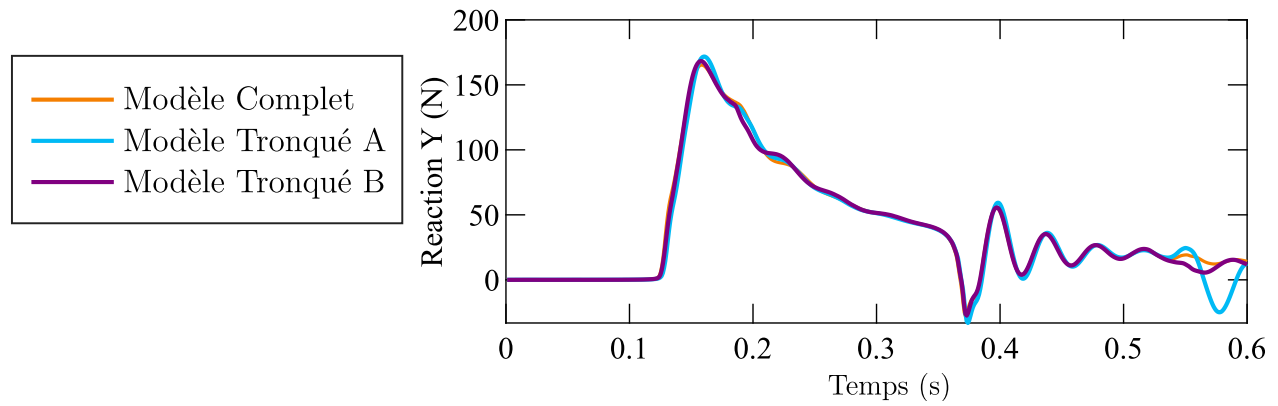


FIGURE 5.14 Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués Cas 1

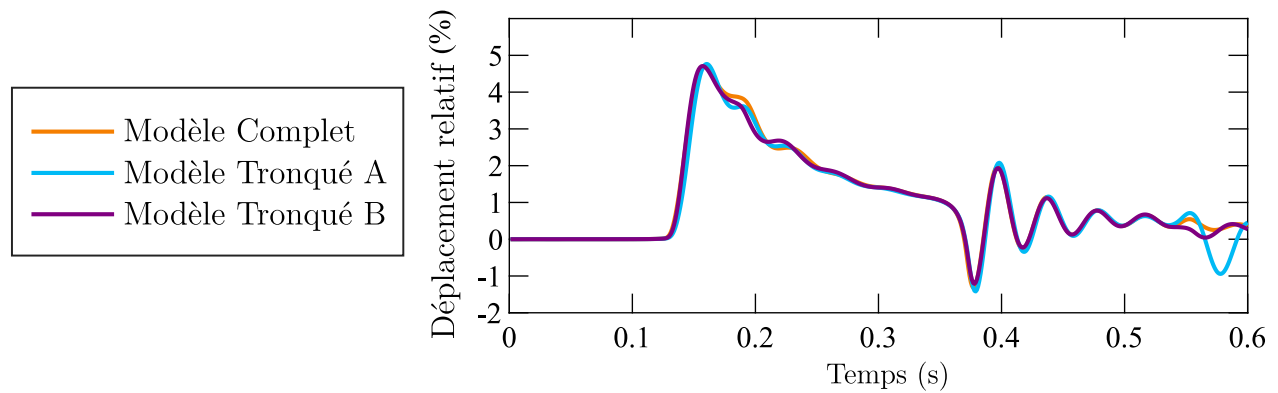


FIGURE 5.15 Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués Cas 1

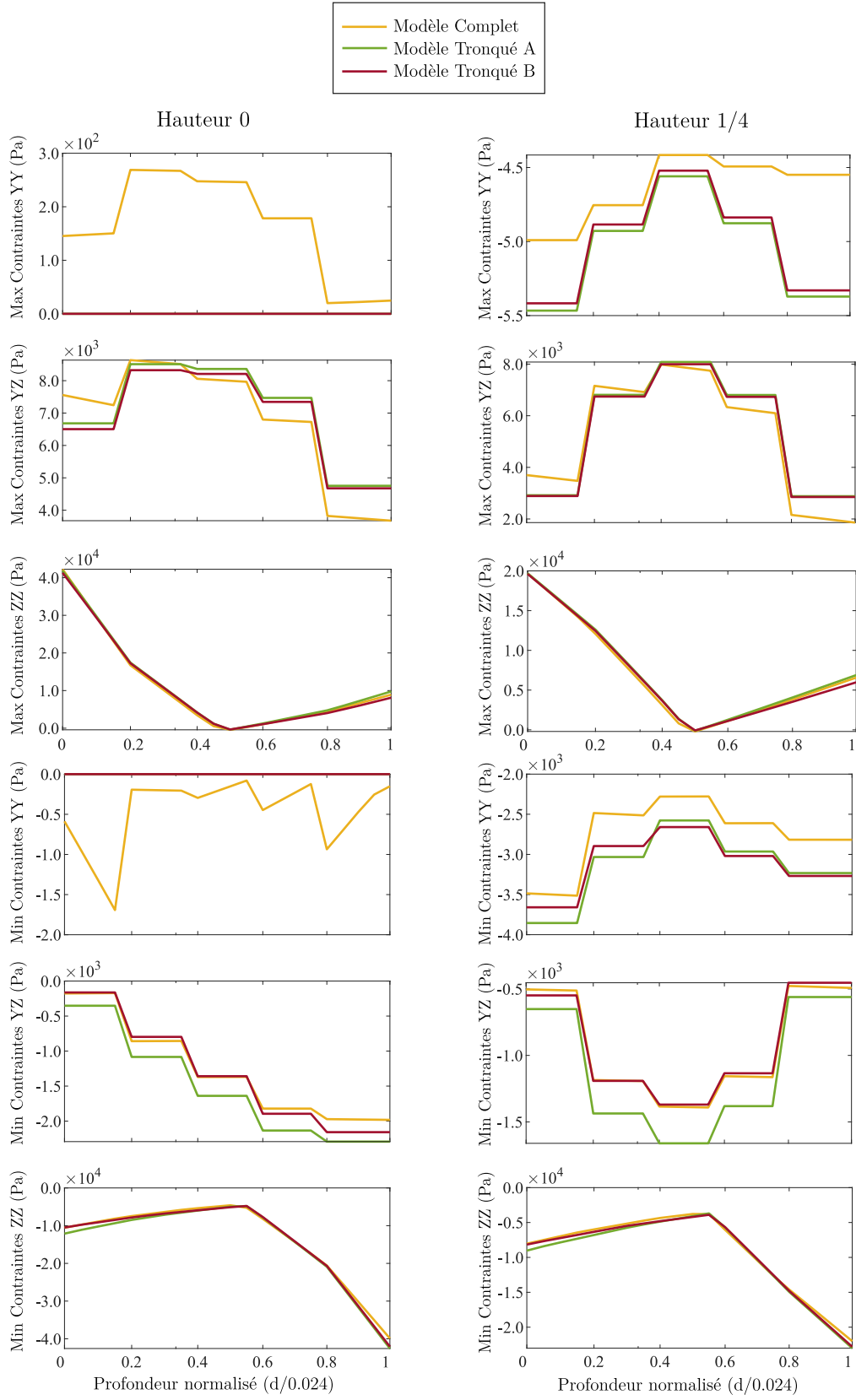


FIGURE 5.16 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveaux 0 et 1, Cas 1

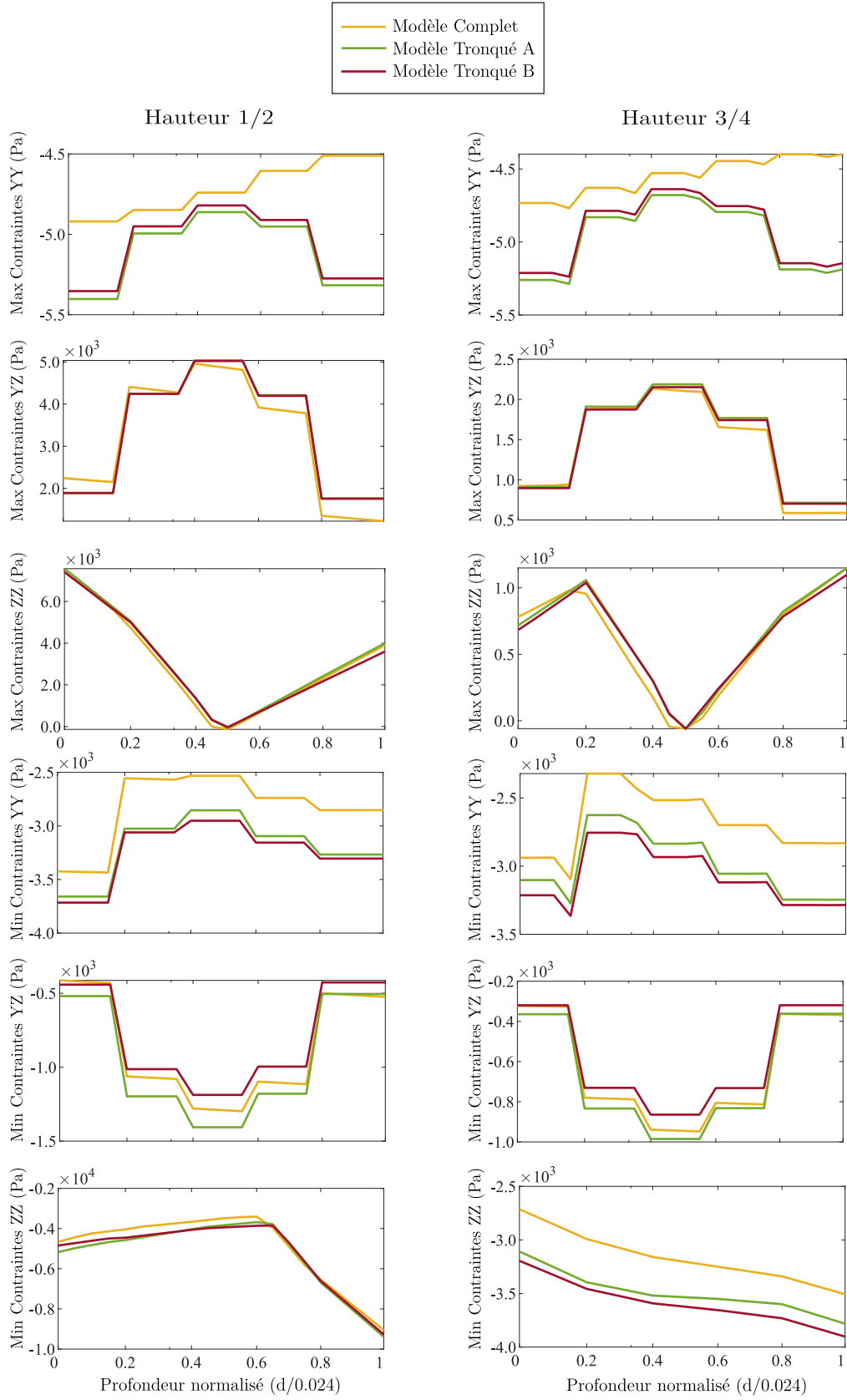


FIGURE 5.17 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveaux 2 et 3, Cas 1

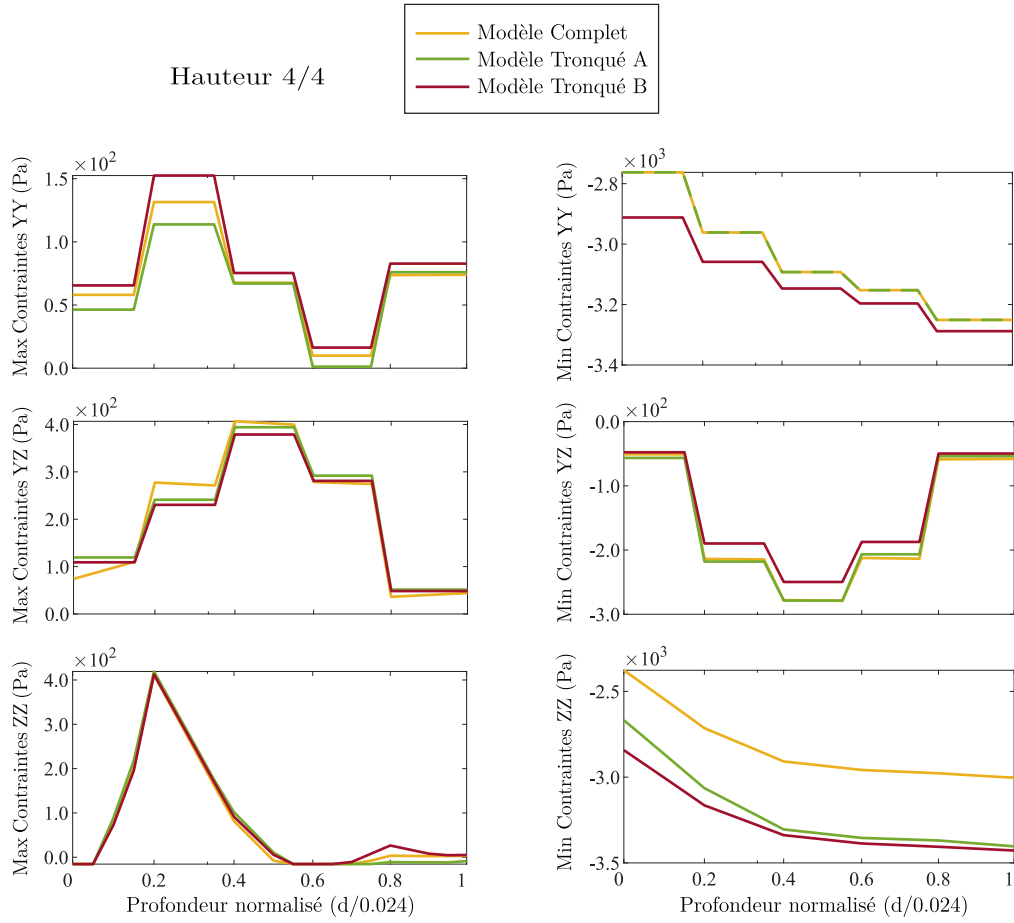


FIGURE 5.18 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveau 4, Cas 1

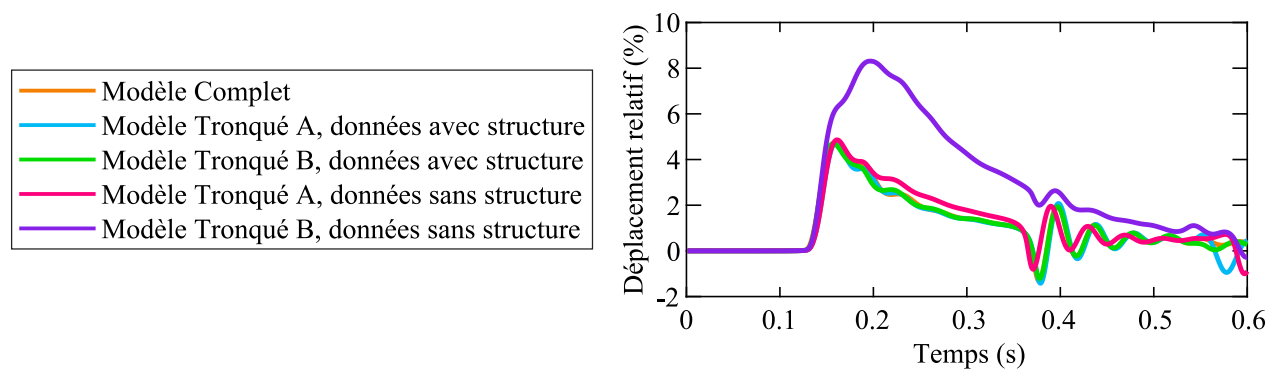


FIGURE 5.19 Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués avec les différentes données d'entrée, Cas 1

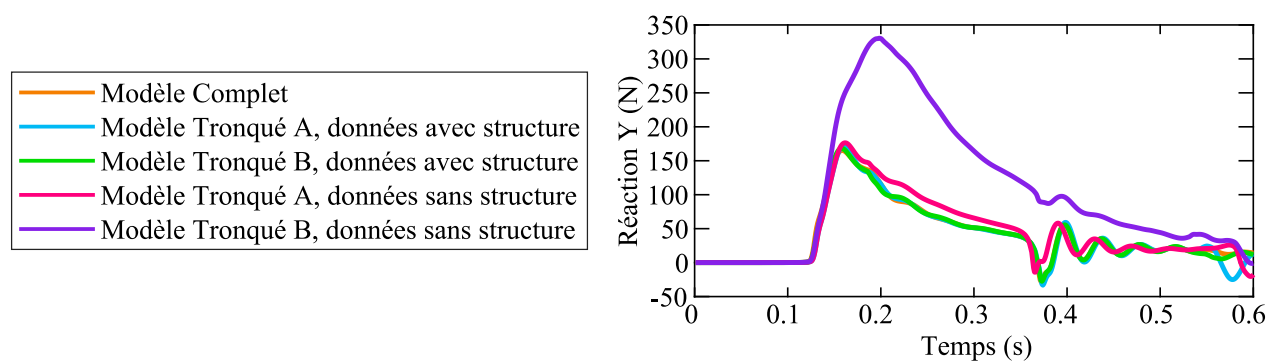


FIGURE 5.20 Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués avec les différentes données d'entrée, Cas 1

Application au cas 3

Dans cette section, l'étude porte sur le comportement d'une pile de pont en 2D. Ce banc d'essai provient de l'expérience de Kamra et al. [80]. La figure 5.21 montre les dimensions du modèle en 3D. L'écoulement du fluide étant généré par la libération d'une colonne d'eau de 0.2m de largeur et 0.4m de hauteur placée à 0.4m du centre de la structure. Les hypothèses du fluide sont les mêmes que pour le cas précédent. La colonne verticale a un module d'élasticité de $1E^9 Pa$.

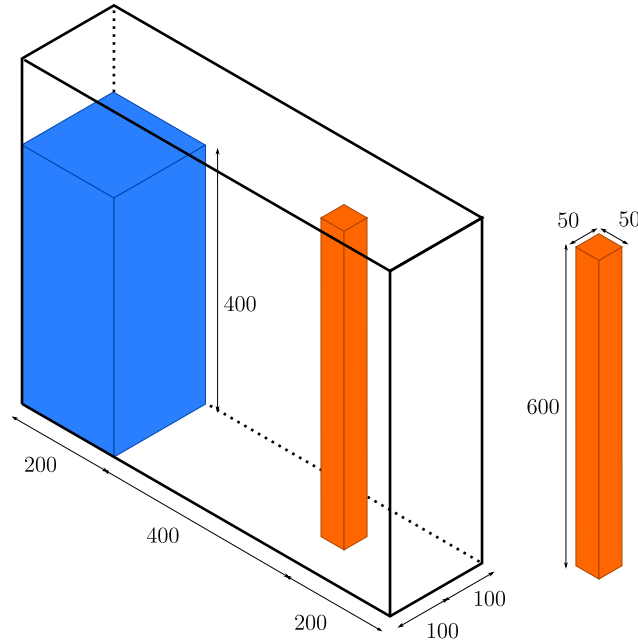


FIGURE 5.21 Dimension du modèle Cas 3 en 3D, adapté de [5]

Les comparaisons des réactions et des déplacements relatifs des modèles tronqués et complet, dans les figures 5.22 et 5.23 montrent une concordance globale très satisfaisante. Les courbes de cisaillement 5.22 montrent bien l'impact de la vague sur la structure avec un premier pic, puis la phase de retour élastique de la structure, les 3 modèles suivant la même évolution temporelle. Cette cohérence se retrouve sur la courbe comparative des déplacements relatifs 5.23, où les différentes courbes se superposent presque parfaitement. L'analyse des contraintes dans la structure permet d'évaluer l'impact de la troncation en fonction de la hauteur. Pour les premiers niveaux, figures 5.24, 5.25, les principales différences sont observables pour les contraintes de cisaillement YY, en particulier pour la hauteur 0, c'est à dire à la base de la structure, ce qui traduit une sensibilité accrue des modèles aux conditions limites. Les contraintes YZ et ZZ conservent, quant à elles, une cohérence. Au niveau 4, figure 5.26, les différences deviennent plus notables, même si le tout reste cohérent.

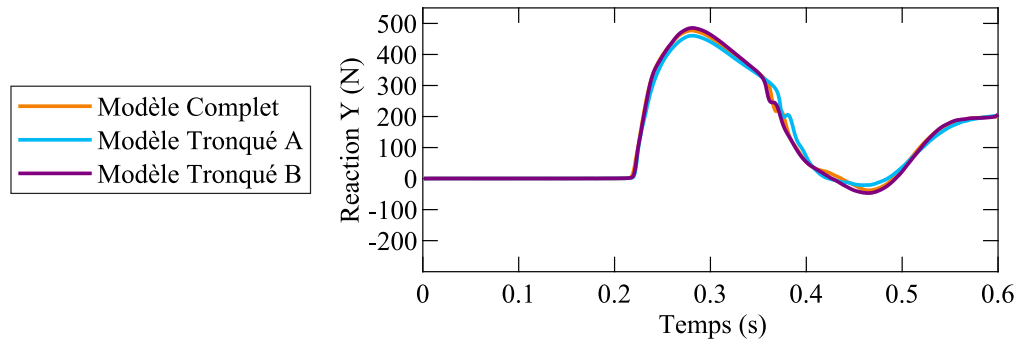


FIGURE 5.22 Comparaison des réactions des modèles globale et tronqués Cas 3

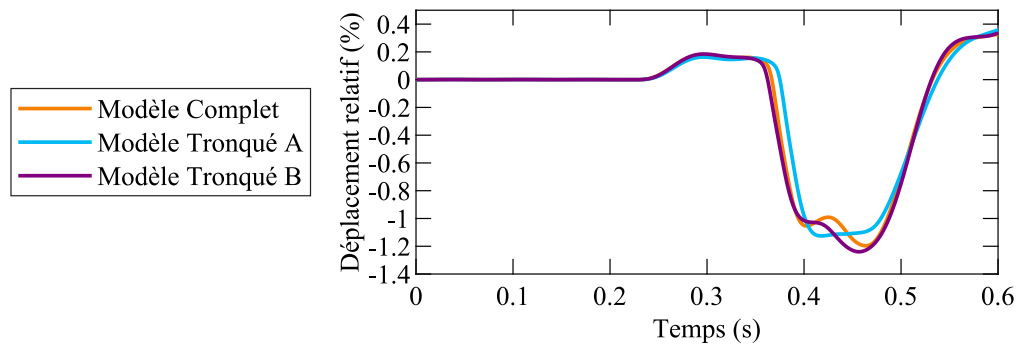


FIGURE 5.23 Comparaison des déplacements relatifs des modèles globale et tronqués Cas 3

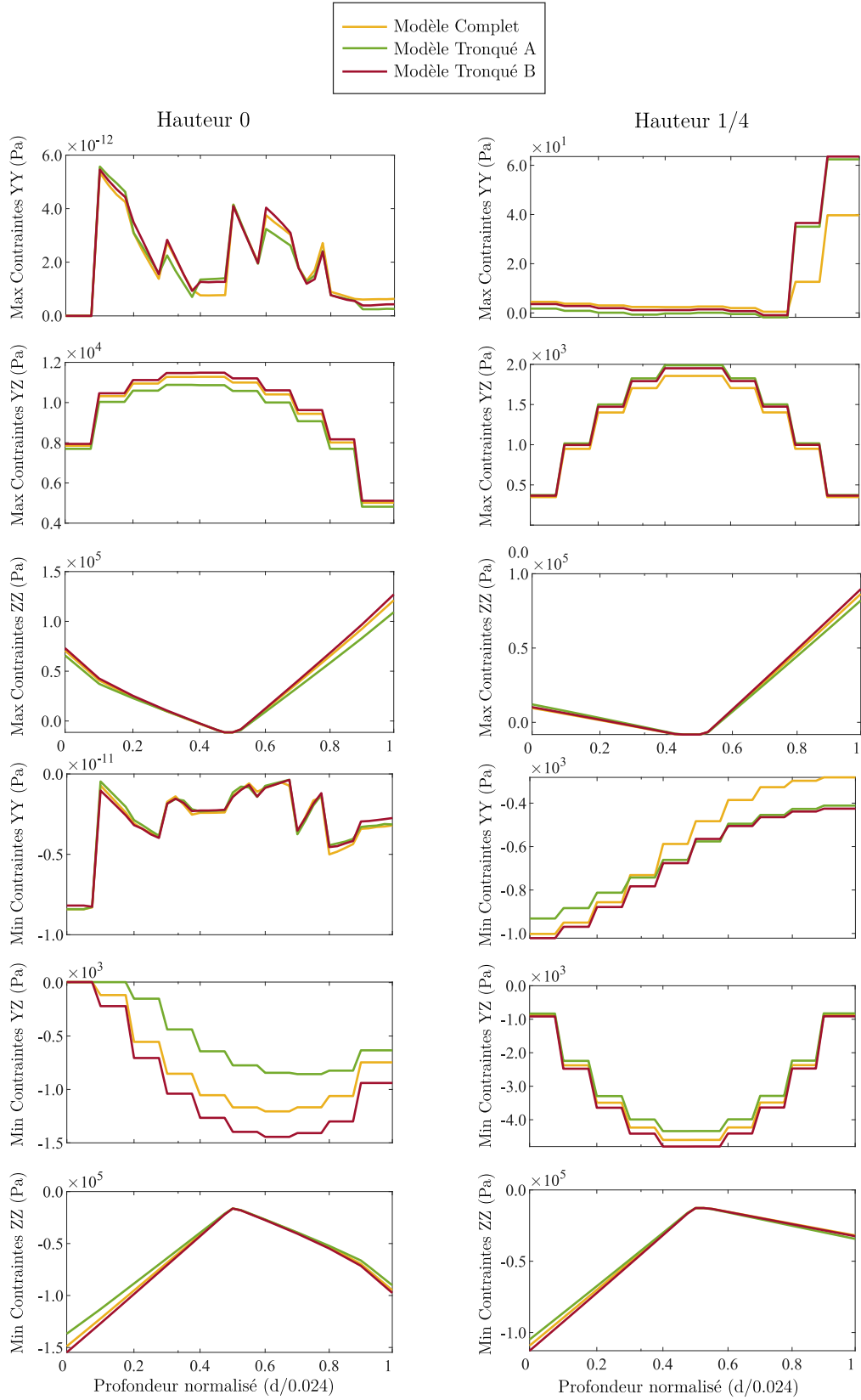


FIGURE 5.24 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveaux 0 et 1, Cas 3

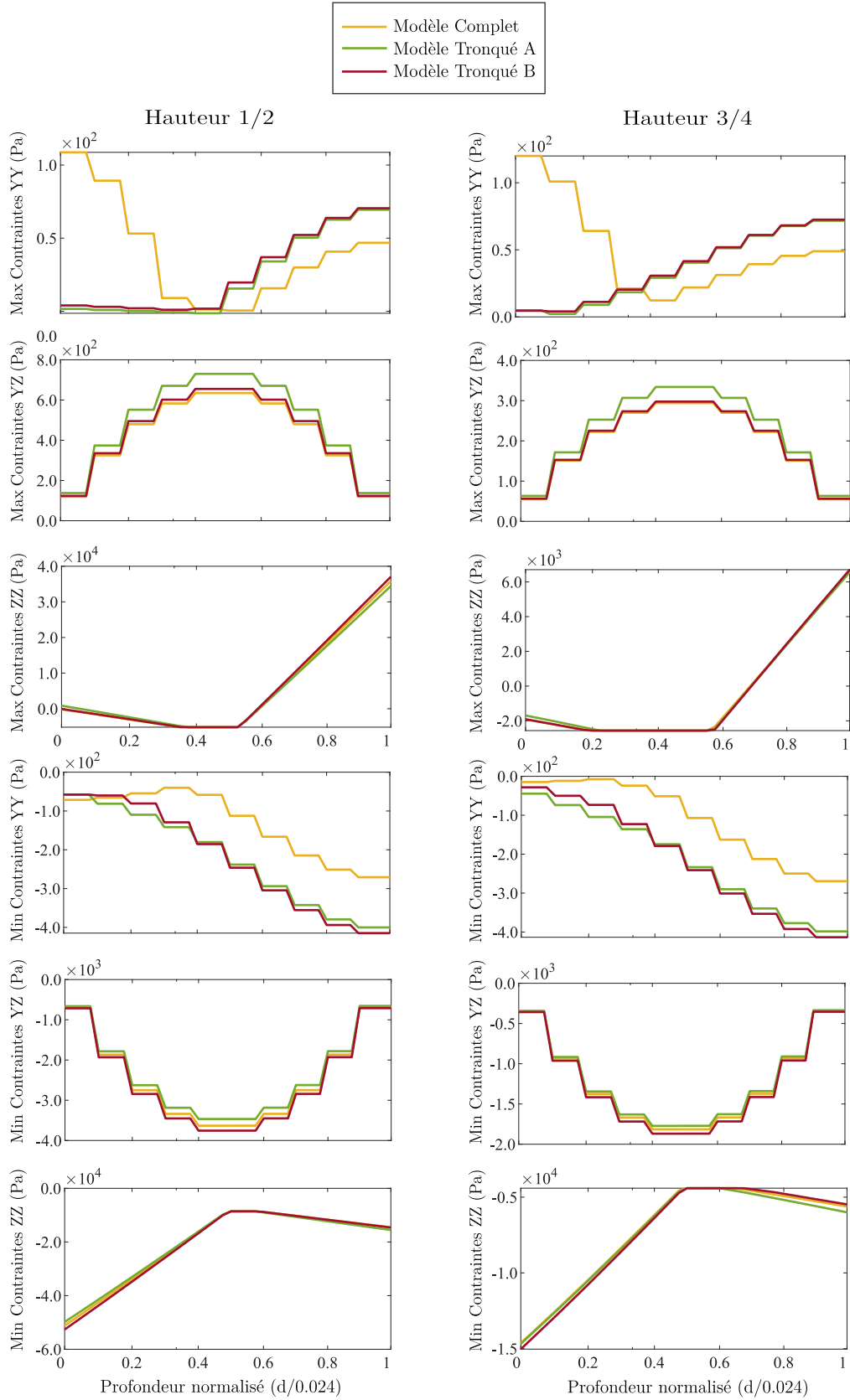


FIGURE 5.25 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveaux 2 et 3, Cas 3

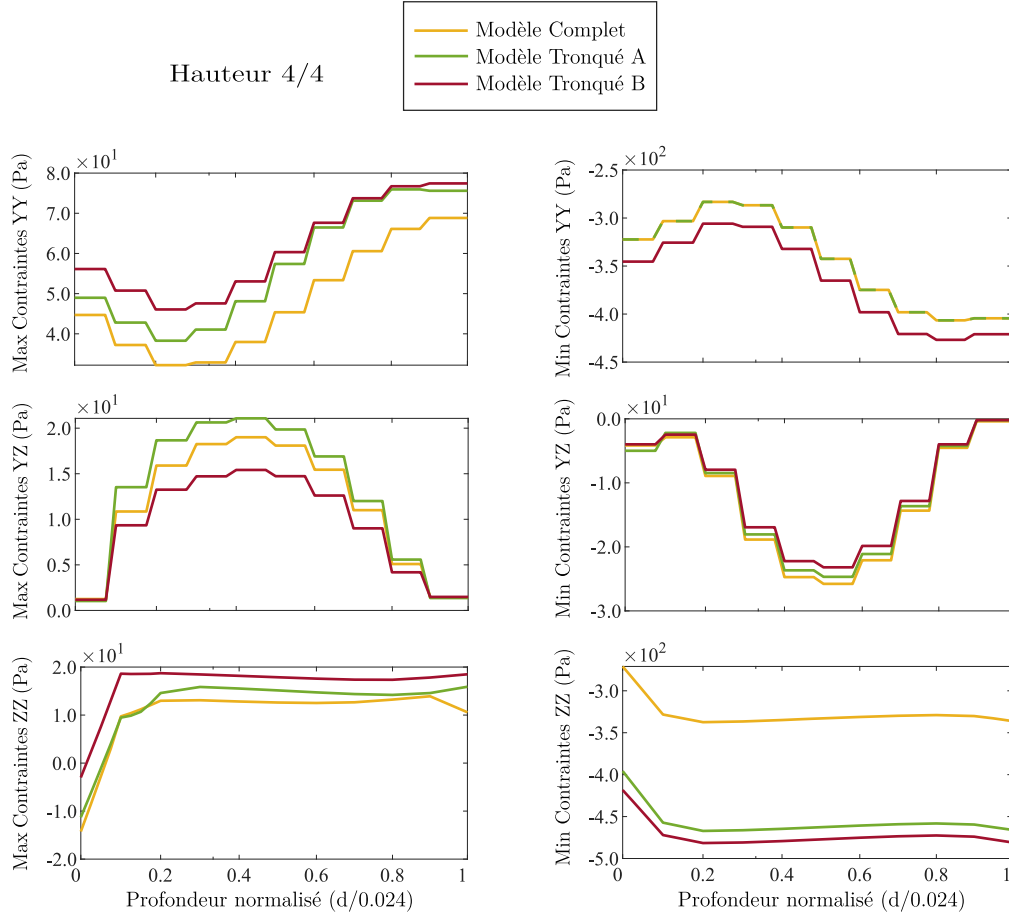


FIGURE 5.26 Comparaison des contraintes structurales entre les modèles complet et tronqués, niveau 4, Cas 3

5.6 Conclusion

Dans ce chapitre, l'application d'une méthode de troncation du domaine fluide proposée dans des études précédentes [5] pour les analyses fluide-structure a été re-évaluée. En effet, l'une des principales difficultés associées à ce type de modélisation réside dans la taille souvent très importante du domaine fluide par rapport au domaine structurel. Lorsqu'un maillage raffiné est utilisé, cette configuration entraîne des coûts de calcul élevés, alors même que les régions éloignées de la structure présentent un intérêt limité pour l'ingénieur structure. Afin de remédier à cette problématique, la méthode de troncation développée consiste à réduire la taille du domaine fluide en introduisant une condition frontière de troncation adaptée. Plusieurs points importants doivent être retenus en vue d'une utilisation future de cette méthode :

1. La valeur du VOF ainsi que le vecteur vitesse sont les deux variables nécessaires et suffisantes à implémenter comme données sur la condition frontière de troncature.
2. En raison de la formulation de l'élément FCBI-C, le maillage du modèle doit être suffisamment raffiné, avec une taille de maille inférieure à 1% de la hauteur discrétisée du modèle, pour assurer une réponse précise et efficace.
3. En fonction de la provenance des données implémentées, modèle complet avec structure ou sans structure, la position de la condition de troncation peut avoir un impact sur l'exactitude des modèles. Si dans le premier cas, modèle complet avec structure, on n'observe que des différences minimales en fonction de la position, dans le second, donc avec des données provenant d'un modèle complet sans structure, une troncation trop proche de la structure risque de fausser le modèle.
4. La méthode de troncation permet bien de réduire le temps de calcul, plus le modèle est réduit moins le temps de calcul est important, avec des gains entre 30% et 50% dans le cas de modèle les plus réduits, voir le Tableau 5.3.

TABLEAU 5.3 Temps de calcul pour les cas 1 et 3 entre les modèles complets et les modèles Tronqués

	Modèle Complet	Modèle Tronqué A	Modèle Tronqué B
Cas 1	40.6 min	33.9 min	29.4 min
Cas 3	28.5 min	23.15 min	13.3 min

Ainsi, pour de futurs modèles, il sera essentiel, dans une optique d'optimisation des ressources de calcul, d'évaluer la pertinence de réaliser ou non une simulation complète incluant la structure afin de déterminer la position appropriée de la frontière de troncation par rapport

à celle-ci. Cette étape permettra de trouver un compromis entre la précision des modèles tronqués et le temps de calcul global associé aux différentes analyses.

CHAPITRE 6 CONCLUSION

6.1 Synthèse des travaux

Ce projet de maîtrise a permis de développer des modèles numériques de la dynamique des fluides simulant l'impact d'une onde de crue sur des structures flexibles à échelle réduite. Deux approches numériques ont été évaluées et comparées pour la modélisation de l'écoulement suite à une rupture de barrage en amont d'un canal hydraulique, et des effets de l'interaction fluide-structure. En s'appuyant successivement sur la méthode des éléments finis (EF) et la méthode des particules lissées "Smoothed Particles Hydrodynamics" (SPH), une analyse systématique a été menée afin de déterminer les paramètres numériques les plus influents et de caractériser les phénomènes physiques dominants. Un effort particulier a été déployé pour construire des modèles numériques offrant le meilleur compromis entre précision, stabilité et coût computationnel. Avant toute analyse paramétrique, une étape de validation rigoureuse des modèles numériques a été réalisée. Les modèles EF et SPH développés dans ce mémoire ont été vérifiés à l'aide de cas de référence issus de la littérature, incluant des études numériques et expérimentales reconnues. La comparaison des réponses globales et locales avec ces références a permis de confirmer la capacité des modèles à reproduire fidèlement les principaux mécanismes physiques de l'interaction d'une onde de crue sur une structure flexible. Cette étape de vérification constitue un fondement essentiel de l'étude, garantissant la fiabilité des résultats présentés et la pertinence des conclusions tirées des analyses ultérieures. Les analyses menées dans ce mémoire se sont concentrées sur l'étude de plusieurs réponses structurelles clés afin de caractériser de manière complète le comportement dynamique de la structure soumise à l'impact fluide. Les grandeurs principalement analysées incluent les déplacements de la structure, sa réaction à la base, les contraintes, ainsi que les distributions des pressions exercées par le fluide sur la surface de la structure. L'examen de ces réponses a permis d'identifier les mécanismes dominants de l'interaction fluide-structure et d'évaluer l'influence des paramètres numériques et physiques sur la réponse structurale.

Les principales conclusions de ce mémoire sont :

1. Le raffinement du maillage en éléments finis de la structure et du fluide joue un rôle déterminant dans la qualité des résultats obtenus, tant pour les réactions que pour l'état des contraintes dans la structure. Les modèles révèlent une convergence progressive des efforts et déplacements à partir d'un certain niveau de raffinement au-delà duquel les variations deviennent marginales. Un maillage trop grossier induit en revanche des pics, une mauvaise représentation des gradients de contrainte et des

oscillations non physiques, ce qui peut altérer significativement l'interprétation des réponses structurelles. À l'inverse, un maillage excessivement fin peut accentuer la sensibilité du modèle et augmenter inutilement le temps de calcul. L'étude souligne ainsi l'importance d'un compromis entre finesse et stabilité, garantissant à la fois une précision suffisante des résultats et l'efficacité numérique des simulations EF.

2. Dans les modèles SPH, l'espacement initial des particules s'avère être le paramètre dominant dans la précision et la stabilité des simulations. Les résultats mettent en évidence qu'un espacement trop important conduit à des pressions surestimées, une cinématique du fluide dégradée et un comportement structurel bruité, révélant une mauvaise résolution de l'impact. À mesure que le nombre de particules augmente, la qualité des interactions fluide-structure s'améliore nettement, et les réponses convergent vers une dynamique plus réaliste. Cependant, cette amélioration se fait au prix d'une augmentation exponentielle du temps de calcul, qui devient prohibitive pour un nombre de particules trop important. Une bonne cohérence entre la taille des éléments EF et l'espacement des particules SPH est également essentielle pour assurer un contact fluide-structure stable. L'étude démontre ainsi que la méthode SPH exige un calibrage délicat du raffinement, afin d'équilibrer précision et performance numérique.
3. Enfin, cette étude met en évidence l'influence majeure des conditions aux limites sur la réponse structurelle prédite lors de l'impact de l'onde de crue. Les résultats montrent que les hypothèses de fixation et de liberté imposées à la structure modifient significativement les déplacements, les niveaux de contraintes ainsi que la distribution des efforts internes. De plus, le choix de la condition frontière utilisée pour modéliser le sol dans les simulations SPH s'avère déterminant. La comparaison entre une modélisation du sol à l'aide d'une condition *rigid wall* et l'utilisation d'un *symmetry plane* montre que la condition de type *rigid wall* permet une meilleure représentation de l'écoulement du fluide à proximité de la structure. Cette approche conduit à une description plus réaliste des champs de pression et, par conséquent, de l'interaction fluide-structure, tandis que l'hypothèse de *symmetry plane* peut altérer localement la cinématique de l'écoulement, surtout dans le cas d'un nombre de particules insuffisant, et donc influencer la réponse structurelle prédite. Ces résultats soulignent l'importance d'un choix rigoureux et physiquement cohérent des conditions aux limites, en particulier pour la modélisation SPH de phénomènes d'impact fluide-structure à des fins d'analyse et de conception en ingénierie.
4. La stabilité numérique constitue un enjeu central dans les modèles EF et SPH traitant d'écoulement et d'interaction fluide-structure. Dans les approches EF, les facteurs de relaxation ont montré une influence importante : leur ajustement permet de minimi-

ser des instabilités numériques sans modifier significativement les valeurs maximales des efforts. Dans les modèles SPH, la stabilité dépend largement du choix des conditions frontières. La stabilité numérique est également conditionnée par le coefficient de compressibilité numérique du fluide, qui influence la propagation des ondes de pression. Ces observations confirment que la stabilité numérique des modèles d'écoulement et d'interaction fluide-structure en cas de crue ne relève pas d'un seul paramètre, et que plusieurs vérifications sont requises pour aboutir à des solutions numériques fiables.

5. L'introduction d'un lit d'eau initial, en amont seul ou en amont et en aval de la structure, modifie la dynamique d'impact et améliore la stabilité numérique des modèles. Les simulations démontrent que l'eau environnante atténue l'impulsivité du chargement, conduit à des pics de réaction plus faibles et réduit la sensibilité des résultats au choix du maillage EF ou du raffinement SPH. Les courbes de réaction deviennent généralement plus lisses et plus cohérentes entre les niveaux de raffinement, y compris pour des maillages relativement grossiers. Cet effet stabilisateur s'explique par la dissipation préalable d'une partie de l'énergie cinétique dans la masse d'eau avant l'impact principal. Rappelons que la présence d'un lit d'eau est un cas plus représentatif d'un phénomène réel d'inondation.
6. La flexibilité de la structure influence fortement la dynamique fluide-structure, accentuant la sensibilité du modèle aux choix numériques. Les structures flexibles présentent des oscillations plus marquées, tant au moment de l'impact que durant la phase de retour de vague, et nécessitent un raffinement de maillage plus important pour obtenir une réponse stable. Dans les modèles SPH, la flexibilité accentue la tendance à surestimer les déplacements lorsque le fluide est modélisé avec un niveau de compressibilité élevé. Les résultats montrent également que la flexibilité rend la distribution des contraintes internes plus complexe et plus sensible aux paramètres de discrétisation. Cette observation souligne l'importance d'évaluer soigneusement la rigidité structurale dans les études d'impact hydrodynamique, car elle conditionne directement la qualité des réponses et la pertinence physique du modèle.
7. Le rapport entre précision et temps de calcul constitue un enjeu majeur dans cette étude. Les simulations EF restent relativement peu coûteuses même pour des maillages assez fins, ce qui en fait une méthode efficace pour identifier rapidement les efforts globaux. À l'inverse, les simulations SPH voient leur coût de calcul augmenter de façon exponentielle lorsque le nombre de particules augmente, rendant certaines configurations très fines difficilement exploitables. Le choix d'un raffinement SPH adapté devient donc essentiel pour équilibrer précision et performance, d'autant plus que la qualité du fluide influence directement le comportement de la structure. Cette analyse

montre que la précision optimale ne réside pas dans le raffinement maximal, mais dans la recherche d'un compromis adapté aux objectifs de la simulation.

8. L'implémentation d'une condition frontière de troncation dans les modèles EF permet de réduire significativement la taille du domaine fluide et, par conséquent, le temps de calcul. Cette approche se heurte toutefois à certaines limitations, principalement liées à l'élément FCBI-C qui utilise des variables au centre alors que les données doivent être imposées aux nœuds. Cette incompatibilité introduit des approximations dans la reconstruction des champs aux frontières tronquées. Malgré cela, les résultats montrent que la troncation permet de maintenir une bonne cohérence des pressions et des réactions tout en réduisant le coût numérique, conduisant ainsi à des modèles plus économiques mais tout aussi pertinents pour les analyses d'interaction fluide-structure.

6.2 Limitations des solutions proposées

Ce mémoire présente néanmoins plusieurs limitations. Les analyses de sensibilité ont été réalisées uniquement sur des cas simplifiés d'écoulements dans des canaux hydrauliques, dont les géométries structurelles et la petite échelle restent éloignées de celles d'ouvrages réels. Or, une géométrie plus complexe, tant pour la structure que pour l'écoulement, est susceptible d'influencer significativement la dynamique d'interaction fluide-structure et, par conséquent, la stabilité numérique des modèles. Par ailleurs, les simulations en deux dimensions ne permettent pas d'identifier les effets tridimensionnels pourtant essentiels dans les phénomènes d'impact hydrodynamique. Les modèles SPH présentent aussi certaines limites, notamment l'apparition de bruit numérique pour les structures très flexibles, ainsi qu'une nécessité de calibration spécifique à chaque configuration. De plus, plusieurs combinaisons de maillages, qu'il s'agisse du fluide ou de la structure, peuvent conduire à des instabilités, physiques ou purement numériques. Ainsi, ce travail doit davantage être interprété comme un travail préliminaire illustrant principalement les enjeux de convergence et de stabilité des modèles d'interaction fluide-structure lors des crues ou des inondations.

6.3 Améliorations futures

Dans la continuité de ce travail, plusieurs axes de recherche apparaissent particulièrement prometteurs. Un premier développement consisterait à étendre les modèles à des géométries tridimensionnelles à grande échelle, intégrant des structures et des écoulements plus complexes afin de mieux représenter les conditions rencontrées dans des ouvrages réels. L'amélioration du couplage EF-SPH constitue également un enjeu majeur, notamment via l'intégration de

stratégies avancées de couplage explicite–implicite ou de schémas stabilisés visant à réduire les déphasages entre pression et déplacement. Par ailleurs, la mise en place de techniques de raffinement adaptatif, appliquées aussi bien au maillage EF qu’à la discrétisation SPH, permettrait d’augmenter la précision localement tout en optimisant les coûts de calcul. Une validation expérimentale plus exhaustive utilisant des structures flexibles renforcerait la robustesse des approches proposées et permettrait d’affiner les choix de paramètres numériques. Enfin, l’amélioration des méthodes de troncation des domaines EF offrirait la possibilité de modéliser des volumes fluides plus vastes avec un coût réduit, tout en maintenant une bonne fidélité des réponses hydrodynamiques.

RÉFÉRENCES

- [1] G. Zhang, Y. Liu, J. Liu, S. Lan et J. Yang, “Causes and statistical characteristics of bridge failures : A review,” vol. 9, n°. 3, p. 388–406, 2022. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S209575642200040X>
- [2] (2019) Chapter 4 — canada’s changing climate report. [En ligne]. Disponible : <https://changingclimate.ca/CCCR2019/chapter/4-0/>
- [3] J.-M. Cherfils, “Développements et applications de la méthode sph aux écoulements visqueux à surface libre.” Thèse de doctorat, Université du Havre, 2011.
- [4] ANSYS, “LS-DYNA theory manual,” 2024.
- [5] N. Bouaanani, “Communications personnelles,” 2024-2026.
- [6] M. Salhab et J. Rentschler, *People in Harm’s Way : Flood Exposure and Poverty in 189 Countries*. World Bank, Washington, DC, 2020. [En ligne]. Disponible : <https://hdl.handle.net/10986/34655>
- [7] H. Andrieu, E. Berthier, F. Rodriguez, V. Ruban et C. Werey, “Chapitre 5. impact de l’urbanisation sur l’hydrologie urbaine et la gestion des eaux pluviales,” *Sols artificialisés et processus d’artificialisation des sols : déterminants, impacts et leviers d’action-rapport d’ESCO INRA-IFSTTAR*, p. 450–504, 2017.
- [8] A. Sinzot, “Impacts de l’urbanisation sur le cycle de l’eau,” *Notes de recherche-Territoires et Développements durables*, vol. 2001, n°. 1, p. 1, 2001.
- [9] C. I. Climate. (2024) Fiche de renseignements : Changements climatiques et inondations. [En ligne]. Disponible : <https://institutclimatique.ca/news/fiche-renseignements-changements-climatiques-inondations/>
- [10] T. Editors. Barrage de vouglans, scénario catastrophe. [En ligne]. Disponible : <https://www.water-alternatives.org/index.php/cwd/item/192-vouglans>
- [11] S. Canada. (2020) Fiche de renseignements : Changements climatiques et inondations. [En ligne]. Disponible : <https://www150.statcan.gc.ca/n1/daily-quotidien/220524/dq220524a-fra.htm>
- [12] P. S. Canada. Floods. Last Modified : 2022-08-12. [En ligne]. Disponible : <https://www.publicsafety.gc.ca/cnt/mrgnc-mngmnt/ntrl-hzrds/fld-en.aspx>
- [13] D. Sandink, “Urban flooding and ground-related homes in canada : an overview,” vol. 9, n°. 3, p. 208–223, 2016, _eprint : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1111/jfr3.12168>. [En ligne]. Disponible : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1111/jfr3.12168>

- [14] I. B. of Canada. Severe weather in 2023 caused over \$3.1 billion in insured damage. [En ligne]. Disponible : <https://www.ibc.ca/news-insights/news/severe-weather-in-2023-caused-over-3-1-billion-in-insured-damage>
- [15] P. S. Canada. (2018) Prepare for floods. Last Modified : 2024-10-09. [En ligne]. Disponible : <https://www.getprepared.gc.ca/cnt/hzd/flds-en.aspx>
- [16] ——. (2020) Evaluation of the national disaster mitigation program. Last Modified : 2022-07-26. [En ligne]. Disponible : <https://www.publicsafety.gc.ca/cnt/rsrscs/pblctns/vltn-ntnl-dsstr-mtgtn-prgrm-2019/index-en.aspx>
- [17] A. Pereira. (2025) Toronto’s ‘after’ math : Total damage from flash flood could surpass \$1 billion. here’s how much floods cost homeowners every year. [En ligne]. Disponible : https://www.thestar.com/business/toronto-s-after-math-total-damage-from-flash-flood-could-surpass-1-billion-here-s/article_091766d4-4447-11ef-a1ea-eb24413392a4.html
- [18] D. Sandink. (2013) Urban flooding in canada : lot-side risk reduction through voluntary retrofit programs, code interpretation and by-laws. [En ligne]. Disponible : https://ameqenligne.com/news_pdf/pdf_docs_x_20130215030250.pdf
- [19] (2023) Flooding facts, causes, and prevention | NRDC. [En ligne]. Disponible : <https://www.nrdc.org/stories/flooding-and-climate-change-everything-you-need-know>
- [20] D. F. Charron, M. K. Thomas, D. Waltner-Toews, J. J. Aramini, T. Edge, R. A. Kent, A. R. Maarouf et J. Wilson, “VULNERABILITY OF WATERBORNE DISEASES TO CLIMATE CHANGE IN CANADA : A REVIEW,” vol. 67, n°. 20, p. 1667–1677, 2004. [En ligne]. Disponible : <http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15287390490492313>
- [21] L. Chakraborty, J. Thistlethwaite, A. Minano, D. Henstra et D. Scott, “Leveraging hazard, exposure, and social vulnerability data to assess flood risk to indigenous communities in canada,” vol. 12, n°. 6, p. 821–838, 2021. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1007/s13753-021-00383-1>
- [22] C. T. Vidrio-Sahagún, R. , Jake, H. , Jianxun, P. , Alain, et M. Hairabedian, “Design flood estimation in flood hazard studies : a three-decade systematic review of practices in canada,” vol. 50, n°. 1, p. 79–98, 2025, publisher : Taylor & Francis _eprint : <https://doi.org/10.1080/07011784.2025.2462603>. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1080/07011784.2025.2462603>
- [23] S. Westra, H. J. Fowler, J. P. Evans, L. V. Alexander, P. Berg, F. Johnson, E. J. Kendon, G. Lenderink et N. M. Roberts, “Future changes to the intensity and frequency of short-duration extreme rainfall,” vol. 52, n°. 3, p. 522–555, 2014,

- _eprint : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/2014RG000464>. [En ligne]. Disponible : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/2014RG000464>
- [24] Climate change and flooding in canada. [En ligne]. Disponible : <https://climateinstitute.ca/news/fact-sheet-climate-change-and-flooding/>
- [25] M. Souli et D. J. Benson, *Arbitrary Lagrangian Eulerian and fluid-structure interaction : numerical simulation*. John Wiley & Sons, 2013.
- [26] J. Donea, A. Huerta, J.-P. Ponthot et A. Rodríguez-Ferran, “Arbitrary lagrangian-eulerian methods,” *Encyclopedia of computational mechanics*, 2004.
- [27] C. Michler, S. Hulshoff, E. Van Brummelen et R. De Borst, “A monolithic approach to fluid–structure interaction,” *Computers & fluids*, vol. 33, n°. 5-6, p. 839–848, 2004.
- [28] S. Hartmann, S. Rothe, M. Grafenhorst, P. Erbts et A. Düster, “Theory and numerics of monolithic and partitioned thermo-mechanical coupling,” *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 85, n°. 85, p. 349–365, 1991.
- [29] S. Rothe, P. Erbts, A. Düster et S. Hartmann, “Monolithic and partitioned coupling schemes for thermo-viscoplasticity,” *Computer methods in applied mechanics and engineering*, vol. 293, p. 375–410, 2015.
- [30] S. T. Ha, L. C. Ngo, M. Saeed, B. J. Jeon et H. Choi, “A comparative study between partitioned and monolithic methods for the problems with 3d fluid-structure interaction of blood vessels,” *Journal of Mechanical Science and Technology*, vol. 31, p. 281–287, 2017.
- [31] K. Liao, C. Hu et M. Sueyoshi, “Free surface flow impacting on an elastic structure : Experiment versus numerical simulation,” *Applied Ocean Research*, vol. 50, p. 192–208, 2015.
- [32] Z. Liu, “Investigation on flooding dynamic response and mitigation measure of river bridge,” 2025.
- [33] K. Liao et C. Hu, “A coupled fdm–fem method for free surface flow interaction with thin elastic plate,” *Journal of marine science and technology*, vol. 18, n°. 1, p. 1–11, 2013.
- [34] J. Wang, K. Wei et H. Cai, “Dynamic response of cylindrical bridge pier subjected to the impact of flash flooding considering the effect of soil–structure interactions,” *Structures*, vol. 72, p. 108199, févr. 2025. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S235201242500013X>
- [35] K. Wu, D. Yang et N. Wright, “A coupled sph-dem model for fluid-structure interaction problems with free-surface flow and structural failure,” *Computers & Structures*, vol. 177, p. 141–161, 2016.

- [36] A. Maranzoni et M. Tomirotti, “Three-Dimensional Numerical Modelling of Real-Field Dam-Break Flows : Review and Recent Advances,” *Water*, vol. 15, n°. 17, p. 3130, janv. 2023, number : 17 Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute. [En ligne]. Disponible : <https://www.mdpi.com/2073-4441/15/17/3130>
- [37] F. Aureli, A. Maranzoni et G. Petaccia, “Review of Historical Dam-Break Events and Laboratory Tests on Real Topography for the Validation of Numerical Models,” *Water*, vol. 13, n°. 14, p. 1968, janv. 2021, number : 14 Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute. [En ligne]. Disponible : <https://www.mdpi.com/2073-4441/13/14/1968>
- [38] F. Aureli, A. Maranzoni, G. Petaccia et S. Soares-Frazão, “Review of Experimental Investigations of Dam-Break Flows over Fixed Bottom,” *Water*, vol. 15, n°. 6, p. 1229, janv. 2023, number : 6 Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute. [En ligne]. Disponible : <https://www.mdpi.com/2073-4441/15/6/1229>
- [39] R. S. N. Mahmudah et K. Morita, “Eulerian vs Lagrangian Method for Low Computational Resources : A Comparison of 2D Dam Break Case,” *Trends in Sciences*, vol. 20, n°. 6, p. 5539–5539, mars 2023, number : 6. [En ligne]. Disponible : <https://tis.wu.ac.th/index.php/tis/article/view/5539>
- [40] S. Hänsch, D. Lucas, T. Höhne et E. Krepper, “Application of a new concept for multi-scale interfacial structures to the dam-break case with an obstacle,” *Nuclear Engineering and Design*, vol. 279, p. 171–181, nov. 2014. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0029549314000880>
- [41] G. Knuchel, “Modélisation numérique des ondes de crues et de leurs impacts sur les structures en amont incluant les effets d’un couvert de glace,” Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal, déc. 2021. [En ligne]. Disponible : <https://publications.polymtl.ca/10010/>
- [42] M. M. Kamra, J. Al Salami, M. Sueyoshi et C. Hu, “Experimental study of the interaction of dambreak with a vertical cylinder,” vol. 86, p. 185–199. [En ligne]. Disponible : <http://www.scopus.com/inward/record.url?scp=85061983719&partnerID=8YFLogxK>
- [43] A. Issakhov, Y. Zhandaulet et A. Nogaeva, “Numerical simulation of dam break flow for various forms of the obstacle by VOF method,” *International Journal of Multiphase Flow*, vol. 109, p. 191–206, déc. 2018. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0301932218303732>
- [44] J. J. Monaghan et J. B. Kajtar, “Sph particle boundary forces for arbitrary boundaries,” *Computer physics communications*, vol. 180, n°. 10, p. 1811–1820, 2009.
- [45] M. Liu et G. Liu, “Smoothed particle hydrodynamics (sph) : an overview and recent

- developments,” *Archives of computational methods in engineering*, vol. 17, n°. 1, p. 25–76, 2010.
- [46] R. Vignjevic, “Review of development of the smooth particle hydrodynamics (SPH) method,” 2009.
- [47] J. Pozorski et M. Olejnik, “Smoothed particle hydrodynamics modelling of multiphase flows : an overview,” vol. 235, n°. 4, p. 1685–1714, 2024. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1007/s00707-023-03763-4>
- [48] G. Fourey, C. Hermange, D. Le Touzé et G. Oger, “An efficient fsi coupling strategy between smoothed particle hydrodynamics and finite element methods,” *Computer Physics Communications*, vol. 217, p. 66–81, 2017.
- [49] A. Yilmaz, “Numerical modeling of the dam-break wave impact on elastic sluice gate : A new benchmark case for hydroelasticity problems,” 2021.
- [50] Z.-x. Shen, W.-q. Wang, C.-y. Xu, J.-x. Luo et R.-w. Liu, “An innovative coupled common-node discrete element method-smoothed particle hydrodynamics model developed with ls-dyna and its applications,” *China Ocean Engineering*, vol. 38, n°. 3, p. 467–482, 2024.
- [51] C. Liu, Z. Yu et S. Zhao, “A coupled sph-dem-fem model for fluid-particle-structure interaction and a case study of wenjia gully debris flow impact estimation,” *Landslides*, vol. 18, n°. 7, p. 2403–2425, 2021.
- [52] E. Yreux, “Fluid flow modeling with sph in ls-dyna®,” dans *Proceedings of the 15th International LS_DYNA Users Conference, Dearborn, MI, USA*, 2018.
- [53] X. Xu, “SPH simulations of 3d dam-break flow against various forms of the obstacle : Toward an optimal design,” 2021.
- [54] S. Tokura, “Validation of fluid analysis capabilities in LS-DYNA based on experimental result,” 2015.
- [55] X. Tian, “Smooth particle hydrodynamics simulation of dam-break impacting different obstacles,” vol. 1985, n°. 1, p. 012003, 2021, publisher : IOP Publishing. [En ligne]. Disponible : <https://dx.doi.org/10.1088/1742-6596/1985/1/012003>
- [56] S. Lee et J.-W. Hong, “Parametric studies on smoothed particle hydrodynamic simulations for accurate estimation of open surface flow force,” *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering*, vol. 12, p. 85–101, 2020.
- [57] P. Jonsson, P. Andreasson, T. S. Lundström, J. G. I. Hellström *et al.*, “Modelling dam break evolution over a wet bed with smoothed particle hydrodynamics : A parameter study,” *Engineering*, vol. 7, n°. 5, p. 248–260, 2015.

- [58] L. Goffin, S. Erpicum, B. J. Dewals, M. Pirotton et P. Archambeau, “VALIDATION OF a SPH MODEL FOR FREE SURFACE FLOWS,” 2014.
- [59] S. Huang, “Dynamic behavior analysis of bridge pier under impact of dam-break flood in different directions,” 2024.
- [60] A. Rahmati-Alaei et H. Rokhy, “Wave-structure interaction (WSI) analysis for dam break with dike using SPH and ALE methods,” 2025, publisher : University of Tehran. [En ligne]. Disponible : https://ceij.ut.ac.ir/article_101619.html
- [61] C. Yao, C. Xu, X. Zhou, Q. Liu et B. Qiang, “Study on the destruction process of piers by debris flow impact using SPH-FEM adaptive coupling method,” vol. 28, n^o. 8, p. 3162–3175, 2024. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1226798825002041>
- [62] C. Billy, “Numerical modelling of the interaction between river ice and control structures,” 2022. [En ligne]. Disponible : <https://publications.polymtl.ca/10724/>
- [63] M. A. Acín González, “Modelling helicopter crashworthiness onto water using a coupled fe-sph approach,” Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de València, 2015.
- [64] S. Marrone, M. Antuono, A. Colagrossi, G. Colicchio, D. Le Touzé et G. Graziani, “ δ -sph model for simulating violent impact flows,” *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 200, n^o. 13-16, p. 1526–1542, 2011.
- [65] H. Gotoh, et A. Khayyer, “On the state-of-the-art of particle methods for coastal and ocean engineering,” vol. 60, n^o. 1, p. 79–103, 2018, publisher : Taylor & Francis _eprint : <https://doi.org/10.1080/21664250.2018.1436243>. [En ligne]. Disponible : <https://doi.org/10.1080/21664250.2018.1436243>
- [66] Z. Zhang, J. Liu, X. Dou et T. Wang, “Numerical modeling of interactions between a flow slide and buildings : a case study of yahuokou landslide,” 01 2024.
- [67] “ADINA system 9.8 release notes,” 2024.
- [68] K.-J. Bathe et H. Zhang, “A flow-condition-based interpolation finite element procedure for incompressible fluid flows,” vol. 80, n^o. 14, p. 1267–1277, 2002. [En ligne]. Disponible : <https://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0045794902000779>
- [69] B. Banijamali, “Development of a flow-condition-based interpolation 9-node element for incompressible flows,” Thèse de doctorat, Massachusetts Institute of Technology, 2006.
- [70] H. Kohno et K. Bathe, “On the flow-condition-based interpolation approach for incompressible fluids,” *Computational Fluid and Solid Mechanics, Elsevier*, 2005.
- [71] R. A. Gingold et J. J. Monaghan, “Smoothed particle hydrodynamics : theory and application to non-spherical stars,” *Monthly notices of the royal astronomical society*, vol. 181, n^o. 3, p. 375–389, 1977.

- [72] L. B. Lucy, “A numerical approach to the testing of the fission hypothesis,” *Astronomical Journal*, vol. 82, Dec. 1977, p. 1013-1024., vol. 82, p. 1013–1024, 1977.
- [73] A. Ritter, “Die fortpflanzung der wasserwellen,” *Zeitschrift des vereines deutscher ingenieure*, vol. 36, n°. 33, p. 947–954, 1892.
- [74] J. J. Monaghan, “Simulating free surface flows with sph,” *Journal of computational physics*, vol. 110, n°. 2, p. 399–406, 1994.
- [75] S. Koshizuka, “A particle method for incompressible viscous flow with fluid fragmentation,” *Comp. Fluid Dyn. J.*, vol. 4, p. 29–46, 1995.
- [76] S. Hänsch, D. Lucas, T. Höhne et E. Krepper, “Application of a new concept for multi-scale interfacial structures to the dam-break case with an obstacle,” *Nuclear Engineering and Design*, vol. 279, p. 171–181, 2014.
- [77] A. Issakhov, Y. Zhandaulet et A. Nogaeva, “Numerical simulation of dam break flow for various forms of the obstacle by vof method,” *International Journal of Multiphase Flow*, vol. 109, p. 191–206, 2018.
- [78] P. J. Martínez-Ferrer, L. Qian, Z. Ma, D. M. Causon et C. G. Mingham, “An efficient finite-volume method to study the interaction of two-phase fluid flows with elastic structures,” *Journal of Fluids and Structures*, vol. 83, p. 54–71, nov. 2018. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0889974618302755>
- [79] P. N. Sun, D. Le Touzé et A. M. Zhang, “Study of a complex fluid-structure dam-breaking benchmark problem using a multi-phase SPH method with APR,” *Engineering Analysis with Boundary Elements*, vol. 104, p. 240–258, juill. 2019. [En ligne]. Disponible : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0955799719300943>
- [80] M. M. Kamra, J. Al Salami, M. Sueyoshi et C. Hu, “Experimental study of the interaction of dambreak with a vertical cylinder,” *Journal of Fluids and Structures*, vol. 86, p. 185–199, 2019.