

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de Technologie



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTEUR EN SCIENCES**

En Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Par : GUEMOU Bouabdellah

Thème

**ETUDE ET MODELISATION DE L'AFFOUILLEMENT AUTOUR
DES PILES DE PONT**

Soutenue publiquement, le 26/05/2016, devant le jury composé de :

M SAIM Rachid	Professeur	UABB Tlemcen	Président
M SEDDINI Abdelali	Professeur	UABB Tlemcen	Directeur de thèse
M GHENIM Abderrahmane	MCA	UABB Tlemcen	Co- Directeur de thèse
M BOUALEM Salah	Professeur	ENSH Blida	Examineur 1
M YEBDRI Djilali	Professeur	USTO MB Oran	Examineur 2
M TERFOUS Abdelali	MCF-HDR	INSA Strasbourg	Examineur 3

Résumé

En général, l'affouillement est un phénomène d'érosion accélérée autour des ouvrages dans l'eau causée par le flux descendant créée par l'obstruction de l'écoulement. C'est le flux descendant sur la face amont de ces ouvrages qui, en touchant le fond du lit, érode, arrache et transporte les particules solides autour des appuis de ces ouvrage exposant ainsi leur fondations au risque d'effondrement. En plus des pertes économiques liées à l'effondrement d'un ouvrage, il engendre aussi parfois des pertes humaines. En Algérie, malgré l'absence de statistiques et d'une prise de conscience de ce danger, ce phénomène, hélas, pousse chaque année des dizaines d'ouvrages vers la ruine avec des répercussions économiques et environnementales fâcheuses.

Ainsi, l'estimation de la profondeur maximale d'affouillement est nécessaire pour sécuriser les fondations des ouvrages en construction et protéger celles des ouvrages existants par des mesures adéquates.

Dans ce sens, En plus d'un objectif de compréhension d'un phénomène complexe et très abordé par la littérature, on s'intéresse dans ce travail à une étude paramétrique(l'influence de la forme de la pile de pont longitudinale et transversale et sa rugosité sur la contrainte de cisaillement) a travers des simulations numériques sous le code de calcul Fluent avec le modèle de turbulence Detached Eddy Simulation (DES).

Les simulations numériques montrent que lorsque la longueur de la forme aérodynamique de la pile du pont augmente, la contrainte de cisaillement diminue Jusqu'à une certaine longueur où cet effet de longueur devient insignifiant avec une réduction de la contrainte de cisaillement d'environ 11% à par rapport au cas d'une pile de pont circulaire.

Pour les piles de pont existantes, l'ajout de cônes (en haut et en bas) de la pile réduit la contrainte de cisaillement 10 à 12% au pied de la pile. Cette contrainte de cisaillement augmente par contre de 20% à une distance égale au diamètre de la pile en aval. Les piles de pont rugueuses réduit mieux l'affouillement, mais on n'a pas trouvé une relation claire reliant ces deux paramètres (rugosité et contrainte de cisaillement). L'expérimentation peut mieux cerner cette relation vu son complexité.

Mots clés : affouillement local, pile de pont, simulations, aérodynamique

Abstract

In general, scour phenomenon is accelerating erosion around the structures in the water caused by the down flow created by the obstruction of the flow. It's the downward flow on the upstream face of the bridge pier which, by touching the bottom of the bed, erodes and transports the solid particles around the piers exposing their foundations to the risk of collapse. In addition to economic losses from the collapse of a structure, it also creates some casualties. In Algeria, despite the absence of statistics and awareness of this danger, this, unfortunately, grows every year dozens of structures to ruin with negative economic and environmental impacts.

The estimation of the maximum scour depth is necessary to secure the foundations of the structures and protect those existing through appropriate measures.

In this sense, the objective of this thesis is the understanding of a complex phenomenon that have been discussed in the literature then we have interested in this work in a parametric study (the influence of the shape of the longitudinal and transverse bridge pier and roughness on the shear stress) through numerical simulations under the Fluent CFD code with the turbulence model detached Eddy Simulation (DES).

Numerical simulations show that when the length of the aerodynamic shape of the bridge pier increases, the shear stress decreases up to a certain length where the length effect becomes insignificant with the shear stress reduction of about 11% in comparison to the case of a circular bridge pier.

For existing bridge piers, adding cones (top and bottom) of the pier reduces the shearing stress 10 to 12% in front of the pier. This shear stress is increased by 20% at a distance equal to the diameter of the bridge pier. Rough bridge piers reduced scour better, but we did not find a clear relationship between these two parameters (roughness and shear stress). Experimentation can provide better understanding to this relationship given to its complexity.

Keywords: Local scour, bridge pier, simulations, aerodynamic shape

الملخص

يعتبر الحثُ الموقعي احد مظاهر الحث المتسارع حول المنشآت المتواجدة في الماء و يرجع سببه الرئيسي الى التيار الهابط على الوجه المقابل للسيلان حيث و بمجرد ملامسته للأرض ينزع و ينقل المواد الصلبة بمحاذاة ركائز هذه البنى التحتية معرضا إياها لخطر الانهيار. بالموازاة مع الخسائر الأقتصادية تتسبب هذه الظاهرة في خسائر بشرية للأسف. في الجزائر و بالرغم من غياب احصائيات دقيقة لهذه الظاهرة من جهة و عدم التوعية بخطرته من جهة اخرى إلا ان هذا الخطر ما يزال يفتك بعدة منشآت استراتجية مع خسائر مادية و بيئية معتبرة. إن ايجاد طريقة لاحتساب عمق الحث الموقعي يسمح بتأمين المنشآت المائية المستقبلية بوضع اساساتها بعيدا عن العمق الاقصى للحث و ايجاد طريقة لحماية المنشآت المتواجدة حالياً. الهدف من رسالة الدكتوراه هذه هو اولا فهم ميكانيزمات الحث الموقعي بالرغم من دراسته من عديد الباحثين، كما اننا قمنا بدراسة مقارنة لعدة عوامل و عناصر تأثر في الحث (شكل الركائز و خشونتها) باستعمال المحاكاة الرقمية بنموذج DES في برنامج Fluent . اظهرت نتائج برنامج المحاكاة انه عندما نزيد من طول الشكل الانسيابي للركائز فإن الحث الموقعي ينقص للغاية بلوغ حدٍ اقصى حيث لا يكون لهذا الطول تأثير على الحث بنسبة 11%. بالنسبة لركائز المنشآت المتواجدة اصلا فقد اقترحنا حلولا تتمثل في اضافة مخروطٍ سفلي و آخر علوي لكسر التيار الهابط من 10 الى 12% مع انها تزيد ب 20% لكن بعيدا بمسافة قطر عن الركيزة. كما اظهرت المحاكاة ان الركائز الخشنة تخفف الحث احسن ن الركائز الملساء لكننا لم نجد علاقة واضحة بين هذين العنصرين. التجارب في هذا الميدان يمكنها المساعدة على فهم هذه العلاقة.

الكلمات المفتاحية: الحث الموقعي ركائز الجسور المحاكاة الانسيابية

Remerciements

Ce travail de recherche s'est déroulé sous la direction du Professeur SEDDINI Abdelali et Monsieur GHENIM Abderrahmane, ils m'ont fait bénéficier de leurs conseils et compétences, soulignant ainsi l'intérêt constant qu'ils portent à mes travaux. Je les remercie particulièrement pour leur patience et leur disponibilité.

Aussi j'adresse mes remerciements au Professeur SAIM Rachid d'avoir accepté de me faire l'honneur de présider le jury de cette thèse et de bien vouloir l'examiner.

Mes remerciements vont aussi au professeur BOUALEM Salah, professeur Yebdri Djilali et Monsieur TERFOUS Abdelali d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Enfin, il me serait impossible de terminer ces remerciements sans adresser une pensée chaleureuse à toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin et plus particulièrement professeur Pierre Julien de l'université de l'état de Colorado.

Liste des figures

Fig.I.1 : l'affouillement au pied de l'évacuateur du barrage de Kariba.....08

Fig. I.2: l'affouillement au dessous des conduites sous marines.....14

Fig. I.3: les causes des effondrements des ponts dans le monde.....19

Fig. I.4: les formes des piles de ponts hydrauliques.....22

Fig. I.5: Ecoulement autour d'un cylindre (pile de pont cylindrique).....24

Fig. II.1: L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps.....31

Fig. II.2: Différents types de l'affouillement.....32

Fig. II.3: L'affouillement local autour d'une pile de pont.....33

Fig. II.4 : Types de l'affouillement.....34

Fig. II.5 : Schéma descriptif de l'affouillement autour d'une pile cylindrique.....36

Fig. II.6: A : Le vortex en fer à cheval sur un lit rigide, B : Le vortex en fer à cheval à l'intérieur de la fosse d'affouillement.....37

Fig. II.7: différentes formes des piles de pont.....44

Fig. II.8: La largeur de la fosse d'affouillement.....49

Fig. II.9: comparaison entre les différentes formules d'estimation de la profondeur d'affouillement.....51

Fig. II.10: L'évolution du trou d'affouillement dans le temps.....53

Fig. III.1 : spectre de l'énergie cinétique turbulente.....65

Fig. III.2 : spectre d'énergie cinétique turbulente et simulation numérique : comparaison des méthodes de SND, SGE et RANS.....69

Fig. IV.1 : Description du phénomène d'affouillement.....74

Fig.IV.2 : La configuration géométrique de l'écoulement autour d'une pile de pont79

Fig. IV.3. Les formes aérodynamiques utilisées dans les simulations numériques, a) Pile de pont circulaire $D=0.04m$, b) forme aérodynamique 1 $L=1.5D=0.06m$, c) forme aérodynamique 2 $L=2D=0.08m$, d) forme aérodynamique 3 $L=2.5D=0.1m$, e) forme aérodynamique 4 $L=3D=0.12m$, f) forme aérodynamique 5 $L=3.5D=0.14m$ 80

Fig. IV.4 : Maillage du domaine dans le cas d'une pile de pont circulaire a) vue d'en haut, b) Maillage autour de la pile de pont.....80

Fig.IV.5 : La distribution de la pression le long de la ligne de symétrie a l'amont de la pile de pont.....84

Fig.IV.6 : Localisation des maximums de la contrainte de cisaillement autour d'une de pont circulaire.....85

Fig.IV.7 : Les variations dans le temps de la contrainte de cisaillement autour des appuis de pont.....86

Fig.IV.8 : Influence de la longueur aérodynamique de la pile de pont sur l'affouillement.....87

Fig.IV.9 : La contrainte de cisaillement sur le fond (cas d'une pile de pont circulaire).....88

Fig.IV.10 : La contrainte de cisaillement sur le fond (cas d'une pile de pont aérodynamique $L = 2.5D$).....	88
Fig.IV.11 : Le sillage derrière la pile de pont circulaire coloré par la vitesse moyenne.....	89
Fig.IV.12: Le sillage derrière la pile de pont $L=2,5D$ coloré par la vitesse moyenne.....	90
Fig IV.13: la géométrie de pile de pont (a) L'alternative proposée (b) la forme originale (Au milieu les deux piles de pont on le même diamètre).....	92
Fig.IV.14: la contrainte de cisaillement sur le fond dans le cas d'une pile simple.....	93
Fig.IV.15: la contrainte de cisaillement sur le fond dans le cas d'une pile modifiée ..	93
Fig. IV.16 : Distribution de la pression sur la ligne de stagnation.....	94
Fig. IV.17 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (Pile lisse).....	96
Fig. IV.18 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (rugosité de 2mm).....	96
Fig. IV.19 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (Rugosité de 4mm).....	97
Fig.IV.20 : Influence de la rugosité de la pile de pont sur l'affouillement local.....	97

Liste des photos

Photo I.1: Le barrage Bartlett sur la rivière de Verde River en Arizona (Photo: Bureau of Reclamation, US Department of Interior).....	09
Photo I.2: L'évacuateur de crue du barrage Bartlett (en débordement en 1941 : Photo of Bureau of Reclamation, US Department of Interior).....	09
Photo I. 3: L'évacuateur de crue du barrage Bartlett durant l'événement de 1978.....	10
Photo I.4: le modèle physique réduit du barrage de Ricobayo en Espagne, construit en 1930.....	11
Photo I.5:L'ampleur de l'affouillement dans les roches à l'amont de l'évacuateur de crue du barrage de Ricobayo en Espagne.....	11
Photo I.6 : le barrage de Glen Canyon durant les crues de 1983.....	12
Photo I.7 : Les dommages dans le tunnel d'évacuation de barrage Glen Canyon.....	13
Photo I.8: travaux de remise en service du tunnel d'évacuation.....	13
Photo I.9: Le delta de Mahakam à Kalimantan en Indonésie, connus par les nombreuses conduites qui le traversent.....	14
Photo I.10: Affouillement des remblais d'accès d'un dalot en Algérie (Accumulation des débris et réduction de la section d'écoulement).....	15
Photo I.11: effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 –Ain Sefra	16
Photo I.12: L'état du pond enjambant Oued Barika après le passage de la crue de 1998.....	17
Photo I.13: l'effondrement du pond enjambant Oued Barika.....	17
Photo I.14: l'affouillement autour des appuis du pond enjambant la cuvette du barrage de Beni Haroun (Algérie).....	18
Photo I.15: Le pont de Schoharie Creek à New York, détruit par l'affouillement (5 avril 1987).....	20
Photo I.16: le pont de « Woodrow Wilson » qui traverse le Potomac aux Etats-Unis.....	20
Photo I.17: l'effondrement partiel du pont Wilson à Tours en avril 1978.....	21
Photo II.1: Un exemple d'affouillement autour des piles de pont	28
Photo II.2 : L'affouillement général de la rivière de Sg. Jeniang, Kedah.....	29
Photo II.3: le laboratoire d'hydraulique de l'université de l'état de Colorado, où l'équation du HEC18 a été développée.....	38
Photo III.1 : Le laboratoire de CSU : Un essai sur un groupe de piles (ensemble de pieux au dessous d'une semelle).....	58
Photo III.2 : Le professeur Pierre Julien dans le laboratoire de la Colorado state university (Fevrier 2015).....	58

Liste des tables

Tableau (II.01): le coefficient K_244
Tableau (II.02): le coefficient K_344
Tableau III.1 : Évaluation, selon Spalart , des stratégies de calcul et de leur
disponibilité pour les applications industrielle.....69

Nomenclature

D: Diamètre de cylindre [m]

Fr: Nombre de Froude de base [-]

g: Accélération gravitationnelle [m²/s]

Re: Nombre de Reynolds de base [-]

y_p : la profondeur d'écoulement au voisinage de la pile de pont, y compris l'affouillement local.

y_o : la profondeur d'écoulement juste en amont de la pile ou de la culée de pont, à l'exclusion de l'affouillement local.

y_{sp} : la profondeur de l'affouillement local au voisinage de la pile de pont.

q: le débit par unité de largeur juste à l'amont de la pile.

V: la vitesse moyenne de l'écoulement,

y: la profondeur moyenne de l'écoulement.

f_b : le facteur du lit.

V_o : la vitesse d'écoulement juste à l'amont de la pile ou de la culée de pont.

F_o : le nombre de Froude de l'écoulement juste en amont de la pile,

K_1 : un coefficient basé sur la forme de la pile.

K_2 : un coefficient basé sur le rapport de la longueur de la pile à la largeur (L/b) et l'angle d'attaque de l'écoulement référencié avec la pile de pont (**tableau II.1**).

K_1 : un coefficient basé sur la forme de la pile (1.1 pour les piles carrées, 1.0 pour les piles circulaires ou rondes, 0.9 pour les piles pointus, et 1.0 pour un groupe de piles).

d_{50} est le diamètre médian des particules (millimètre),

b' : est la largeur de la pile de pont projetée sur la normale à l'écoulement

α : est l'angle d'approche de l'écoulement référencié avec la pile de pont, (degrés);

R_p : le nombre de Reynolds de pile.

ν : est viscosité cinématique de l'eau.

U_i : composante du vecteur vitesse instantanée

P: pression

ν : viscosité cinématique

ρ : masse volumique

RANS: Reynolds-Averaged Navier-Stokes

CFD: Computational Fluid Dynamics

DNS: La simulation numérique directe (Direct Numerical Simulation)

LES: Simulation des Grands Echelles (Large-Eddy Simulation)

DES: simulation de tourbillon détaché (Detached eddy simulation)

Table des matières

I. Introduction générale	1
II. Les objectifs de cette étude	3
III. Organisation du manuscrit	3

Chapitre 1 : sécurité des ouvrages hydrauliques

I- Introduction.....	6
II- L'eau et la sécurité des ouvrages hydrauliques.....	6
II.1- L'eau et la sécurité des barrages	7
II.2- L'eau et la sécurité des conduites sou marines	13
II.3- L'eau et la sécurité des ponts hydrauliques.....	15
II.3.1- Les principales causes d'effondrements des ponts dans le monde.....	19
II.3.2- Différentes formes de la pile de pont	21
II.3.3- L'écoulement autour d'une pile de pont	23

Chapitre 2: L'affouillement autour des appuis des ponts

I- Introduction	26
II- Aspect dynamique du cours d'eau.....	26
III- Stabilité des cours d'eau	27
IV- Définitions de l'affouillement	27
IV.1- Classification de l'affouillement.....	29
IV.1.1- Equilibre statique	30
IV.1.2- Equilibre dynamique	30
IV.2- Types de l'affouillement	31
IV.2.1- L'affouillement Général	32
IV.2.2- L'affouillement localisé	32
IV.2.2.1- L'affouillement de contraction	32
IV.2.2.2- <i>L'affouillement local</i>	33
IV.2.3- L'affouillement total	34
V- Description schématique du phénomène de l'affouillement.....	35
VI- La quantification de l'affouillement	37
VII- Les équations de l'affouillement local	39
VII.1- L'équation d'Ahmad	40
VII.2- L'équation de Blench-Inglis	41
VII.3- L'équation de Chitale	42
VII.4- L'équation du HEC-18	43
VII.5- L'équation de Froehlich	46
VII.6- L'équation de Larras	46

VII.7- L'équation de Shen47
VIII- Largeur maximale du trou de l'affouillement49
IX- Discussion des équations de l'affouillement50
X- évolution de l'affouillement dans le temps52
XI- Conclusion53

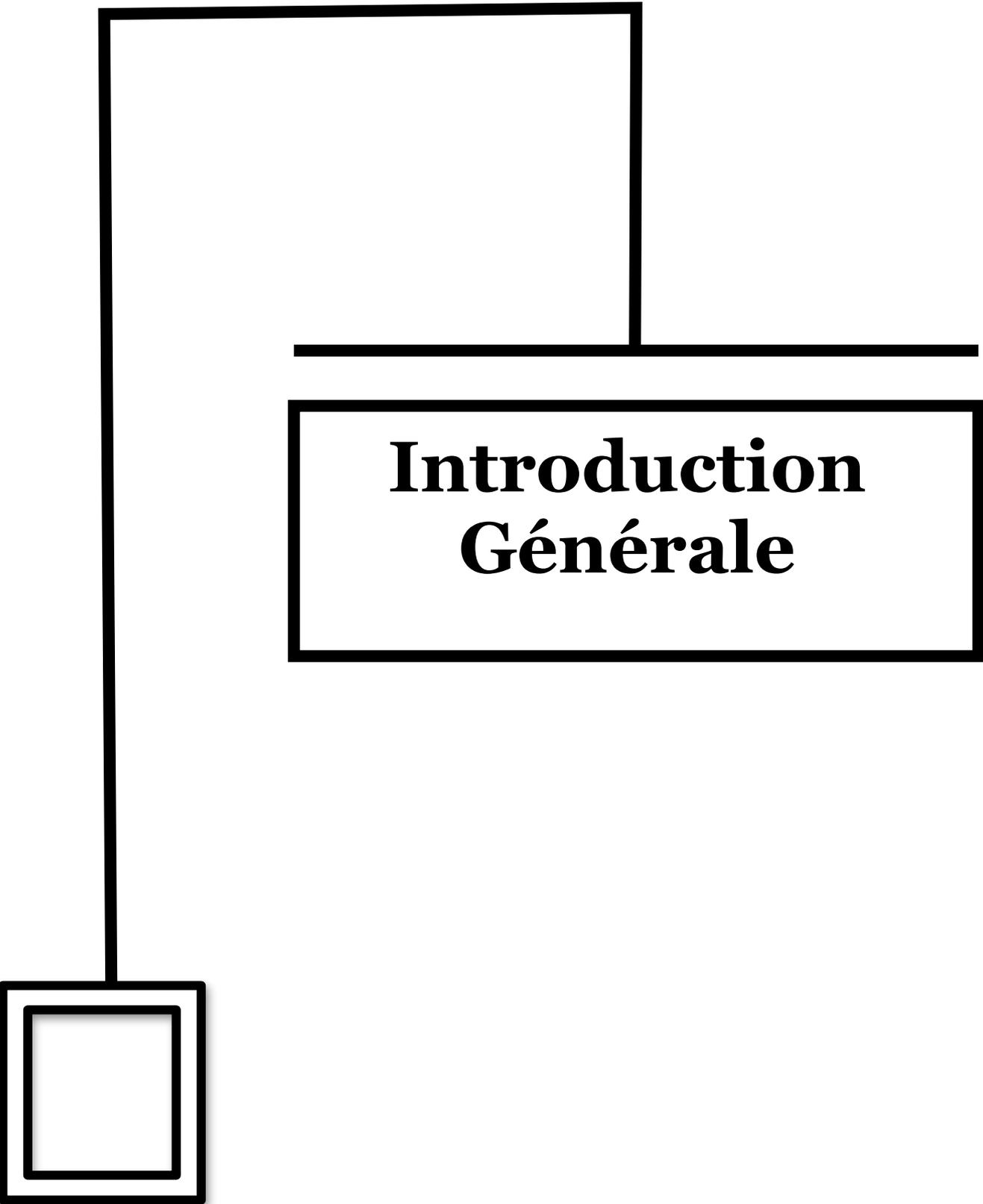
Chapitre 3 : Méthodes de traitement des affouillements

Introduction55
I- Méthodes de modélisation de l'affouillement55
 I.1- Les observations in situ56
 I.2- Les expériences au laboratoire57
 I.3- Les Méthodes numériques61
 I.3.1- Les simulations numériques des écoulements turbulents62
 Définition et caractéristiques de l'écoulement turbulent62
 I.3.2 Généralités sur les équations de Navier-Stokes65
 I.3.2.1 Résolution des Equations de Navier-Stokes moyennées66
 I.3.2 .2 Simulation Numérique Directe67
 I.3.2.3 Simulation des Grands Echelles68
 I.3.2.4 Les modèles hybrides (DES)70
 II- Conclusion71

Chapitre 4 : Résultats et discussions

I. Introduction73
II. Descriptions du phénomène d'affouillement73
III. Présentation du code de calcul fluent.....73
 III.1 Le préprocesseur GAMBIT76
 III.2 Le solveur FLUENT76
 III.3 Le post-processeur77
IV. Simulation numérique de l'écoulement autour d'une pile de pont77
 IV.1 Les équations fondamentales du mouvement..... 77
 IV.2 Le modèle de Turbulence78
 IV.3 La géométrie78
 IV.4 Les conditions aux limites81
V. Résultats et discussions82
 V.1 Validation du modèle..... 83
 V.2 Positionnement du maximum de la contrainte de cisaillement84
 V.3 Investigation de la relation entre les paramètres de la pile de pont et la
 contrainte de cisaillement au fond85
 V.4 Les variations temporelles de la contrainte de cisaillement85

V.5 Influence de la longueur aérodynamique de la pile de pont sur l'affouillement local	86
V.6 Etude d'une alternative géométrique d'une pile de pont.....	91
V.7 Influence de la rugosité de la pile sur l'affouillement local	95
Conclusion Générale	100
Bibliographie	104



**Introduction
Générale**

Introduction générale

Parmi les premières connaissances en matière de l'hydraulique fluviale, il a été toujours convenu que l'eau coule en suivant la pente, sans eau l'homme ne peut pas survivre ni construire des civilisations, par contre l'excès d'eau des rivières est dévastateur, ce sont les inondations qui ont réduit à néant des villes. L'homme a été dans l'obligation d'apprendre à gérer le système fluvial afin qu'il puisse prospérer.

Les rivières ont fasciné l'humanité depuis des siècles. La plupart des grandes anciennes villes ont prospéré le long des rivières et jusqu'à nos jours les ingénieurs conçoivent des ouvrages près des cours d'eau pour tirer profits de ces derniers. Les rivières sont les artères de notre planète, elles tracent leurs chemins dans le temps et irriguent nos terres. Elles sont la source de toutes formes de vie comme elles ont un grand potentiel dévastateur. Afin de pouvoir traverser ces rivières, l'homme a construit des ouvrages d'art qui s'appuient, parfois, sur le fond des cours d'eau. **[01]**

Les ponts, ouvrages d'art par excellence, occupent une place très particulière parmi les constructions. Ils sont un symbole, un moyen de communication entre les hommes, d'expansion de la civilisation, mais aussi un instrument de conquête et d'invasion. Durant sa vie, un ouvrage est soumis à des sollicitations variables hydromécaniques, physicochimiques et climatiques qui contribuent à son éventuelle détérioration.

Parmi les phénomènes qui en résultent, l'érosion des sols sous toutes ses formes représente un enjeu majeur à comprendre, maîtriser et empêcher. L'érosion du sol par l'eau est un grand problème pour les ingénieurs. Le phénomène d'érosion se produit autour, à l'aval, à l'intérieur ou à la surface des ouvrages hydrauliques. Il conduit à la perte du sol, la vulnérabilité ou même la destruction des constructions hydrauliques en béton (les ponts) ou en terre (les barrages).

Jusqu'à présent, de nombreux travaux ont été réalisés pour étudier le phénomène d'érosion, mais il existe beaucoup de questions qui restent posées.

Le contrôle de la sûreté des ouvrages hydrauliques est l'une des grandes priorités dans le domaine de l'ingénierie hydraulique. Bien que la préservation de la vie humaine constitue le point fort sur l'échelle de sécurité des ouvrages, il est aussi important de signaler que la destruction d'un pont coûte des pertes économiques énormes. Dans ce sens, un rapport des dommages provoqués entre 1964 et 1972 a estimé les dégâts à environ 10 millions de dollars, par événement seulement aux Etats Unis, d'un autre côté Shirhole et Holt (1991) ont trouvé que 60% des défaillances des ponts aux Etats Unis entre 1950 et 1990 ont pour cause l'affouillement local.

L'affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe qui menace les ouvrages en contact avec l'eau. La complexité de l'étude de ce phénomène revient principalement à la configuration de l'écoulement d'un côté et au mécanisme de l'affouillement de l'autre côté.

Il est clair que le vortex en fer à cheval est le principal déclencheur de l'affouillement local autour de pile de pont. Dans la littérature, on a révélé que c'est le courant descendant vers le pied de la pile de pont qui, en touchant le fond crée le vortex en fer à cheval et c'est ainsi que le phénomène de l'affouillement se déclenche.

Il est important de connaître la cote des fonds sous laquelle les sédiments ne seront pas déplacés et les sols érodés. L'expérience montre qu'autour d'une pile de pont le lit de la rivière se creuse localement plus ou moins profondément. Les affouillements ne se produisent pas uniquement dans les sols pulvérulents, les sols cohérents sont également érodés, de même que les roches tendres et altérées ou compactes.

De très nombreux ouvrages, des ponts, des barrages, des ouvrages de protection, ont été détruits parce que les affouillements sont descendus au voisinage ou en dessous du niveau de leur fondation.

Même si l'affouillement est un phénomène naturel, l'affouillement local autour des piles de pont est un problème important qui menace les ponts hydrauliques **[02]**. L'affouillement local a été identifié comme l'un des principaux facteurs qui causent l'effondrement des structures hydrauliques ainsi selon la littérature un certain nombre d'effondrements, relativement récents, des ponts sont dus à l'affouillement local **[03]**. Au Etats-Unis, au cours des 30 dernières années, un millier de ponts se sont effondrés à cause de défaillances liées à l'interaction pont-écoulement. **[04]**

Avec les guerres, les affouillements ont été, et restent encore, l'un des principales causes de destruction des ponts dans le monde. Ce phénomène était la cause principale d'effondrement de 62% des ponts à la nouvelle Zélande et 40% des ponts aux Etats Unis ainsi que 21% des ponts en Afrique du sud. **[05]**

L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions d'où la nécessité de leurs renforcements, dans la région des hauts plateaux où le climat est semi- aride, l'érosion est plus importante. Il n'existe pas de statistiques officielles en Algérie bien que ce phénomène a emporté des dizaines d'ouvrages. Les photos et les constatations montrent que c'est les manifestations du phénomène d'affouillement.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur la problématique de l'affouillement, ainsi dans la littérature on trouve de nombreuses études sur l'affouillement local autour des piles de pont. La plupart de ces études sont expérimentales sur des modèles au laboratoire.

Les études de turbulence autour des obstacles ont commencé par des expériences de laboratoire **[06]**. Si beaucoup a été écrit sur le sujet de l'écoulement et l'affouillement autour des structures riveraines, peu d'études ont présenté la

modélisation numérique de ce processus, [07]. En fait, ces études ont traité de la configuration de l'écoulement sur un lit plat et rigide. [08]

II- Les objectifs de cette étude

Il est clair que l'hydraulique fluviale n'est pas fondée uniquement sur une compréhension simple des forces hydrodynamiques, mais aussi sur une connaissance globale du bassin versant, du transport des sédiments et de l'hydrodynamique fluviale.

L'objectif principal de cette étude est, d'une part d'améliorer notre compréhension de ce phénomène, son déclenchement, son développement et ses conséquences et d'autre part d'examiner les configurations géométriques qui réduisent mieux l'affouillement.

Ce travail effectué dans le but d'étudier le phénomène d'affouillement est s'inscrit dans le cadre de la compréhension et de la prédiction de la dynamique des écoulements présentant des instationnarités naturelles, dues à l'existence d'un obstacle. Afin de répondre aux objectifs de ce travail, on a besoin de comprendre le déclenchement puis les différents paramètres qui conditionnent le développement de l'affouillement pour cela et à partir des méthodes numériques avancées à faible coût de calcul qu'une LES classique, c'est la modélisation numérique DES connue sous la méthode hybride RANS-LES qui a été utilisée dans ce travail.

L'affouillement local autour des piles de pont est fonction des caractéristiques des sédiments du lit, de sa configuration, des caractéristiques d'écoulement et de la géométrie de la pile [09]. Des équations sont typiquement développées en se basant sur des données de laboratoire, Richardson et al en 2001 ont développé l'équation connue sous HEC 18 (pour faire référence à la circulaire de technologie hydraulique No. 18 « Hydraulic Engineering Circular »). L'édition originale de HEC-18 (Richardson et al, 1991) est une équation pour la prévision des profondeurs d'affouillement autour des piles de pont. L'équation a été développée à l'université de Colorado (CSU) et décrite dans Richardson et al (1990) pour le calcul des profondeurs d'affouillement d'équilibre. Elle a été recommandée pour la prévision de l'affouillement sous un fond mobile en eau claire. [10]

III- Organisation du manuscrit

Dans ce manuscrit on s'est intéressé à l'étude et la modélisation de l'affouillement autour des piles de pont, à travers cinq chapitres, en comptant le présent chapitre d'introduction.

Dans un deuxième chapitre, la sécurité des ouvrages hydrauliques en Algérie et dans le monde a été évoquée. Dans le chapitre 3, on a présenté une revue bibliographique sur l'affouillement afin de mieux comprendre ses mécanismes, ses

paramètres d'influence et ses conséquences. Ce chapitre récapitule les résultats de plusieurs recherches sur le phénomène.

Dans le quatrième chapitre, on s'intéresse aux méthodes de traitement de l'affouillement.

Dans un dernier chapitre, on présente les principaux résultats et discussions. Parmi les recherches les plus référenciées, on trouve celle de Dargahi (1989) [11], ce dernier a étudié expérimentalement l'affouillement au laboratoire, il a effectué des visualisations d'écoulement pour la gamme de nombre de Reynolds entre 6600 et 65 000 basé sur le diamètre de la pile de pont, afin de pouvoir valider notre modèle, on a choisi une configuration similaire à celle de Dargahi (1989) et on a simulé sous le code de calcul Fluent. Après la validation du modèle on a étudié l'influence de la forme et la rugosité de la pile de pont sur la contrainte de cisaillement au pied de la pile de pont.

On a tiré des conclusions concernant la relation entre la contrainte de cisaillement et la forme aérodynamique (transversale et longitudinale) ainsi que la rugosité de la pile de pont. Pour ce deuxième paramètre très peu de chercheurs se sont intéressés à cette relation, nos résultats ont fait l'objet de deux publications scientifiques internationales.

Notre travail est finalisé par une conclusion générale qui contient les principaux résultats trouvés et les contraintes rencontrées le long de ce travail et les perspectives de la recherche dans cet axe.

**Sécurité des Ouvrages
Hydrauliques**

1

I- Introduction

Toute construction d'ouvrages doit avoir deux objectifs : l'économie et la sécurité. Cette dernière signifie l'écart de tous risques de ruine pouvant causer des pertes humaines. Dans le cas des ouvrages enjambant les cours d'eau, un risque supplémentaire s'ajoute, celui de l'affouillement. Ses conséquences peuvent être catastrophiques car la ruine est souvent brutale.

L'affouillement qui touche les ouvrages hydrauliques est une forme d'érosion des sols. Cette dernière qualifiée d'extrême puisqu'elle peut mener à la ruine des ouvrages en déstabilisant les fondations des ponts, menant à l'effondrement des tunnels et des aqueducs ou en érodant les talus des barrages. Ainsi, la nécessité d'assurer la sécurité des ouvrages aux risques d'affouillement est primordiale.

II- L'eau et la sécurité des ouvrages hydrauliques

Lors de la conception des ouvrages franchissant les cours d'eau ou les canaux, un certain nombre d'informations hydrauliques sont nécessaires. En plus du niveau des plus hautes eaux, il convient aussi de connaître les débouchés susceptibles d'évacuer les masses d'eau transitant par ces ouvrages.

En fait, le problème hydraulique doit être considéré à une large échelle. L'ouvrage projeté ne doit pas provoquer, par des remblais d'accès trop rapprochés, une réduction inacceptable du débouché hydraulique du cours d'eau. Par ailleurs, il convient de s'assurer du niveau maximal des crues qui se sont produites au siècle précédent. Or, en l'espace d'un siècle, le régime hydraulique du cours d'eau a probablement évolué à la suite de certains aménagements (barrages, endiguement, rectifications de cours d'eau, etc.) ou de condition de gestion particulières (extractions massives de matériaux ayant provoqué un abaissement graduel du lit) [12].

L'interaction entre l'eau et le sol environnant est un phénomène naturel. Cet équilibre est déstabilisé les pratiques quotidiennes de l'homme. Ainsi dans le cas de l'érosion par exemple, elle passe d'une érosion géologique à faibles taux à une érosion accélérée avec des pertes de sols considérables.

On cite l'exemple du bassin versant de l'Oued Sebdou situé au nord Ouest de l'Algérie qui s'étale sur une superficie de 256 Km². Son cours d'eau –Oued Sebdou- le draine sur une longueur de 29,7Km et se jette dans la cuvette du barrage de Béni Bahdel (63 10⁶ m³). Il est occupé par un couvert végétal maigre et discontinu dominé sur 44% de son étendue par un couvert forestier dégradé, protégeant mal le sol vis-à-vis de l'érosion hydrique. Situé en plein domaine semi- aride, le bassin reçoit une pluviométrie variant entre 470 mm à 665 m d'altitude au pied du barrage, 510 mm à 870 m d'altitude et 660 mm en montagne à 1100 m d'altitude. Durant la période 1985-98, le débit solide a oscillé entre 0,87 et 48,24 kg/s. La moyenne interannuelle de 10,9 kg/s correspond à une dégradation spécifique de 1330 t Km⁻²an⁻¹. [49]

Le cas de la rivière du Mississippi, longue de 3800Km avec environ 17 000M³/s de débit. En moyenne cette rivière transporte 7000Kg/s de sédiments vers le Golf du

Mexique. Durant les périodes de crues, ce taux de sédiments augmente largement. Mcmath (1883) a reporté que cette rivière a transporté 54300Kg/s au niveau du Fulton le 10 juillet 1880 et 69110 Kg/s au niveau du St Charles le 3 juillet 1879. Entre le 12 et le 28 juillet 1993, la rivière du Mississippi et au niveau du Kansas City a érodé le lit du cours d'eau en baissant son niveau environs 4.5m. [13]

La connaissance des caractéristiques hydrauliques au niveau des ouvrages enjambant les cours d'eau n'est généralement pas suffisante. D'autres caractéristiques géotechniques des sols d'assises ainsi que la nature des appuis sont d'une importance capitale pour pouvoir déterminer les fonds de fouilles. En effet, lorsque les fondations ne sont pas suffisamment ancrées, il peut se produire un phénomène qui représente un danger réel pour la stabilité des ouvrages qu'est l'affouillement. Ce phénomène, quoique responsable d'un grand nombre de ruines d'ouvrages, demeure négligé par les concepteurs car mal connu.

II.1- L'eau et la sécurité des barrages

Le barrage, Ouvrage noble par excellence, est aussi l'arme la plus meurtrière dans le cas de rupture. Cette dernière peut résulter de plusieurs facteurs y compris l'affouillement : celui des fondations dans le cas des barrages en béton et de la digue elle même dans le cas des barrages en terre. La sécurité de ces ouvrages est d'une extrême importance.

La fonction principale des ouvrages en terre comme les digues et les barrages est la rétention de l'eau. Ces ouvrages consistent, à l'échelle large, en des milieux poreux en contact permanent ou temporaire avec l'eau en mouvement sur la surface de l'ouvrage et à l'intérieur des pores. Cela implique qu'une faille dans une section de l'ouvrage, autrement dit une rupture, équivaut à une perte totale de sa fonction.

La rupture peut être générée, comme tout ouvrage en terre, mécaniquement le long d'une surface de glissement ou par des forces hydromécaniques qui entraînent progressivement les particules de sol. Cette rupture peut se produire sur la surface de l'ouvrage connue sous le nom d'érosion externe ou à l'intérieur du massif de sol dénommée érosion interne. L'érosion externe est en général initiée par une surverse au-dessous de la crête de l'ouvrage qui peut causer la formation d'une brèche. Ce scénario arrive principalement durant des crues extrêmes dont la hauteur d'eau est exceptionnellement élevée et dépasse la hauteur d'eau pour laquelle l'ouvrage est dimensionné.

Lorsque l'un ou l'autre des deux phénomènes est constaté, les conséquences sont potentiellement dramatiques car il est souvent trop tard pour intervenir et assurer la pérennité de l'ouvrage en fonction. Les ouvrages hydrauliques en terre sont constitués de matériaux devant assurer la résistance mécanique et l'étanchéité tout le long de leur durée de vie. En conséquence, ils présentent la particularité d'associer les comportements des milieux poreux frottant et cohésifs avec les interactions physico-chimiques de l'eau et de l'argile. Ces comportements et leurs interactions peuvent

être modifiés selon la mise en place des matériaux et l'ampleur des sollicitations mécaniques et hydrauliques. [14]

La submersion est la cause principale de rupture des barrages, l'érosion interne vient en second ordre, la capacité érosive de l'eau coulante au dessus d'un barrage ou dans l'évacuateur de crue est très grande ce qui rend ces derniers vulnérables. On cite l'exemple de l'affouillement juste à l'amont de l'évacuateur de crue du barrage de Bartlett en Arizona, creusant une fouille de 30 m de profondeur.

Le barrage en béton de Kariba aux frontières entre le Zambie et Zimbabwe a été construit sur des fondations rocheuses classées de dures à extrêmement dures. Les grands débits évacués par le barrage de Kariba ont formé un trou de 80 m de profondeur sachant que la hauteur du barrage est de 130 m. Le barrage a été construit en 1959. La figure suivante illustre le développement du trou d'affouillement durant la période 1962 jusqu'à 1982. La profondeur d'affouillement a atteint 50 m en 1966 et l'eau a enlevé 400.000 m³ de roche créant ainsi une fouille de 80 m de profondeur (en 1982). En Asie, on cite le barrage de Tarbela au Pakistan qui a été lui aussi touché par ce phénomène. [05]

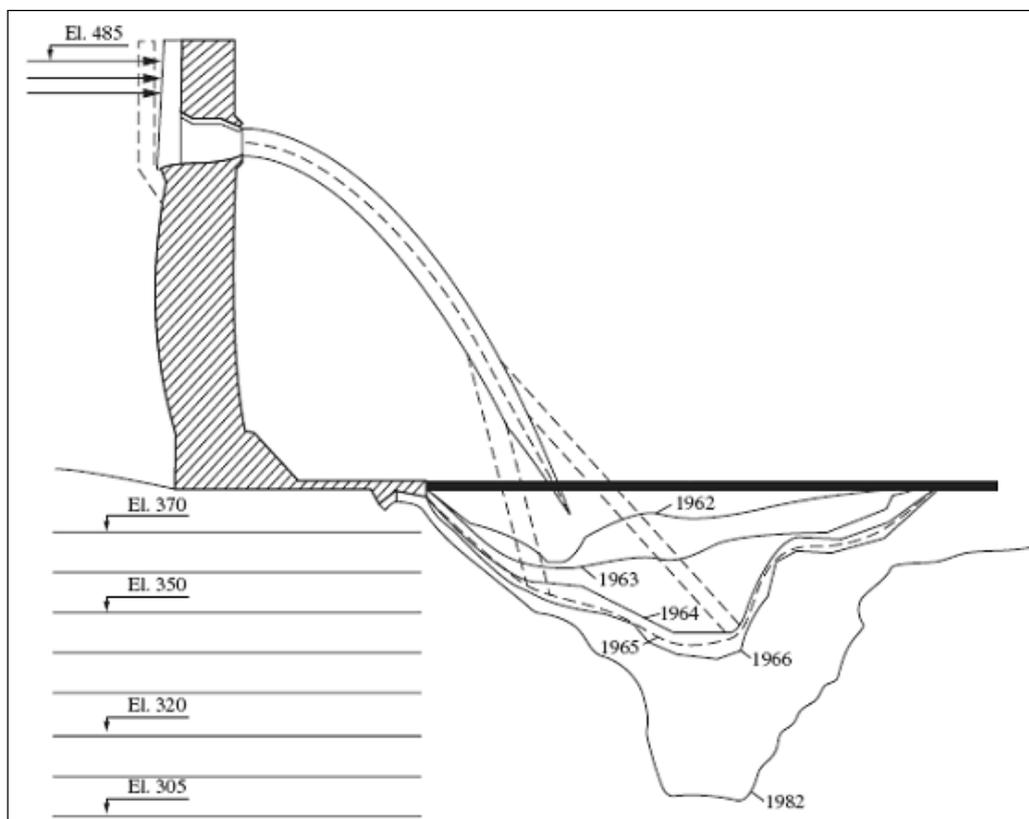


Fig.I.1 : l'affouillement au pied de l'évacuateur du barrage de Kariba

Un autre exemple de l'affouillement au pied de l'évacuateur de crue du barrage Bartlett en Arizona. Ce barrage sur la rivière de Verde River é été construit entre 1936 et 1939 (**Photo I.1**). C'est un barrage en multi-voutes d'une hauteur de 87m, l'évacuateur placé à gauche de la digue est conçu pour une crue de 4950m³/s à travers

trois sorties de 15.24m par 15.24m, le canal de l'évacuation est de 52m de largeur et 122m de longueur, ce dernier déverse sur des roches plus bas.



Photo I.1: Le barrage Bartlett sur la rivière de Verde River en Arizona (Photo: Bureau of Reclamation, US Department of Interior).

Le phénomène de l'affouillement s'est déclenché depuis la mise en service du barrage puis en 1941 (**Photo I.2**) lorsque l'évacuateur a fait passer une crue de 925 m³/s, l'eau a érodé ces roches et a créé une ouverture de 36m de largeur. En 1965 un autre événement d'écoulement exceptionnel d'une ampleur de 810m³/s a approfondi l'affouillement ce qui poussé à intervenir en utilisant du béton pour protéger les roches contre l'affouillement.



Photo I.2: L'évacuateur de crue du barrage Bartlett (en débordement en 1941 : Photo of Bureau of Reclamation, US Department of Interior).

Deux autres crues sont survenues, la première en Mars 1978 avec un débit de $1980 \text{ m}^3/\text{s}$ et l'autre en Décembre 1978 avec un débit évacué de $1660 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces deux crues ont augmenté significativement l'affouillement au pied de l'évacuateur. **(Photo I.3)**

Ces événements d'écoulements exceptionnels ont prouvés encore une fois l'agressivité de l'eau vis-à-vis des différents types de sol.

Les concepteurs n'ont pas cessé d'intervenir pour réduire les effets de l'affouillement sur l'ouvrage. Le voile de béton qui a été construit après les crues de 1978/79 dans la jonction entre l'évacuateur et le trou d'affouillement a été détérioré durant la crue de 1980 (avec un débit de $3030 \text{ m}^3/\text{s}$). Cet événement a aussi amplifié l'affouillement. Un deuxième voile a été placé mais cette fois sur le fond du trou et durant la crue de 1993 avec un débit de $3325 \text{ m}^3/\text{s}$ ce voile a perdu sa partie droite.



Photo I. 3: L'évacuateur de crue du barrage Bartlett durant l'événement de 1978

Les roches ne sont pas à l'abri de l'affouillement, on cite l'autre exemple du barrage de Ricobayo en Espagne, au début des années 1930, lorsque ce barrage fut construit, en prenant en compte la faible l'érodabilité des roches, l'évacuateur de crue devrait déverser dans une zone rocheuse (comme le modèle physique réduit le montre sur la **Photo I.4**). Une fois construit (fin 1933 et début 1934) cette zone a subit un affouillement considérable durant les 19 premiers jours, après 3 mois les dommages ont été catastrophiques.

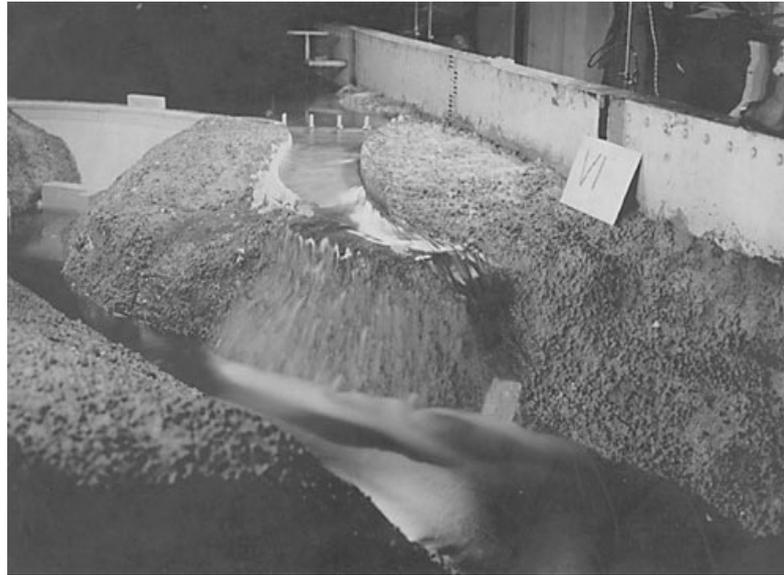


Photo I.4: le modèle physique réduit du barrage de Ricobayo en Espagne, construit en 1930

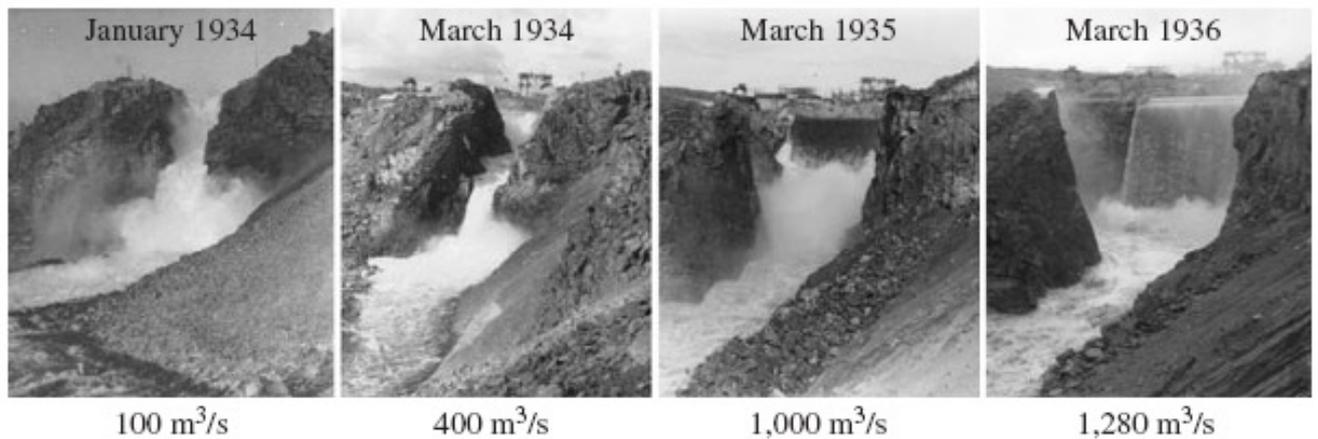


Photo I.5: L'ampleur de l'affouillement dans les roches à l'amont de l'évacuateur de crue du barrage de Ricobayo en Espagne

Un autre type d'affouillement qui touche les barrages, c'est celui due à la cavitation. Tout se passe dans les conduites de vidange des barrages (exemple : dans la vanne de fond ou dans les conduites de l'évacuateur) lorsque la pression est énorme si elle dépasse la pression de vapeur, les bulles d'air qui se créent dans la zone de cavitation, explosent près des parois de la conduite arrachant ainsi les couvertures en béton de la conduite (érosion).

L'exemple le plus récent c'est celui du tunnel de l'évacuateur des crues du barrage de Glen Canyon sur le fleuve Colorado aux états unis,

Le barrage de Glen Canyon c'est un barrage en béton principalement destiné à la production d'électricité, construit entre 1956 et 1966, ce barrage d'une architecture exceptionnelle a failli être détruit en 1983.



Photo I.6 : le barrage de Glen Canyon durant les crues de 1983.

Le 15 Juin 1983, après quatre jours d'intempérie, le niveau du lac du barrage Glen canyon a continué d'augmenter, et l'évacuateur s'est mis à évacuer le surplus d'eau. Tout semblait aller pour le mieux, mais les sismographes ont enregistré des vibrations dans le corps du barrage, et l'eau à la sortie de l'évacuateur est devenue boueuse de couleur rouge avec des morceaux de béton dans le jet d'eau.



Photo I.7 : Les dommages dans le tunnel d'évacuation de barrage Glen Canyon

Une inspection de la conduite d'évacuation a révélé des dégâts considérables, en plus du béton qui a été arraché, le sol en dessous a été complètement érodé, malgré que le déclenchement est due à la grande pression qui a causé la cavitation mais ça reste un type d'affouillement tant qu'il y a arrachement et déplacement du sol et surtout du fait qu'un ouvrage hydraulique a été mis au risque.



Photo I.8: travaux de remise en service du tunnel d'évacuation

La remise en service de l'ouvrage a nécessité des réparations considérables dans les tunnels d'évacuation, dans la photo ci dessus, on constate d'un côté l'ampleur des dégâts et de l'autre coté les travaux de réparation qui ont été menés.

II.2- L'eau et la sécurité des conduites sou marines

Au cours du 20^{eme} siècle, de nombreux ouvrages, partiellement ou complètement immergés, ont été construits dans les mers et les océans. Ces structures sont principalement installées pour répondre aux besoins de l'homme notamment dans le cadre de ses activités économiques. [15]

Elles sont diverses et ont des fonctions différentes qui peuvent être classées dans plusieurs catégories : des conduites sous marines, les ouvrages de protection côtière, les plates-formes pétrolières, les installations d'élevage de produits de la mer, etc. Quelles que soit leur géométrie, elles sont soumises à des sollicitations extérieures, l'affouillement figure parmi les conséquences de ces sollicitations.

Une canalisation qui repose sur le fond de la mer est exposée à l'érosion sous marine et par conséquent aux risques liés à ce phénomène **Fig. I.2**. Dans l'eau profonde, les courants secondaires sont tellement forts que l'affouillement prend plus d'ampleur en plus dans le cas des conduites sous marines, il est difficile de faire une inspection de ces ouvrages. **[16]**

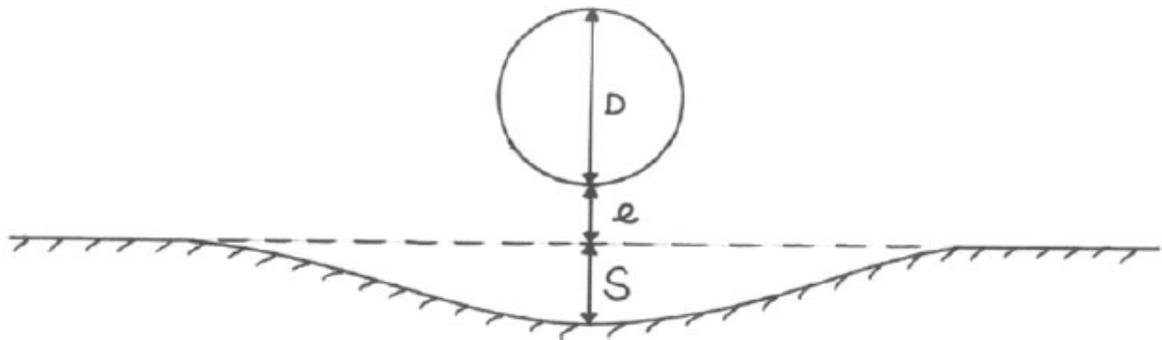


Fig. I.2: l'affouillement au dessous des conduites sous marines

Dans le cas des rivières, l'affouillement du lit peut exposer les conduites traversant ces cours d'eau surtout si elles ne sont pas bien enterrées, par contre dans le cas des océans, les forts courants océaniques peuvent causer des dégâts énormes sur ces conduites.

L'exemple du delta de Mahakam à Kalimantan en Indonésie où on trouve un grand nombre de conduites de gaz et de pétrole traversant ce delta **[05]**.

La dégradation à long terme de ce delta ainsi que l'affouillement de ces conduites a causé l'explosion de l'une d'elles.



Photo I.9: Le delta de Mahakam à Kalimantan en Indonésie, connu par les nombreuses conduites qui le traversent

II.3- L'eau et la sécurité des ponts hydrauliques

Le pont est une des formes de contraction de la section d'un cours d'eau, les appuis (piles et culées) minimisent la section dans les conditions normales d'écoulement, le tablier réduit considérablement cette section lors des conditions exceptionnelles. L'accumulation des débris est une contrainte en plus aggravant l'état d'écoulement au niveau des ponts durant les plus hautes eaux.



Photo I.10: Affouillement des remblais d'accès d'un dalot en Algérie (Accumulation des débris et réduction de la section d'écoulement).

L'affouillement représente un problème grave pour les ponts construits sur les cours d'eau à fonds mobiles, en effet ce phénomène a causé beaucoup de détériorations, et parfois même des destructions des ponts causant de dégâts humains et matériels dans le monde.

L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions.

En Algérie, bien que ce phénomène a emporté des dizaines d'ouvrages, il n'existe toujours pas de statistiques officielles. Le phénomène est tellement répandu que des constats sont parfois désolants à l'instar de l'incident du pont routier sur RN6 (Ain Sefra) où l'on constate l'enfoncement de l'une des piles du pont après affouillement du sol d'assise (photo ci-dessous).



Photo I.11: effondrement du pont routier à PK 0+710 RN6 –Ain Sefra

Un autre exemple sur l'impact de l'affouillement sur les ouvrages hydrauliques en Algérie est celui du pont enjambant Oued Barika. Il s'agit d'un ouvrage de 60m d'ouverture sous forme de cadre permettant à la route nationale RN78 de traverser l'oued à 10Km, à l'amont de cette ville. L'ouvrage a été réalisé en 1980, il est fondé sur un radier général en béton armé posé au fil d'eau.

En 20ans de service, la subdivision des travaux publics a noté (3) crues qui sont passées au dessus de la dalle, dont la dernière en 1998 pour un débit de 1000m³/s qui a ruiné l'ouvrage. [50]



Photo I.12: L'état du pond enjambant Oued Barika après le passage de la crue de 1998



Photo I.13: l'effondrement du pond enjambant Oued Barika

En Algérie, le plus grand barrage à savoir celui de Beni Haroun (d'une capacité de 1 milliards m³) a été touché par ce phénomène autour des appuis du pont enjambant la cuvette. Un bureau d'étude français s'est chargé de l'expertise relevant ainsi des mesures considérables de l'affouillement près des appuis de ce pont.



Photo I.14: l'affouillement autour des appuis du pont enjambant la cuvette du barrage de Beni Haroun (Algérie)

Dans le premier congrès international de la physique numérique organisé par l'université de Mohammed Boudiaf d'Oran (USTO MB) entre 13 et 15 octobre 2012, le directeur de ce barrage, nous a expliqué qu'un bureau d'étude français a fait plusieurs plongées pour inspecter les fondations du pont en question. Ils ont utilisé, parmi d'autres, une camera pour inspecter les appuis du pont et un doppler pour le relevé en 3D de la fosse d'affouillement.

II.3.1 Principales causes d'effondrements des ponts dans le monde

La rupture des ponts hydrauliques peut résulter d'un certain nombre de facteurs tels que : Le débordement des eaux au dessus du tablier, l'accumulation des débris, l'érosion des talus, les charges excessives et l'affouillement autour des appuis. Les figures ci-dessous résument les principales causes de l'effondrement des ponts aux États-unis, à la Nouvelle Zélande et en Afrique du Sud. [05]

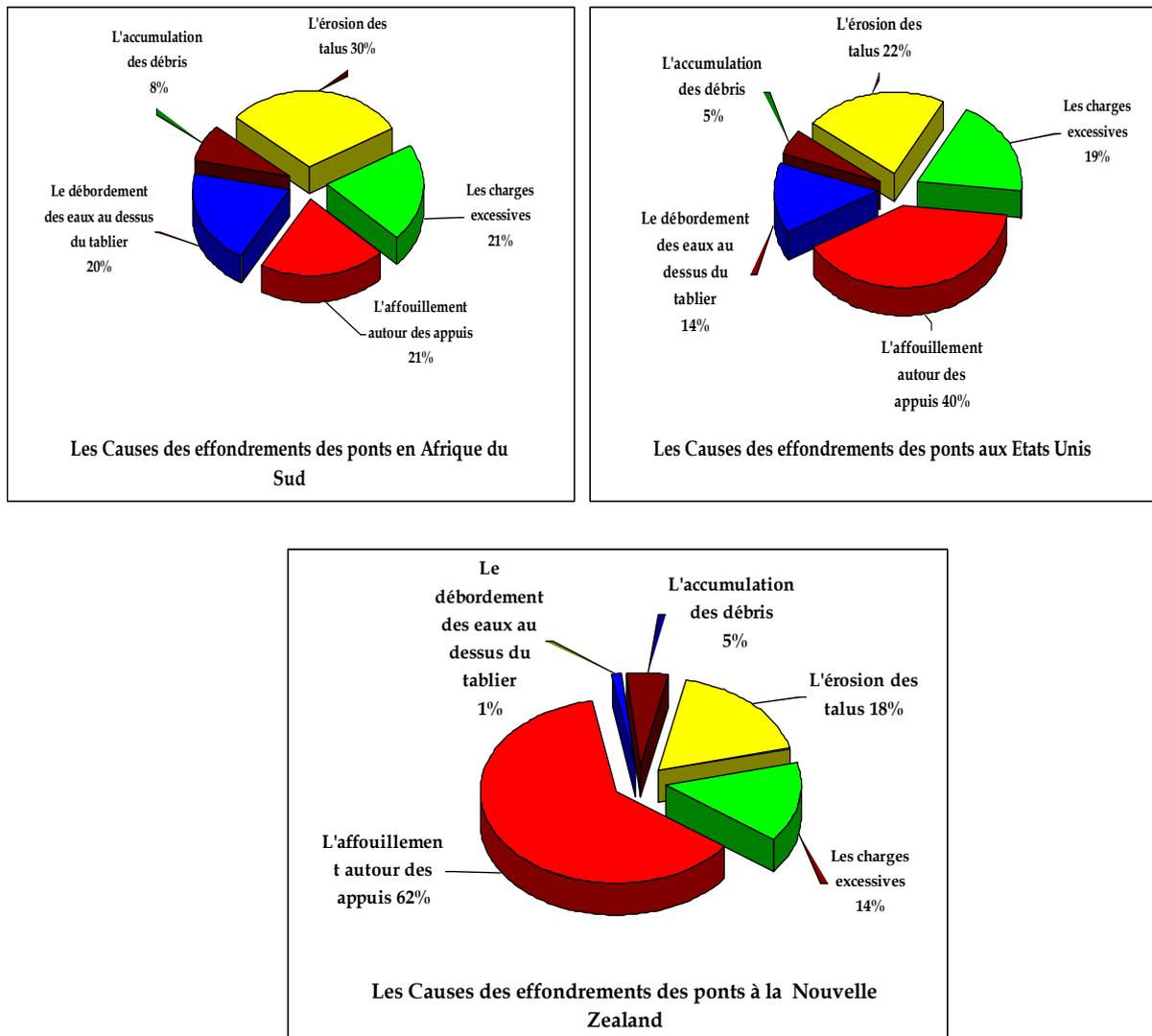


Fig. I.3: les causes des effondrements des ponts dans le monde.

L'affouillement cause l'effondrement de 21% des ponts en Afrique du sud, 40% des ponts aux Etats-Unis et 62% des ponts à la nouvelle Zélande. C'est la principale cause de la rupture du pont de Schoharie Creek à New York le 5 avril 1987. Cet événement a marqué l'histoire de l'affouillement du fait qu'il a causé la perte de neuf vies humaines et un disparu en plus des dégâts matériels.



Photo I.15: Le pont de Schoharie Creek à New York, détruit par l'affouillement (5 avril 1987)

L'autre exemple est celui du « pont de Woodrow Wilson » qui traverse le Potomac aux Etats-Unis, la présence de l'argile entourant les fondations a nécessité une étude du potentiel affouillable dans ce type de sol, la protection de cet ouvrage a été estimée à plusieurs millions de US Dollars. [05]



Photo I.16: le pont de « Woodrow Wilson » qui traverse le Potomac aux Etats-Unis

L'effondrement partiel du pont Wilson à Tours en avril 1978, montre de façon évidente la puissance des eaux et les dégradations provoquées. Ce sont des illustrations frappantes des risques hydrauliques. Il y en a d'autres, certes moins spectaculaires, qui apparaissent lentement et dont les désordres se manifestent essentiellement après quelques années, voire des dizaines d'années, et qui cependant représentent des coûts économiques de réparation très élevés.

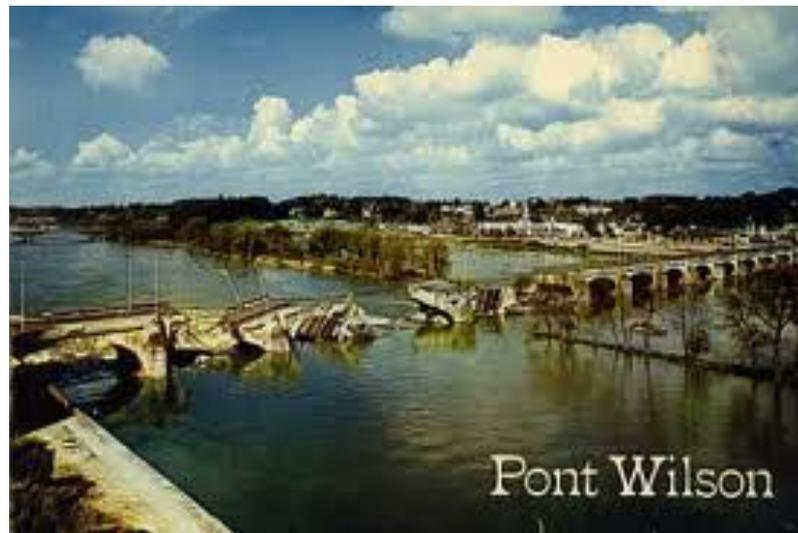


Photo I.17: l'effondrement partiel du pont Wilson à Tours en avril 1978

Ces statistiques ont poussé vers l'implémentation des programmes de mesure et de surveillance des ponts aux Etats-Unis, les enquêtes menées ont montré que plus de 140.000 ponts hydrauliques aux Etats-Unis sont vulnérables à l'affouillement, ce qui représente 29% des ponts existants (484246 ponts) qui ne sont pas à l'abri de ce phénomène, ce pourcentage est proche de celui des ponts déjà détruits par la même cause (40%).

La conception des ponts modernes prend en considération le phénomène de l'affouillement, on cite ici l'exemple du « pont de la confédération » de 13 Km de longueur dans l'Est du Canada où l'affouillement a été pris en considération dans la conception de ces 65 piles en plus d'un système de surveillance de ce phénomène.

II.3.2- Différentes formes de la pile de pont

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées. [12]

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

Les ponts comprennent essentiellement des éléments porteurs et des appuis. Les éléments porteurs transmettent aux appuis les efforts provenant des différentes charges qu'ils ont à supporter et les appuis transmettent ces efforts au sol par l'intermédiaire des fondations. [17]

Les appuis dans un pont sont constitués par des culées et des piles. Ils assurent la liaison entre le pont et le terrain naturel. Les piles sont les appuis intermédiaires, destinées à supporter les charges du tablier. Elles sont de plusieurs types :

- Section unique : circulaire, carrée, rectangulaire...
- Section de dimension fixe ou variable
- Section pleine ou creuse
- Section composite

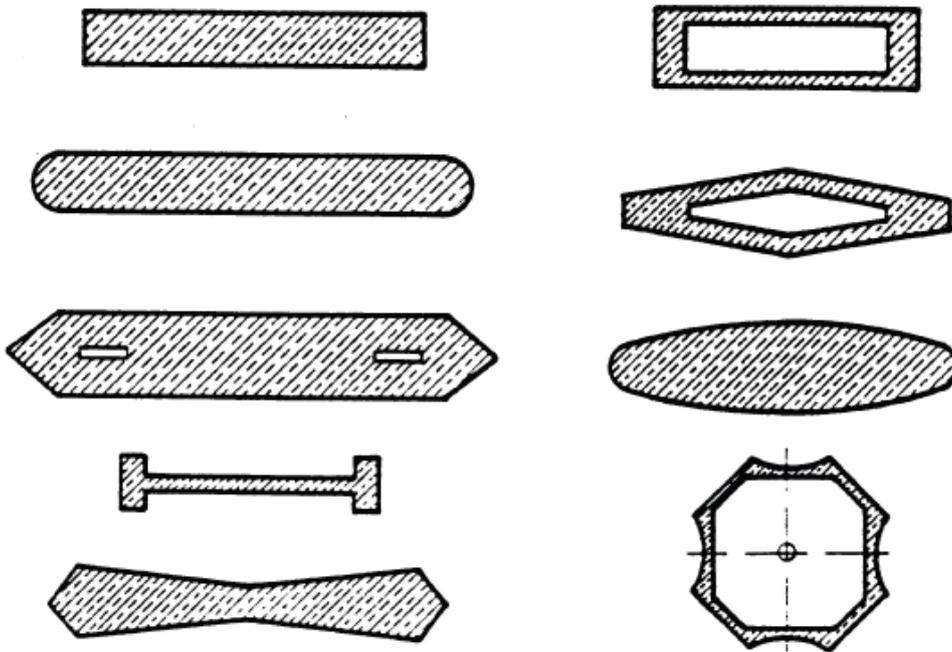


Fig. I.4: les formes des piles de ponts hydrauliques. [18]

Si le pont doit franchir un cours d'eau, il faut non seulement connaître le profil en travers du lit et le tracé des berges, mais aussi se préoccuper de leur évolution dans le temps, du fait de l'érosion naturelle ou de projets de rectification ou d'approfondissement. Il est nécessaire de connaître aussi bien que possible le niveau des eaux, le débit et le tracé de la rivière aux différentes crues, le débit solide (en vue de la protection éventuelle des parements des appuis).

Dans le cas où on ne peut pas éviter de placer des appuis dans la rivière, il faut faciliter au maximum l'écoulement des eaux et se prémunir contre les risques d'affouillement. [17]

Le risque hydraulique inclut tous les phénomènes d'érosion et de transport solide, l'action des écoulements sur les ouvrages en terre et les ouvrages d'art, les

inondations, les abaissements ou remontées des nappes, les érosions des sols et les affouillements.

II.3.3- L'écoulement autour d'une pile de pont

L'affouillement autour des piles de pont est de type affouillement local qui se manifeste comme un trou autour d'un obstacle provoqué par le transport des sédiments qui est le résultat de la structure locale d'écoulement créée par l'existence d'un obstacle, donc, il est nécessaire d'étudier la structure d'écoulement et des mécanismes relatifs de l'affouillement. Généralement la structure locale d'écoulement autour d'une pile de pont comprend l'écoulement descendant du côté amont de la pile dans le plan vertical. Le système en fer à cheval de vortex « horseshoe vortex » qui enroule autour de la base de la pile, est l'unité générateur de l'affouillement et le système de vortex de sillage « Wake vortices » à l'arrière de la pile qui se prolonge au-dessus du tirant d'eau. Ces dispositifs compliquent considérablement l'arrangement de la structure locale d'écoulement (Dey 1996) in Seung Oh Lee. 2006. L'effet complet de cette structure complexe d'écoulement est d'augmenter le transport des sédiments local ayant pour résultat l'affouillement local.

La pression sur la partie amont de la pile décroît avec la distance au-dessous de la surface libre en raison de la distribution non uniforme des vitesses dans la couche limite qui a affaibli le gradient de pression en amont, le long de la surface de la pile de pont qui conduit l'écoulement vers le bas. Les augmentations de l'écoulement descendant de la surface libre à un point près du lit où la vitesse de l'écoulement devient maximale, d'environ 40% de la vitesse moyenne d'écoulement. Cette baisse des flux produit un courant inverse en bas près du lit et près de la pile de pont. Le système de vortex de sillage enlève les matériaux de lit qui est alors porté en aval par le courant. Puisque l'intensité de turbulence augmente, l'érosion et le transport des matériaux de lit est intensifié (Breusers et al. 1977).in Seung Oh Lee.2006. **[19]**

L'affouillement local autour d'une pile est le résultat de l'interaction entre la pile, l'écoulement et le lit. La présence d'une pile se traduit par un écoulement turbulent tridimensionnel caractérisé par la baisse des flux vers le bas de la pile et l'apparition des tourbillons sous formes de fer à cheval (Horseshoe) le long de la base de la pile. Il a été généralement convenu que cet affouillement est initié par l'écoulement vers le bas et lesquels provoqués par le tourbillon à fer à cheval. Le processus d'affouillement peut être soit à l'eau claire (clear-water), quand il n'y a pas de grand transport de sédiments ou à fond mobile (live-bed), quand un transport de sédiments se déroule le long du canal. L'affouillement local est un phénomène complexe dû à l'interaction entre les différents paramètres, à savoir le fluide, l'écoulement, le temps, les matériaux du lit et la pile. Deux intérêts particuliers dans l'étude de l'affouillement local autour d'une pile sont le développement de l'affouillement d'équilibre en fonction de ces paramètres et la modification du champ d'écoulement autour de la pile. **[20]**

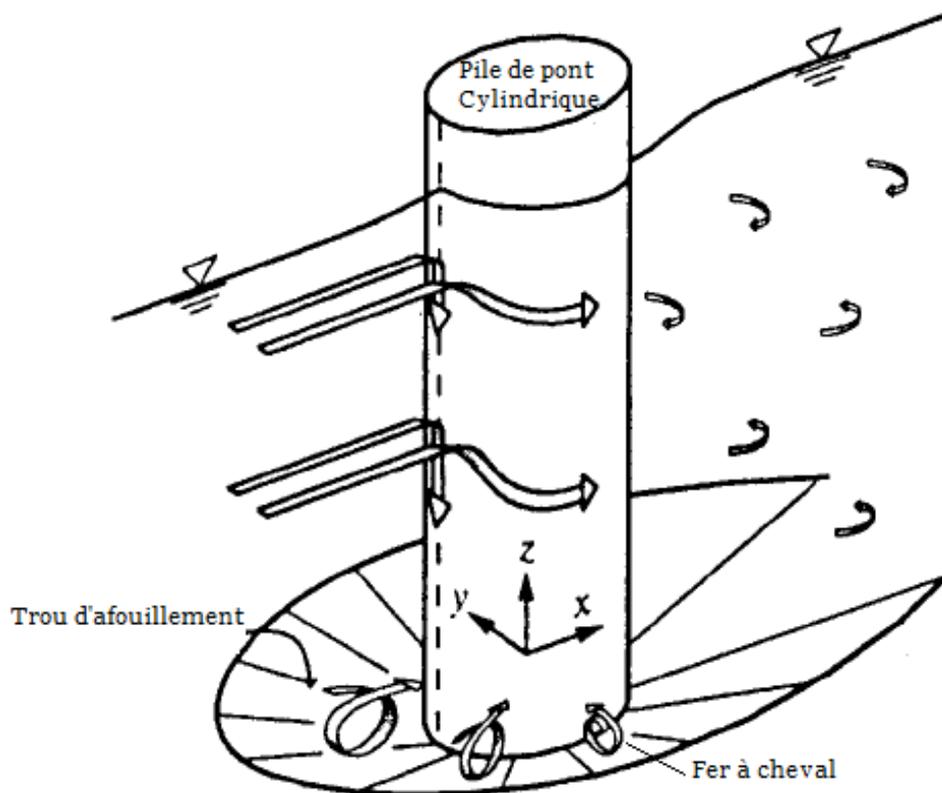
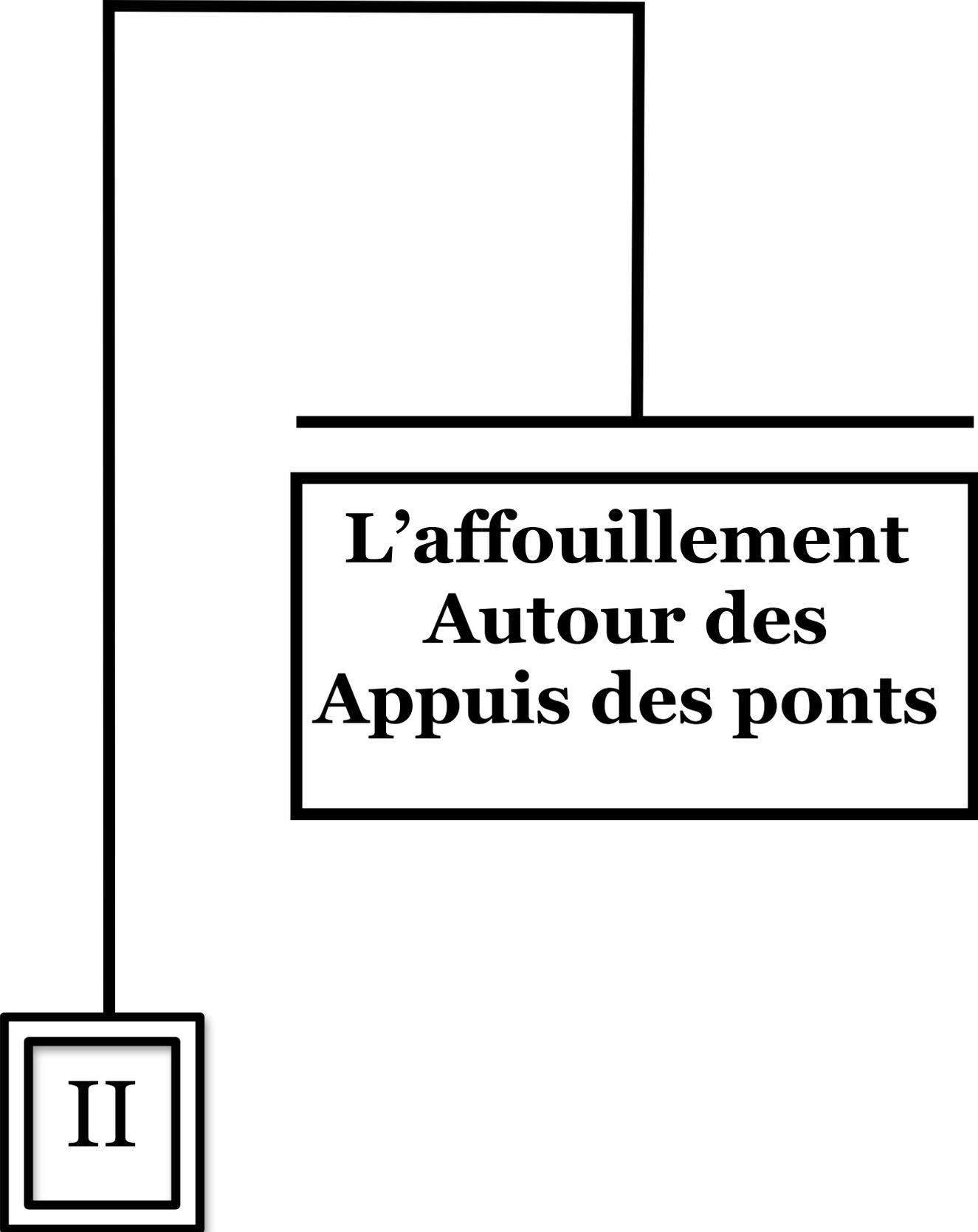


Fig. I.5: Ecoulement autour d'un cylindre (pile de pont cylindrique)

On trouve dans la littérature que la force et la taille des tourbillons en fer à cheval sont étroitement liées à la géométrie de la pile et à la vitesse d'approche de l'écoulement en amont de la pile de pont.

Quand la vitesse relative entre le corps et le fluide environnant est très petite de sorte que le nombre de Reynolds soit petit, l'écoulement suivra la surface du corps où dans ce cas-ci la surface du corps forme une ligne profilée (ligne de courant). Au-dessus d'un R_e critique, l'écoulement se sépare du corps. Le R_e auquel la séparation se produit n'est pas une constante mais une fonction ayant la forme de la texture extérieure du corps et de l'intensité de la turbulence dans l'écoulement. À mesure que R_e augmente, une région fermée derrière le corps se forme par des lignes de courant séparées à l'amont de l'obstacle. Cette région s'appelle « sillage », tandis que dans un sens plus général et plus large la définition du sillage couvrirait la région entière de la vorticité non nulle en aval du corps. [21]



**L'affouillement
Autour des
Appuis des ponts**

II

I- Introduction

Lors de la conception d'ouvrages ou autres aménagements franchissant des cours d'eau, il serait intéressant de connaître la profondeur à laquelle se trouve le substratum. Il est souhaitable d'encastrement les fondations dans ce dernier ou au minimum se fonder dessus. Dans ces cas, on ne craint pas que le fond de fouilles soit affouillé. Néanmoins, le substratum est dans la majorité des cas très profond et le critère de réalisation économique des ouvrages ne permet pas d'atteindre cette couche résistante.

En effet, lorsque les ouvrages sont fondés sur les sols meubles, même de bonne portance, le risque d'affouillement autour et au-dessous des fondations demeure préoccupant.

Beaucoup de travaux ont abordé l'affouillement local autour des fondations des ouvrages, notamment les travaux de E. Richardson et S. Davis 2001, P. Julien 2002, Dargahi 1989, Roulund et al 2005, I. Istiarto 2001, R. Pasiok, S. Szydło 2010, Q. Yang 2005, M. Muzzammil et T. Gangadhariah 2003, W.H.Graf et I.Istiarto 2002, Jens Unger et Willi H. Hager 2006, L. Gislain 2004. Dans ce qui suit on s'intéressera principalement à l'affouillement autour des piles de pont.

II- Aspect dynamique du cours d'eau

Le cours d'eau présente un aspect dynamique se caractérisant par plusieurs phénomènes, en particulier :

- L'érosion
- Le transport
- La sédimentation

Lorsque la vitesse du courant est suffisamment importante l'Oued érode. Pour des vitesses moyennes, la rivière transporte ce qu'elle a stocké. Enfin, dès que la vitesse devienne trop faible, l'eau dépose ce qu'elle véhicule (sédimentation). Ainsi, la rivière est son propre architecte. Au fil du temps, elle modèle son lit, en fonction de la pente et du débit (qui conditionne la vitesse du courant) et de la nature des terrains traversés dont les matériaux résisteront plus ou moins à la force de l'eau.

Chaque cours d'eau, en fonction de ses caractéristiques, tend à atteindre un état d'équilibre hydrodynamique qui lui est propre et lui conditionne le rapport entre quantité de matériaux érodés, quantité de matériaux transportés (débit solide) et quantité de matériaux sédimentés. Il en résulte que l'on peut distinguer à grande échelle des secteurs à érosion dominante (secteur amont) et à sédimentation dominante (secteur aval) et à plus petite échelle, à l'intérieur de ces secteurs, une alternance de seuils (faible hauteur d'eau, vitesse de courant importante, érosion dominante) et de mouilles (fortes hauteur d'eau, faible vitesse de courant, sédimentation dominante).

III- Stabilité des cours d'eau

D'une façon générale, les cours d'eau adaptent leur tracé, leur profil en travers et leur profil en long à la combinaison des débits liquide et solide qui se produit à un

instant donné. Le creusement, le comblement, la sinuosité du lit correspondent à ces modes d'adaptation pour aboutir, en l'absence de toute intervention humaine, à un état stable. [12]

En fait, cette stabilité ne correspond pas à un arrêt complet de toute forme d'érosion ou de sédimentation. Les alluvions des rivières à fond de lit stable sont en mouvement permanent, mais la forme générale reste inchangée. Lorsque les sédiments sont déplacés vers l'aval, ils sont remplacés par d'autres venants de l'amont, une crue peut perturber l'équilibre, mais l'interaction du courant et des matériaux rétablit ultérieurement les fonds perturbés.

Ce processus amène à distinguer traditionnellement les rivières dites « jeunes » (torrents, rivières de montagne) dont le creusement du lit continu à se développer, et les rivières dites « vieilles » ayant atteint, en principe, un état d'équilibre. Dans la réalité, le phénomène est plus complexe. En effet, les interventions humaines (barrages, endiguements, extractions des matériaux, etc.) perturbent l'évolution normale et naturelle des cours d'eau. Les extractions anarchiques de matériaux ont entraîné un abaissement graduel du lit de certaines « vieilles » rivières, mettant en danger les ouvrages hydrauliques. [12]

La dynamique fluviale d'un cours d'eau évolue sous l'effet du transport liquide et du transport solide, L'existence d'un obstacle influe sur cet équilibre dynamique, l'obstruction de l'écoulement change le champ de vitesse qui fait varier la contrainte de cisaillement sur le fond. L'existence d'un ouvrage sur le cours d'eau réduit la section d'écoulement et augmente la vitesse et donc l'érosion. L'érosion des appuis latéraux des ponts (ou affouillement local autour des culées) met l'ouvrage en danger autant que l'affouillement autour des appuis centraux (l'affouillement autour des piles).

IV- Définitions de l'affouillement

Breusers et al. (1977) ont défini l'affouillement comme étant un phénomène provoqué par l'écoulement de l'eau dans les fleuves et les jets. C'est la conséquence de l'action érosive de l'eau, ce qui enlève et érode le matériau du lit et également de la proximité des piles et des Culées de pont.

Cheremisnoff et al. (1987): c'est l'abaissement du niveau du lit d'un fleuve par l'érosion de l'eau tels qu'il y a une tendance à exposer les bases des structures riveraines telles que les ponts. L'affouillement peut être provoqué par les événements d'écoulement normal ou exceptionnels (d'inondation). L'écoulement normal peut abaisser le lit de canal mais l'affouillement est plus accéléré pendant le débit de pointe dans lequel la vitesse d'écoulement est très importante. En d'autres termes, l'affouillement peut se produire dans n'importe quelle condition d'écoulement qui fait éroder le lit à proximité de l'obstruction mais le taux d'affouillement est beaucoup plus prononcé lors de plus grands événements d'écoulement. L'épaisseur du sol érodé au-dessous d'un niveau normal (généralement le niveau du lit du cours d'eau

avant le commencement d'affouillement) est appelée la profondeur de l'affouillement. La fouille ou la dépression est définie comme le vide créé quand le sédiment est enlevé d'un lit. [22]

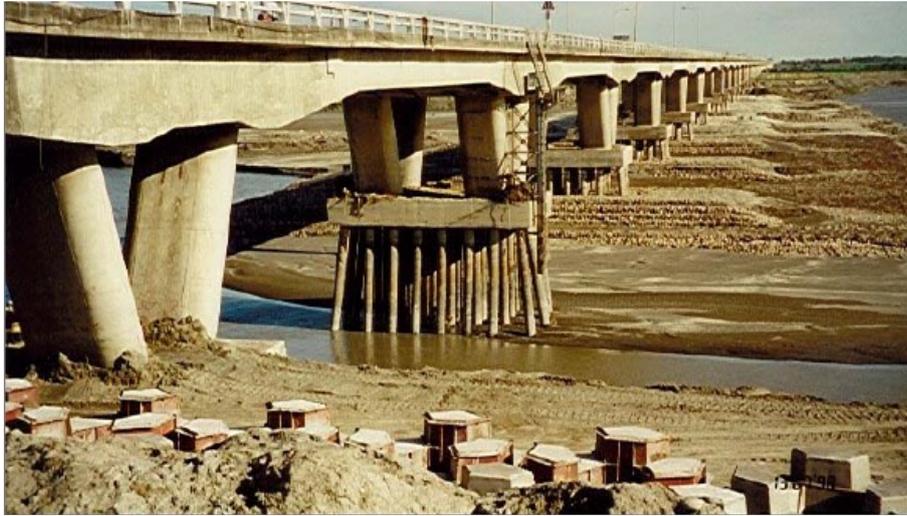


Photo II.1: Un exemple d'affouillement autour des piles de pont [23]

Le processus de l'affouillement a été décrit par Hass et al, 1999 et Van Tuu, 1981, de la manière ci-après :

L'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued ou de ces berges. La vitesse de l'eau qui augmente résulte en une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit créant ainsi une fouille. [24]

Lorsque les contraintes de cisaillement deviennent suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond du lit et transportés plus loin avec le flux.

L'affouillement c'est le résultat de l'action érosive de l'eau, qui creuse et transporte les matériaux du lit et des berges des cours d'eau autour des piles et des culées des ponts (Richardson and Davis, 2001).

Ce type d'affouillement peut causer la rupture des ouvrages dans l'eau et des pertes humaines et matériels, selon Richardson et Abed (1993) dans une étude qui date de 1973 pour USFH (l'administration américaine des autoroutes) que sur 383 ponts détruits, 25% à cause de l'affouillement local autour des piles et 73% à cause de l'affouillement autour des culées. [25]

L'affouillement local est causé par l'accélération de l'écoulement et le développement du système de vortex en fer à cheval à cause de l'obstruction de l'écoulement

Selon le dictionnaire technique multilingue des irrigations et du drainage, l'affouillement c'est l'action érosive en particulier érosion locale très forte, de l'eau courante dans des cours d'eau, qui creuse et emporte les matériaux du lit et des berges. L'affouillement peut se produire dans de la terre et dans du rocher très résistant. [26]

Une autre définition stipule que l'affouillement est l'entraînement par l'eau de la terre des berges des canaux en aval des ouvrages hydrauliques, causé surtout par

une accumulation des débris, des animaux fouisseurs, l'érosion et le drainage défectueux du sous sol conduisant ainsi à un effondrement complet des berges des ouvrages ou d'un revêtement

L'affouillement autour des piles et des culées peut avoir comme conséquence l'effondrement des ouvrages et éventuellement des pertes humaines. La détermination du potentiel de l'affouillement est compliquée par la nature cyclique du processus. Les concepteurs et les inspecteurs doivent évaluer soigneusement le potentiel d'affouillement d'un cours d'eau.

L'affouillement devrait être étudié étroitement lors de la conception et l'étude d'un pont. Le concepteur habituellement place les fondations d'un pont au-dessous de la profondeur potentielle de l'affouillement donc, la détermination de cette dernière est très importante. [19]



Photo II.2 : L'affouillement général de la rivière de Sg. Jeniang, Kedah [27]

IV.1- Classification de l'affouillement

Le lit des rivières constituées de limons, sable ou graviers est mobile. Dès que l'intensité de l'écoulement dépasse un certain seuil, les sédiments sont entraînés. Le mouvement de la masse des matériaux se fait de façon différente selon les caractéristiques de l'écoulement.

Tous les types de sols sont affouillables : les sables lâches et les argiles peuvent atteindre leur profondeur maximale d'affouillement en quelques heures ou au plus quelques jours, alors que les matériaux plus cohésifs peuvent résister des années. Les roches et les matériaux cimentés atteignent leur profondeur maximale d'affouillement dans des décennies. [24]

L'affouillement de contraction et l'affouillement local se passent généralement sous deux conditions d'écoulement en fonction de l'apport solide dans le flux d'en amont : à l'eau claire « **clear-water** » et à fond mobile « **live-bed** ».

IV.1.1- Equilibre statique

Lorsque la rivière ne charrie pas en amont de l'ouvrage, l'augmentation des contraintes tangentielles donnera une érosion qui s'arrêtera lorsque l'écoulement sera insuffisant pour arracher les matériaux. Cet équilibre est atteint après un temps qui varie en fonction de la force tractrice développée. Il peut être relativement court.

IV.1.2- Equilibre dynamique

Dans une section du cours d'eau, lorsque le débit solide sortant est égal à celui qui rentre, le cours d'eau ne fait que transporter les matériaux solides sur le fond de la rivière. Cet équilibre est atteint rapidement. On parle donc de l'équilibre dynamique.

L'affouillement à l'eau claire se produit quand il n'y a pas de mouvement de la matière dans le flux en amont ou son transport se fait en suspension à travers le trou d'affouillement autour de la pile ou la culée. **[28]**

L'affouillement à fond mobile « live-bed » survient quand il y a le transport des matériaux du lit de l'amont, l'affouillement local est de nature cyclique, c'est le trou d'affouillement qui se développe pendant la phase de montée des crues et qui se recharge pendant la décrue.

Durant la période des faibles débits, les ponts hydrauliques sur des cours d'eau composés de gros matériaux sont souvent soumis à des affouillements à l'eau claire, par contre durant la période du grand débit l'affouillement est à fond mobile, puis lors de la décrue c'est l'affouillement à l'eau claire.

L'affouillement à l'eau claire « clear-water » atteint son maximum au cours d'une période plus longue que l'affouillement à fond mobile «live-bed». C'est parce que l'affouillement à l'eau claire se produit principalement dans les cours d'eau composés des matériaux grossiers.

En fait, l'affouillement local à l'eau claire ne peut atteindre un maximum jusqu'au bout de plusieurs inondations. L'affouillement maximum local à l'eau claire autour des piles est supérieur d'environ 10% par rapport à l'affouillement local d'équilibre à fond mobile. **[28]**

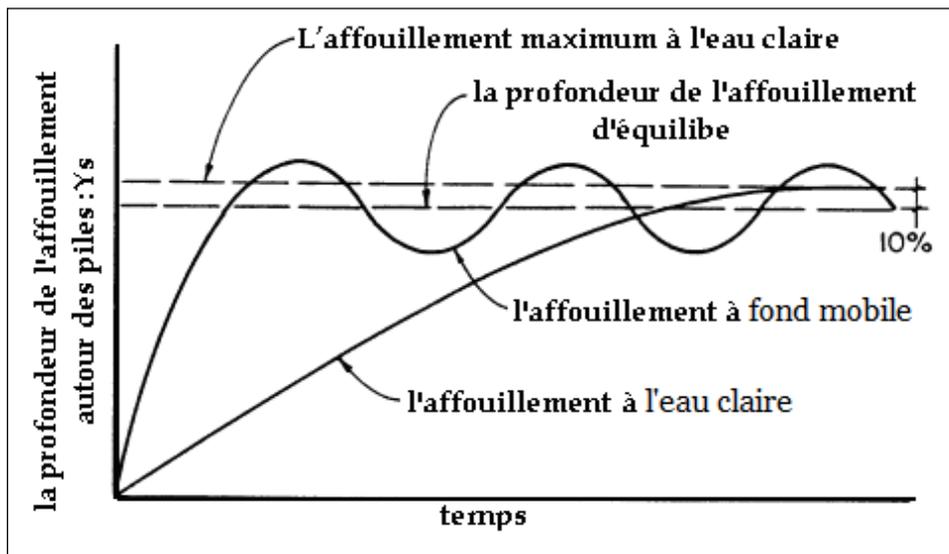


Fig. II.1: L'évolution de la profondeur d'affouillement en fonction du temps.

L'affouillement autour des piles de pont généré par un fond mobile (live-bed) dans les cours d'eau à lit sableux se présente sous une configuration fluctuante sur le lit autour d'une profondeur d'équilibre (figure II.1).

La profondeur maximale de l'affouillement autour de la pile est d'environ **30%** plus grand que la profondeur de l'affouillement en équilibre.

IV.2- Types de l'affouillement

L'affouillement a été pour longtemps reconnu comme un risque grave vis à vis de la performance et de la stabilité des ouvrages.

L'affouillement se compose de trois composantes qui, généralement peuvent être mobilisées ensembles (Richardson et Davies 1995). Elles incluent l'affouillement général, l'affouillement de contraction et l'affouillement local [22]. Cheremisinoff et al. (1987) ont divisé l'affouillement en deux types principaux, à savoir l'affouillement général et l'affouillement localisé. Quelques autres subdivisions de l'affouillement sont consignées dans la figure (II. 02).

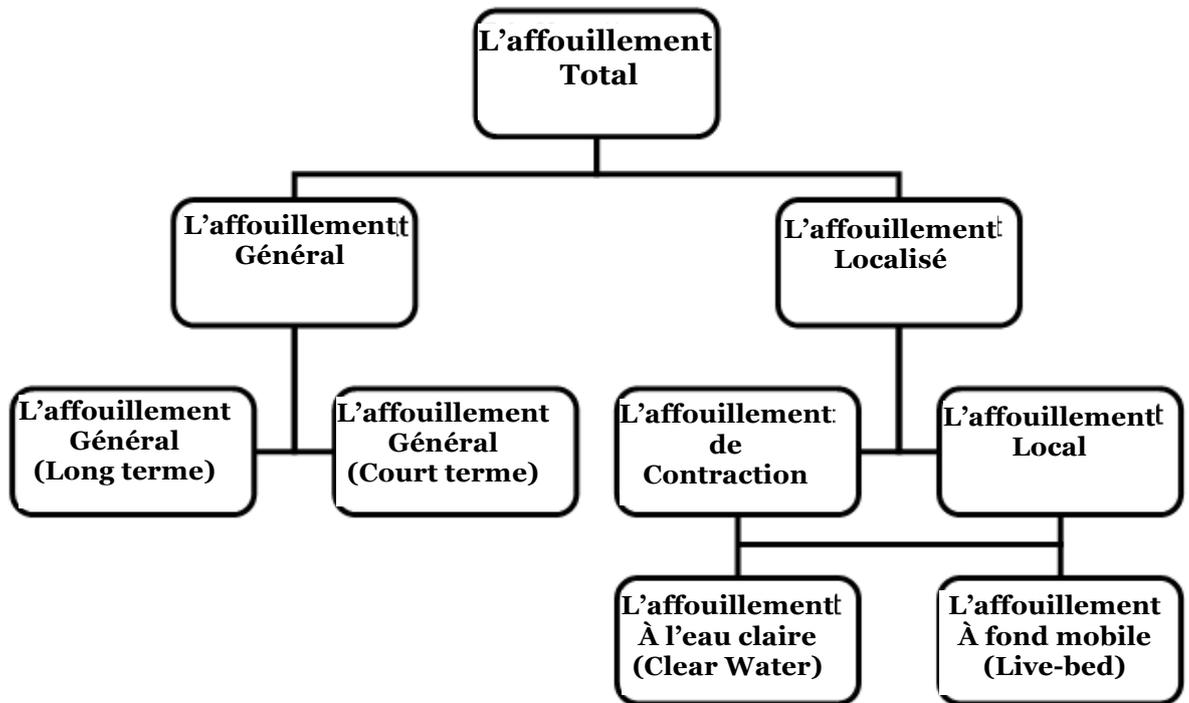


Fig. II.2: Différents types de l'affouillement

IV.2.1- L'affouillement Général

Ce type d'affouillement traite les changements de l'altitude de lit de fleuve dus à des causes induites naturelles - humaines avec l'effet de causer un abaissement global du profil longitudinal du canal. Il se traduit par un changement du régime de fleuve ayant pour résultat la dégradation générale du niveau de lit. L'affouillement général se développe indépendamment de l'existence d'un pont. Il peut être divisé en dégradation à long et à court terme, où les deux types sont différenciés par le développement temporel. (Cheremisinoff et al. 1987). L'affouillement général à Court-terme se produit en réponse à des inondations, tandis que L'affouillement général à long terme se développe sur une période sensiblement plus longue de temps, habituellement de l'ordre de plusieurs années, et inclut la dégradation progressive et l'érosion latérale des rives. [22]

C'est la diminution générale de l'altitude du lit de la rivière. Il se produit indépendamment de l'existence du pont. [29]

IV.2.2- L'affouillement localisé

Contrairement à l'affouillement général, l'affouillement localisé est directement attribuable à l'existence d'un pont ou d'autres structures riveraines. L'affouillement localisé peut être divisé en contraction et affouillement local.

IV.2.2.1- L'affouillement de contraction

Par convention un rétrécissement est dit local lorsque sa longueur n'excède pas la largeur du lit. Le "pincement" d'un lit entre les culées d'un pont rentre dans cette catégorie.

Ce type d'affouillement se produit en raison de la contraction d'un canal ou d'une voie d'eau, due soit aux moyens naturels ou intervention humaine de la plaine d'inondation. L'effet d'une telle contraction est une diminution de la section d'écoulement et une augmentation de la vitesse moyenne d'écoulement, qui cause par conséquent une augmentation des forces érosives exercées sur le lit du canal, l'effet global de ce phénomène est l'abaissement du lit de canal. Un pont sur un cours d'eau est un exemple de l'affouillement de contraction. [22]

Dans un canal normal où à un croisement de pont, qui comporte le déplacement des matériaux du lit où le domaine d'écoulement est réduit par une contraction normale du canal ou par un pont. [29]

IV.2.2.2- L'affouillement local

Il comporte le déplacement du matériau du lit autour d'une structure située dans l'eau. C'est le résultat des changements de champ d'écoulement dus à la présence d'un obstacle. Il est provoqué par l'écoulement turbulent tridimensionnel autour des piles et des culées de pont, par une accélération des vortex d'écoulement résultant de l'obstruction du chemin d'écoulement. Il est caractérisé par la formation des trous d'affouillement autour de la base du pont.

Chaque culée, formant une sorte d'obstruction dans le lit de la rivière, crée un obstacle à l'écoulement. Il se forme un ensemble tourbillonnaire responsable de la création d'une fosse d'affouillement de forme approximativement conique et située en amont au droit de l'arête verticale de la culée.

L'affouillement local peut se produire en tant qu'affouillement de **Clear-water** ou affouillement de **Live-bed**. L'affouillement de **Clear-water** qui se produit lorsqu'aucun sédiment n'est fourni de l'amont dans la zone d'affouillement.

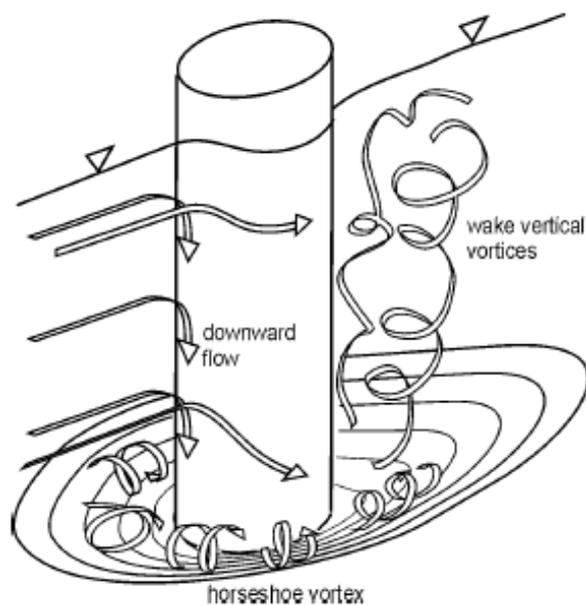


Fig. II.3: L'affouillement local autour d'une pile de pont

L'affouillement de **Live-bed**, se rapporte à la situation où le sédiment est fourni sans interruption aux secteurs soumis à l'affouillement. [29]

IV.2.3- L'affouillement total

Il se rapporte à toute la profondeur de l'affouillement à la base particulière de pont. C'est la somme de la dégradation à long terme, de l'affouillement général et d'affouillement local. La figure II.4 montre les différents types d'affouillement qui peuvent se produire dans l'environnement d'un pont. [29]

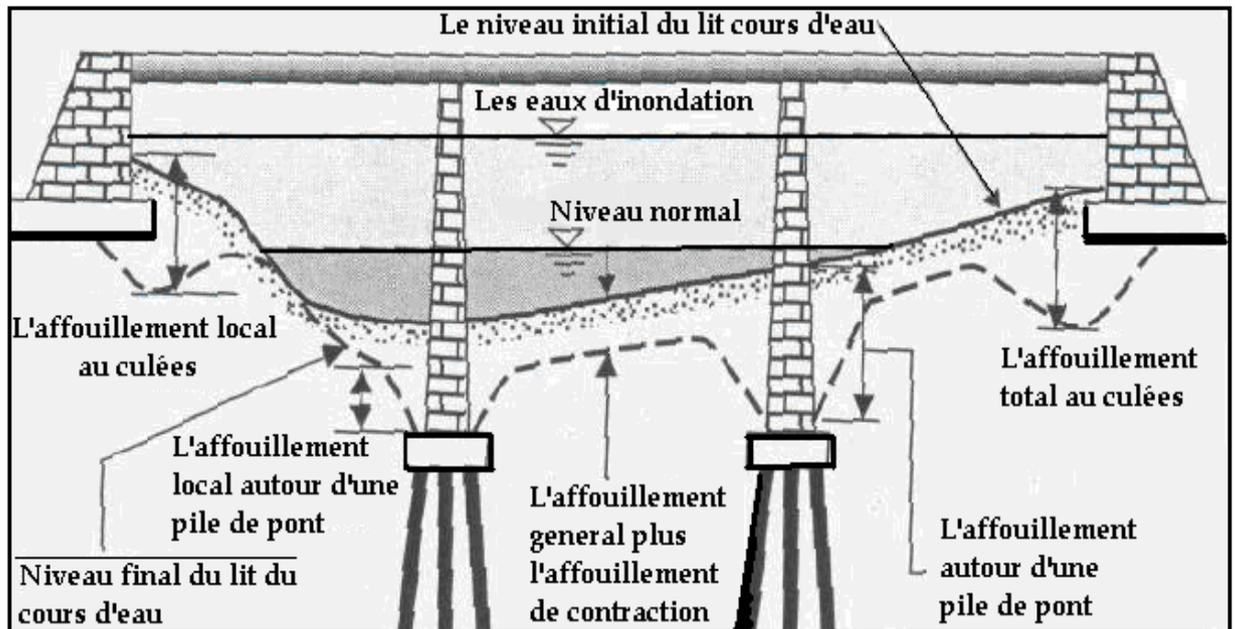


Fig. II.4 : Types de l'affouillement

D'après Wai-Fah Chen et Lian Duan dans leur ouvrage « bridge engineering [19] » la détermination de la profondeur totale d'affouillement doit considérer les étapes suivantes :

Etape 01: analyser les variations à long terme du lit du cours d'eau

Etape 02: calculer la magnitude de l'affouillement de contraction (lié à la réduction de la section d'écoulement)

Etape 03: calculer la magnitude de l'affouillement local près des culées (lié à l'existence d'obstacles face à l'écoulement)

Etape 04: calculer la magnitude de l'affouillement local autour des piles (lié à l'existence d'obstacles face à l'écoulement)

Etape 05: estimer la profondeur totale de l'affouillement

Les projeteurs de ponts neufs doivent évaluer si le calcul de la profondeur d'affouillement de l'étape 02 à l'étape 04 doit être cumulé selon la configuration du pont en question.

Le calcul de l'affouillement des ponts est particulièrement complexe dans la mesure où il est nécessaire de procéder à une judicieuse étude hydraulique et une

analyse suffisamment poussée de l'interaction des courants liquides et les matériaux tapissant le lit de la rivière.

L'importance des risques et des désordres qu'engendrent l'évolution non contrôlée du phénomène, l'envergure des répercussions socio-économiques d'un éventuel écroulement de l'ouvrage affouillé obligent, par contre les concepteurs de résoudre, par dessus tout, le problème d'affouillement. Dans ce contexte, Eniavisoa Dimbiniaina John [30] a conçu un mini logiciel qui permet d'estimer la profondeur potentielle d'affouillement en se basant sur l'équation CSU (Colorado state university).

V- Description schématique du phénomène de l'affouillement

De très nombreux ouvrages, des ponts, des quais, des barrages, des ouvrages de protection, ont été détruits parce que les affouillements sont descendus au voisinage ou en dessous du niveau de leur fondation.

Il est de la plus grande importance pour le projeteur de pouvoir déterminer la profondeur des affouillements possibles, l'amplitude et les conditions de formation. Il pourra ainsi définir le type de fondation adapté et les protections à envisager autour des fondations de l'ouvrage. De même le gestionnaire d'un ouvrage pourra réaliser les travaux nécessaires à la conservation des fondations dans un état de sécurité satisfaisant.

L'expérience montre qu'autour d'une pile de pont le lit de la rivière se creuse localement plus ou moins profondément, Les affouillements ne se produisent pas uniquement dans les sols pulvérulents, les sols cohérents sont également érodés, de même que les roches tendres et altérées ou compactes.

L'écoulement dévié par la pile s'apparente à l'écoulement tridimensionnel autour d'un cylindre de longueur infinie tant que les filets liquides restent loin du fond. Près du fond, le gradient de vitesse dû à la couche limite va donner naissance à un vortex en fer à cheval plus ou moins stable et présentant un maximum d'intensité sur la génératrice amont du cylindre.

Le vortex au pied de la pile de pont va entraîner le sédiment et éroder le terrain selon un cône d'affouillement situé sur la partie amont de la pile. L'érosion est maximale au voisinage de la génératrice amont de la pile, là où des vortex prennent naissance et viennent amplifier l'érosion provoquée par les courants plongeant de la couche limite.

La séparation de la couche limite à proximité d'une pile de pont crée un système de vortex en rouleau, une vue de dessus de ce phénomène visualise une forme d'un fer à cheval, pour cela ce système de vortex est appelé : fer à cheval (Horseshoe).

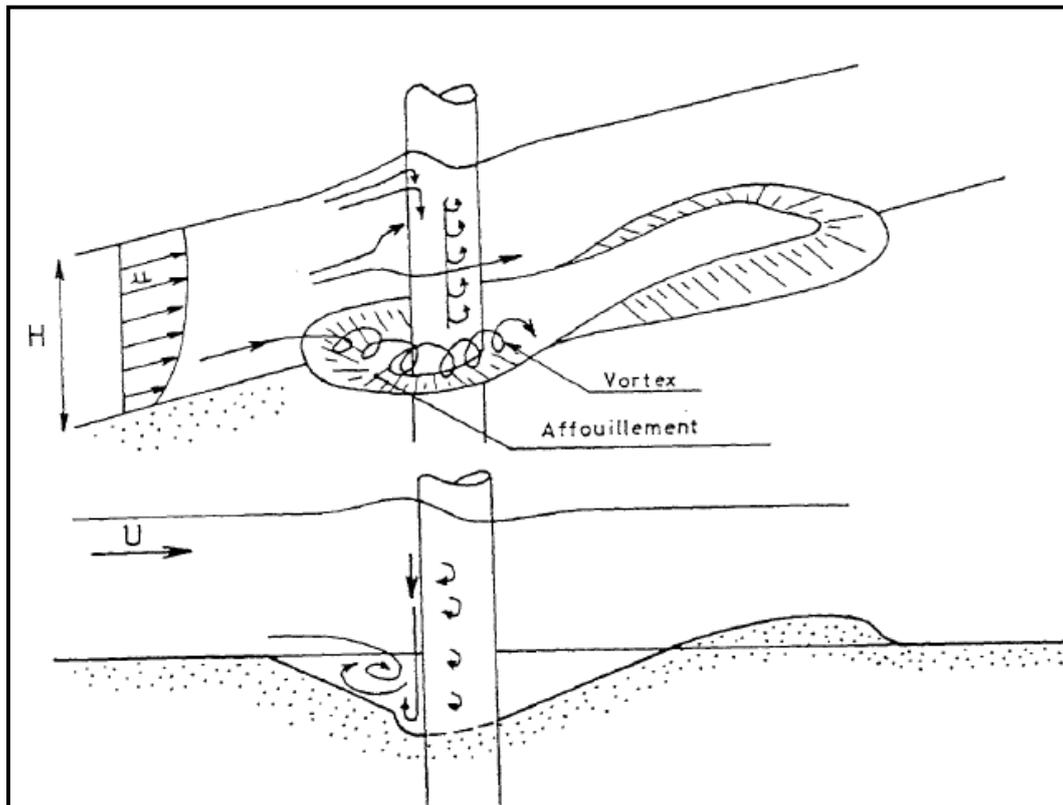


Fig. II.5 : Schéma descriptif de l'affouillement autour d'une pile cylindrique

M. Muzzammil et T. Gangadhariah (2003), ont étudié expérimentalement, durant tout le processus d'affouillement, le premier vortex en fer à cheval qui se forme au droit d'une pile cylindrique et qui est tenu pour principal responsable de cet affouillement avec une méthode simple et efficace. Ils ont pu obtenir les caractéristiques moyennes du vortex en terme de paramètres relatifs aux variables de l'écoulement, de la pile et du canal. [31]

L'existence d'un obstacle dans un cours d'eau active plusieurs phénomènes, résultant de l'interaction entre l'écoulement et l'obstacle. La pile de pont comme obstacle, génère un écoulement descendant, créant à la base de cette dernière un vortex et à l'aval une séparation et un sillage.

La connaissance de la profondeur maximale d'affouillement a une grande importance dans la conception des fondations des ponts. Théoriquement, le problème de l'affouillement est d'une difficulté extrême, cela est dû à la complexité des écoulements qui résultent durant ce processus. Les premiers travaux ont été basés sur l'analyse dimensionnelle et la corrélation des résultats obtenus sur des études au laboratoire sur des échelles réduites mais les formules développées dans ce sens n'ont pas donné des résultats raisonnables sur le terrain et des fois même sur des expériences au laboratoire, tout cela est dû, d'après Ahmad et Rajaratnam (1998), au fait que les mécanismes de ce phénomène ne sont pas bien compris.

Pour cela M. Muzzammil et T. Gangadhariah (2003), ont utilisé un banc de laboratoire de 5m de longueur et de 0,5 m de largeur, avec des sédiments du lit d'une taille moyenne de 0,16mm jusqu'a 0,60mm, la pile utilisée est en verre d'un diamètre variant de 31 à 78,5 mm (figure II.6).

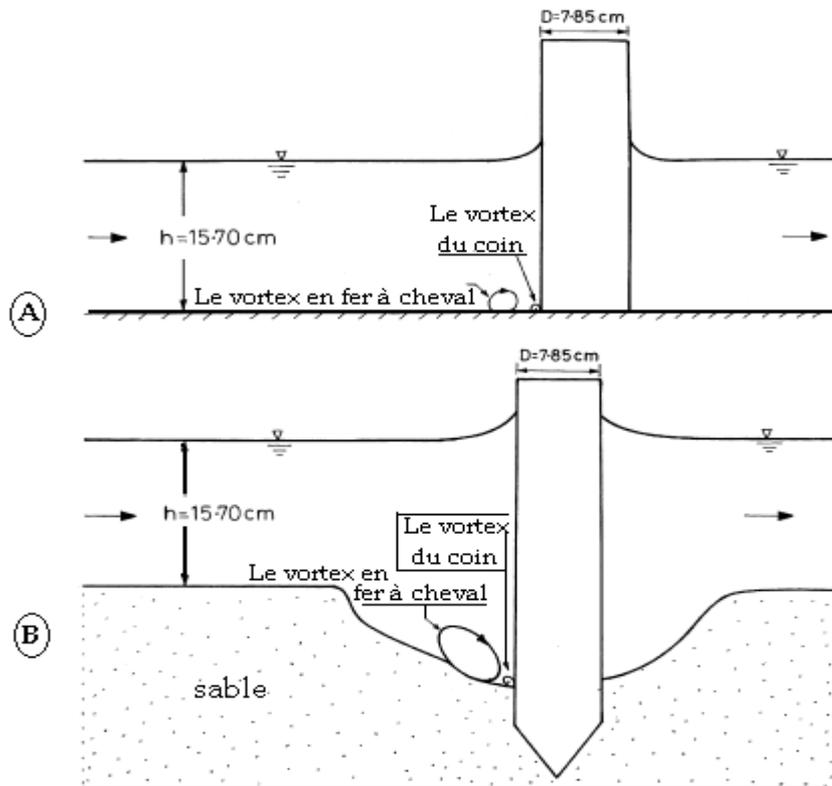


Fig. II.6: A : Le vortex en fer à cheval sur un lit rigide, B : Le vortex en fer à cheval à l'intérieur de la fosse d'affouillement

M. Muzzammil et T. Gangadhariah (2003) ont étudié le développement du processus de fer à cheval qui est le responsable du déclenchement d'affouillement. L'analyse de la relation entre le nombre de Reynolds de la pile et la taille du vortex, a montré qu'à des faibles valeurs de ce paramètre, la taille du vortex varie, cette relation n'est pourtant pas très claire dans d'autres études (M. Muzzammil et T. Gangadhariah (2003)). Par contre dans le cas des nombres de Reynolds élevés, il a été conclu que la taille du vortex par rapport au diamètre de la pile de pont (D_v/D) est presque constante: de l'ordre de 0,2 pour $Re \geq 10^4$, ce qui montre que pour des valeurs élevées du nombre de Reynolds, la taille du vortex est liée uniquement aux dimensions de la pile, et ne dépend pas des conditions de l'écoulement, ce qui va avec le travail de Kubo(1988). [31]

VI- La quantification de l'affouillement

La profondeur de l'affouillement local autour des piles de pont est une fonction des caractéristiques des sédiments du lit, de sa configuration, des caractéristiques d'écoulement, des propriétés liquides et de la géométrie de la pile. Les

caractéristiques des matériaux du lit sont granulaires ou non granulaires, cohésives ou non cohésives. La granulométrie du lit de différentes tailles représentée par le d_{50} .

[09]

Une étude concernant les équations de l'affouillement de pont établie par McIntosh (1989) a fait remarquer qu'on a proposé plus de 35 équations pour estimer l'affouillement local autour de piles de pont. De nombreuses équations également ont été développées pour l'affouillement autour des culées et l'affouillement résultant de la contraction du canal. La plupart des équations de l'affouillement local sont basées sur des modèles réduits au laboratoire en utilisant des sédiments non cohésifs et de granulométrie uniforme et en parallèle une vérification avec les mesures réelles limitées (McIntosh, 1989). Les équations de la contraction et l'affouillement local donnent des valeurs divergentes de l'affouillement pour les mêmes conditions.

Les discussions autour des équations de prédiction d'affouillement autour des piles de pont devraient considérer comment la méthode d'analyse des données affecte la profondeur calculée d'affouillement. Une confusion apparaît dans la considération de la profondeur mesurée de l'affouillement (profondeur d'équilibre ou profondeur maximum). La profondeur d'équilibre est mesurée après que le transport des sédiments atteint son équilibre et le niveau du lit provoqué se stabilise.

Des équations sont typiquement développées en se basant sur des données de laboratoire. Elles permettent de calculer la profondeur d'équilibre d'affouillement. Quelques chercheurs supposent que l'affouillement mesuré représente des états d'équilibre, d'autres supposent qu'il représente des conditions maximales. Il est habituellement impossible de déterminer le point auquel l'état représenté soit d'équilibre ou maximal par une mesure sur le terrain sans contrôle continu. Ainsi, le jugement est exigé en interprétant les données réelles. La méthode utilisée pour développer les équations de l'affouillement local complique la description de la profondeur d'affouillement calculée (maximum ou d'équilibre). Si une analyse de régression est employée et des corrections additionnelles ne sont pas ajoutées, la profondeur d'affouillement calculée ne représente pas un affouillement maximum pour tous les emplacements, mais serait excédée par approximativement la moitié des données mesurées. Si une courbe d'enveloppe est dessinée au-dessus des données et employée pour développer l'équation, alors la profondeur de l'affouillement de cette équation, par conception, excédera toutes les profondeurs mesurées. Il peut être souhaitable, pour la conception, d'employer une équation qui produit la profondeur probable maximum de l'affouillement, s'assurant de ce fait que la conception réalise un facteur acceptable de sécurité. Une équation prédictive précise permettrait à un concepteur d'assigner un bon facteur de sécurité.



Photo II.3: le laboratoire d'hydraulique de l'université de l'état de Colorado

VII- Les équations de l'affouillement local

Les discussions autour des équations de prédiction d'affouillement autour des piles de pont devraient considérer comment la méthode d'analyse des données affecte la profondeur calculée d'affouillement. Une confusion apparaît dans la considération de la profondeur mesurée de l'affouillement (profondeur d'équilibre ou profondeur maximum). La profondeur d'équilibre est mesurée après que le transport des sédiments atteint son équilibre et le niveau du lit provoqué se stabilise. Des équations sont typiquement développées en se basant sur des données de laboratoire, ils calculent la profondeur d'équilibre d'affouillement. Quelques chercheurs supposent que l'affouillement mesuré représente des états d'équilibre, d'autres supposent qu'il représente des conditions maximales. Il est habituellement impossible de déterminer le point auquel l'état représenté soit d'équilibre ou maximal par une mesure sur le terrain sans contrôle continu. Ainsi, le jugement est exigé en interprétant les données réelles. La méthode utilisée pour développer les équations de l'affouillement local complique la description de la profondeur d'affouillement calculée (maximum ou d'équilibre). Si une analyse de régression est employée et des corrections additionnelles ne sont pas ajoutées, la profondeur d'affouillement calculée ne représente pas un affouillement maximum pour tous les emplacements, mais serait excédée par approximativement la moitié des données mesurées. Si une courbe d'enveloppe est dessinée au-dessus des données et employée pour développer

l'équation, alors la profondeur de l'affouillement de cette équation, par conception, excédera toutes les profondeurs mesurées. Il peut être souhaitable, pour la conception, d'employer une équation qui produit la profondeur probable maximum de l'affouillement, s'assurant de ce fait que la conception réalise un facteur acceptable de sécurité. Une équation prédictive précise permettrait à un concepteur d'assigner un bon facteur de sécurité.

VII.1- L'équation d'Ahmad

Ahmad (1953) a conclu à partir de travaux réalisés autour des digues que l'affouillement local ne diffère pas suivant la granulométrie dans la gamme habituellement trouvée dans les plaines alluviales du Pakistan occidental (0.1 à 0.7 mm). Il a admis, cependant, que cette conclusion peut ne pas être valide pour une gamme entière des tailles de matériaux du lit. Ahmad (1962) a ré-analysé le travail de Laursen (1962) en prenant en considération des lit de sable au Pakistan occidental et a développé l'équation suivante : **[28]**

$$y_p = K.q^{2/3} \dots\dots\dots (1)$$

Avec

$$y_p = y_0 + y_{sp} \dots\dots\dots (2)$$

y_p : la profondeur d'écoulement au voisinage de la pile de pont, y compris l'affouillement local.

y_0 : la profondeur d'écoulement juste en amont de la pile ou de la culée de pont, à l'exclusion de l'affouillement local.

y_{sp} : la profondeur de l'affouillement local au voisinage de la pile de pont.

q : le débit par unité de largeur juste à l'amont de la pile.

K : Coefficient fonction de la géométrie, forme de culée, largeur des piles, la forme des piles et l'angle d'attaque de l'écoulement. Sur la base de nombreuses études sur des modèles, Ahmad (1962) a proposé que ce coefficient doive être dans la gamme de 1.7 à 2.0 pour calculer l'affouillement aux piles et aux culées.

Les deux équations (1) et (2) donnent :

$$y_{SP} = K.q^{2/3} - y_0 \dots\dots\dots (3)$$

Note : Les équations (1) et (3) ne sont pas sans dimensions ; Y_p , le y_{sp} , et le y_0 sont en pieds et q est en pieds cubes par seconde par pied.

Système international

L'équation d'Ahmad dans le système international (métrique) devient :

$$Y_{SP} = 1.4859K.q^{2/3} - Y_0$$

L'équation (13) est connue sous le nom du « l'équation d'Ahmad ».

VII.2- L'équation de Blench-Inglis

Inglis (1949) a fait de nombreuses expériences sur des modèles de pile de pont et a développé une formule empirique. Blench (1962) a ramené l'équation originale d'Inglis (1949) à la forme : **[28]**

$$\frac{Y_P}{Y_r} = 1.8 \left(\frac{b}{Y_r} \right)^{0.25} \dots\dots\dots (4)$$

Avec :

$$Y_r = \left(\frac{q^2}{f_b} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(5)$$

Et b : largeur de la pile de pont,
 y_r : la profondeur d'écoulement,
 f_b : le facteur du lit.

Blench (1951) a déclaré que le facteur de lit a été lié à la nature de la charge de sédiment :

$$f_b = \frac{V^2}{Y} \dots\dots\dots (6)$$

Avec :

V : la vitesse moyenne de l'écoulement,
 y : la profondeur moyenne de l'écoulement.

L'équation (6) n'est pas acceptable pour estimer le facteur de lit dans les cours d'eau parce que la vitesse aura un effet direct sur la largeur et la profondeur du canal. Lacey (1936) a proposé une évaluation grossière pour le facteur de lit basé sur la granulométrie, cette relation a été modifiée par d'autres chercheurs comprenant Blench (1951, 1969). Bien que la valeur du coefficient change dans la littérature, une valeur de 1.9 est commune, et sera employée ci-dessus :

$$f_b = (1.9.d_{50})^{0.5} \dots\dots\dots(7)$$

Note : Cette équation n'est pas sans dimensions ; d₅₀ est en millimètres

Si, la vitesse et la profondeur moyennes dans l'équation (6) peuvent être rapprochées par les conditions juste à l'amont de la pile, alors les équations 4, 5, 6, et 7 peuvent être résolus pour le Y_{sp}, et le résultat est l'équation 8, qui est désignée sous le nom de « l'équation I de Blench-Inglis » :

$$Y_{SP} = 1.8b^{0.25} q^{0.5} \left(\frac{y_0}{V_0^2} \right)^{0.25} - y_0 \dots\dots\dots(8)$$

Avec V₀ : la vitesse d'écoulement juste à l'amont de la pile ou de la culée de pont.

Système international :

L'équation I de Blench-Inglis dans le système international (métrique) devient :

$$Y_{SP} = 1.8b^{0.25} q^{0.5} \left(\frac{y_0}{V_0^2} \right)^{0.25} - y_0.$$

Cependant, en appliquant la formule empirique pour estimer le facteur de lit et en résolvant les équations 2, 4, 5, et 7 pour le y_{sp} , on obtient comme conséquence l'équation 9, qui est désignés sous le nom de « l'équation II de Blench-Inglis » :

$$Y_{SP} = 1.8b^{0.25} \left(\frac{q^2}{(1.9d_{50})^{0.5}} \right)^{0.25} - y_0 \dots\dots\dots (9)$$

Note : Puisque l'équation 7 a été employée dans la dérivation, l'équation 9 n'est pas sans dimensions : y_{sp} , b , et y_0 sont en pieds, q est en pieds cube par seconde par pied, et d_{50} est en millimètres

Système international :

L'équation II de Blench-Inglis dans le système international (métrique) devient :

$$Y_{SP} = 2.4225b^{0.25} \left(\frac{q^2}{(1.9d_{50})^{0.5}} \right)^{0.25} - y_0$$

VII.3- L'équation de Chitale

Une série d'expériences sur un modèle à l'échelle 1:65, celui du pont de Hardings (Chitale, 1962) a été réalisée pour déterminer l'influence de la profondeur et du diamètre de sable sur l'affouillement autour des piles de pont. Le lit du canal a contenu le sable de 0.32 millimètre, mais quatre sables différents ayant les diamètres moyens de 0.16 mm, 0.24 mm, 0.68 mm, et 1.51 mm ont été employé à proximité immédiate des piles. Chaque expérience a été poursuivie jusqu'à ce que la profondeur d'affouillement ait atteint l'équilibre. Chitale (1962, P. 196) a observé que : **[28]**

- La profondeur maximale d'affouillement était toujours près de la pile. L'affouillement à côté de la pile était 5 à 15% moins,
- Le rapport de la profondeur d'affouillement et le tirant d'eau dans le canal a une relation simple à la vitesse d'approche dans le canal ; et
- La profondeur de l'écoulement en amont du canal a une influence sur l'affouillement au voisinage de la pile.

Chitale (1962) a constaté que le nombre de Froude est le meilleur paramètre pour caractériser la profondeur d'affouillement, et a développé l'équation suivante :

$$\frac{Y_{SP}}{Y_0} = -5.49F_0^2 + 6.65F_0 - 0.51 \dots\dots\dots(10)$$

$$\text{Avec } F_0 = \frac{V_0}{\sqrt{gy_0}} \dots\dots\dots (21)$$

F_0 : le nombre de Froude de l'écoulement juste en amont de la pile,

g : l'accélération de la pesanteur.

Donc

$$Y_{SP} = Y_0(-5.49F_0^2 + 6.65F_0 - 0.51)$$

Ce qui est connue sous le nom de « l'équation de Chitale ».

Un des objectifs des modèles expérimentaux est de déterminer l'influence de la taille de sédiment sur la profondeur de l'affouillement. L'équation finale ne prend pas en compte la taille du sédiment ; cependant, une analyse visuelle de l'éparpillement des données autour de l'équation (10) a prouvé que la taille des matériaux du lit peut affecter la profondeur relative d'affouillement d'un facteur de 2 pour les nombres de Froude moins de 0.2 mais à un moindre degré pour les nombres de Froude plus grand que 0.2.

VII.4- L'équation du HEC-18

Richardson et al ont employé toutes les données de laboratoire disponibles pour estimer l'affouillement aux piles circulaires et ont développé l'équation suivante :

$$\frac{Y_{SP}}{Y_0} = 2.0K_1K_2K_3 \left(\frac{b}{Y_0} \right)^{0.65} F_0^{0.43}$$

Avec :

Y_{sp} : la profondeur de l'affouillement autour de pile au dessous de l'altitude du lit (m) ;

Y_0 : la profondeur de l'écoulement immédiatement à l'amont de la pile (m) ;

K_1 : un coefficient basé sur la forme de la pile.

K_2 : un coefficient basé sur le rapport de la longueur de la pile à la largeur (L/b) et l'angle d'attaque de l'écoulement référencié avec la pile de pont (**tableau II.1**).

K_3 : un coefficient basé sur la forme de la pile (1.1 pour les piles carrées, 1.0 pour les piles circulaires ou rondes, 0.9 pour les piles pointues, et 1.0 pour un groupe de piles).

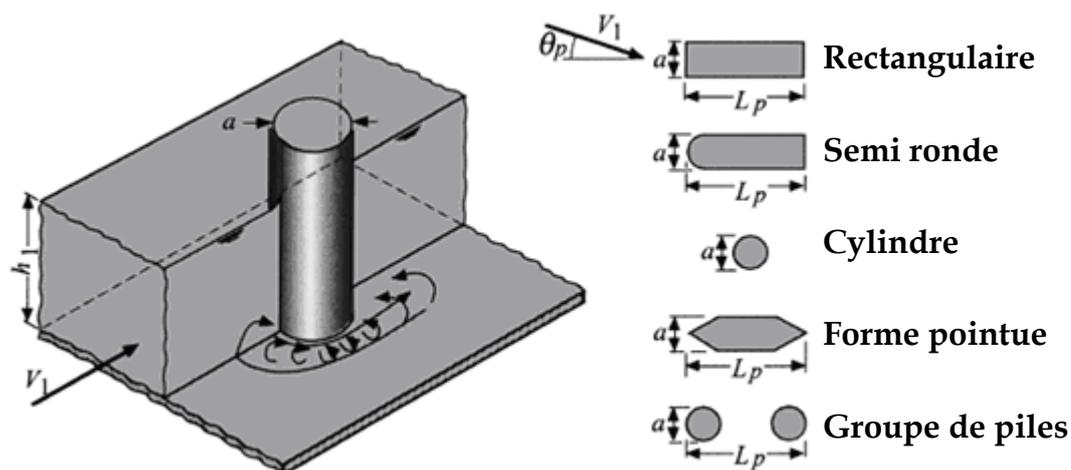


Fig. II.7: différentes formes des piles de pont.

Tableau (II.01): le coefficient K_2

L'angle	L/b=4	L/b=8	L/b=12
0	1,0	1,0	1,0
15	1,5	2,0	2,5
30	2,0	2,75	3,5
45	2,3	3,3	4,3
90	2,5	3,9	5,0

Tableau (II.02): le coefficient K_3

Configuration du lit	Hauteur des dunes	K_3
L'affouillement à l'eau claire	N'est pas applicable	1,1
Lit plat et l'écoulement sur des antidunes	N'est pas applicable	1,1
Petites dunes	0,61 – 3 m	1,1
Moyennes dunes	3 – 9,14 m	1,1 – 1,2
Grandes dunes	$\geq 9,14$ m	1,3

L'édition originale de HEC-18 (Richardson et al, 1991) est une équation pour la prévision des profondeurs d'affouillement autour des piles de pont. L'équation a été développée à l'université de Colorado (CSU) et décrite dans Richardson et al (1990) pour le calcul des profondeurs d'affouillement d'équilibre, et a été recommandée pour la prévision de l'affouillement sous un fond mobile et l'eau claire. [10]

Richardson et al (1991) ont déclaré qu'aucune correction pour la forme de pile ne devrait être faite si l'angle d'attaque de l'écoulement est plus grand que 5 degrés parce que, à des plus grands angles, la forme de pile perd son effet. [28]

Nous aurons donc :

$$Y_{SP} = 2.0Y_0K_1K_2K_3\left(\frac{b}{Y_0}\right)^{0.65} F_0^{0.43} \dots\dots\dots(11)$$

L'équation ci-dessus a subi des révisions postérieures de HEC-18 (1995). La première révision à considérer le coefficient K₃ pour inclure la modification de la profondeur d'affouillement de l'équilibre aux profondeurs maximum. **[10]** La dernière révision de **HEC-18** a inclus un coefficient additionnel, K₄, dans l'équation de l'affouillement pour corriger les effets des particules de lit de grande taille (Richardson et Davis. 1995)

L'équation la plus récente de la circulaire de technologie hydraulique No. 18 « Hydraulic Engineering Circular » (HEC-18)

$$Y_{SP} = 2.0Y_0K_1K_2K_3K_4\left(\frac{b}{Y_0}\right)^{0.65} F_0^{0.43} \dots\dots\dots(12)$$

K₃ : un coefficient basé sur les conditions du lit.

K₄ : un coefficient à corriger pour la crotte faite par de grandes particules sur les matériaux du lit.

$$K_4 = \sqrt{1 - 0.89(1 - V_R)^2}$$

V_r est un rapport sans dimensions de vitesse calculé par :

$$V_R = \left(\frac{V_0 - V_i}{V_{c(D90)} - V_i}\right)$$

V_i est la vitesse de naissance de mouvement (incipient-motion) pour les particules du lit au voisinage de la pile calculée par :

$$V_i = 0.645\left(\frac{D_{50}}{b}\right)^{0.053} V_{c(D50)} \dots\dots\dots(13)$$

d₅₀ est le diamètre médian des particules (millimètre), et V_{c(D_n)} est la vitesse critique qui correspond aux particules de diamètres D_n, pour n pourcent des diamètres de particules sont plus petits que D_n, elle se calcule :

$$V_{c(Dn)} = 6.19Y_0^{1/6} D_n^{1/3}$$

Y₀ est la profondeur de l'écoulement immédiatement en amont de la pile, en mètres ; et

D_n est le diamètre des particules, en millimètres

L'utilisation de ce coefficient est conditionnée par le diamètre moyen des particules, dans le cas où D₅₀ est supérieur ou égal à 60 mm, il est recommandé d'ajouter ce coefficient.

VII.5- L'équation de Froehlich

Froehlich (1988) a compilé plusieurs mesures de l'affouillement local sur le terrain. Toutes les données ont été rassemblées pendant des écoulements à haut débit et représentent l'état d'équilibre pour le transport des sédiments dans le trou d'affouillement. La relation de la vitesse moyenne critique présentée par Neill (1968) a été employée pour extraire seulement des données de « live-bed » à partir de l'ensemble des données. L'analyse linéaire de ces derniers a été employée pour développer une équation pour la profondeur relative maximum d'affouillement à une pile de pont : [28]

$$\frac{Y_{Sp}}{b} = 0.32\phi \left(\frac{b'}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{Y_0}{b}\right)^{0.46} F_0^{0.2} \left(\frac{b}{d_{50}}\right)^{0.08} \dots\dots\dots (14)$$

Avec

b' : est la largeur de la pile de pont projetée sur la normale à l'écoulement

$$b' = b \cos(\alpha) + L \sin(\alpha)$$

Φ : est un coefficient basé sur la forme de la pile (1.3 pour les carrées, 1.0 pour les rondes, 0.7 pour les pointues) ;

α : est l'angle d'approche de l'écoulement référencé avec la pile de pont, (degrés) ;

L est la longueur de la pile de pont ;

Donc nous aurons :

$$Y_{Sp} = 0.32b\phi \left(\frac{b'}{b}\right)^{0.62} \left(\frac{Y_0}{b}\right)^{0.46} F_0^{0.2} \left(\frac{b}{d_{50}}\right)^{0.08} \dots\dots\dots (15)$$

Cette équation est connue sous le nom de « l'équation de Froehlich ». Bien que Raudkivi (1986) ait montré que l'écart type des matériaux de lit eût une influence significative sur la profondeur de l'affouillement, cette information n'était pas disponible pour la majeure partie des données employées pour développer l'équation 14 et n'a pas été incluse dans l'analyse de régression. Toutes les profondeurs mesurées de l'affouillement étaient inférieures à la somme de la largeur de pile et de la profondeur de l'affouillement calculé par l'équation (15). Froehlich (1988) a recommandé que la profondeur de l'affouillement calculée par l'équation 15 soit augmentée par la largeur de la pile pour la conception. Ceci est désigné sous le nom de « l'équation de conception de Froehlich ».

VII.6- L'équation de Larras

Larras (1963) a défini un fleuve stable comme étant celui qui transporte assez de matériaux pour maintenir le lit à un niveau constant et un fleuve instable comme étant celui qui a le transport des sédiments insatisfaisant pour maintenir le lit à un niveau constant. Selon Hopkins et al (1980). [28]

Larras a conclu que l'affouillement maximum est indépendant de la profondeur d'eau et la taille des sédiments du lit si ce dernier est stable, la profondeur d'eau est plus grande que 30 à 40 fois la taille des sédiments du lit et la contraction du canal est moins de 10% au pont. La profondeur de l'affouillement est une fonction de la largeur maximum de la pile, de sa forme et du sens d'écoulement.

Larras (1963) a analysé les données disponibles de l'affouillement sur divers fleuves français, en étudiant plusieurs modèles il a développé l'équation qui est connue sous le nom de « l'équation de Larras » :

$$Y_{SP} = 1.42 K_{S2} b^{0.75} \dots\dots\dots (16)$$

Avec K_{S2} : un coefficient basé sur la forme de la pile (1.0 pour les piles cylindrique et 1.4 pour les piles rectangulaires).

Larras a déclaré que la profondeur d'affouillement serait plus grande dans les lits des rivières instables que pour les lits des rivières stables en raison de l'approvisionnement insatisfaisant en matériel du lit au secteur affouillé.

Puisque les mesures sur le terrain de Larras étaient seulement des mesures ponctuelles de la profondeur d'affouillement faites après qu'une inondation ait passé, ces données ne peuvent pas représenter correctement la profondeur d'affouillement d'équilibre (Shen et al, 1969). L'équation 26 dépend seulement de la largeur de la pile et est indépendant des conditions hydrauliques.

Système international :

L'équation de Larras dans le système international (métrique) devient :

$$Y_{SP} = 1.055 K_{S2} b^{0.75}$$

VII.7- L'équation de Shen

Shen et al (1969) ont entrepris une série d'expériences et ont déterminé que le mécanisme de base de l'affouillement local était les systèmes de vortex provoqués par la pile. L'analyse approfondie des systèmes de vortex a prouvé que la force du système de « fer à cheval » (horseshoe) de vortex était une fonction du nombre de Reynolds de pile.

$$R_p = \frac{V_0 b}{\nu}$$

Avec

R_p : le nombre de Reynolds de pile.

ν : est viscosité cinématique de l'eau.

Selon Shen et d'autres (1969, P. 1925), « puisque le système de vortex en fer à cheval (horseshoe) est le mécanisme de l'affouillement local et la force du système de vortex en fer à cheval (horseshoe) est une fonction du nombre de Reynolds de la pile, la profondeur d'équilibre de l'affouillement devrait être fonctionnellement liée au nombre de Reynolds de la pile. »

Toutes les données connues alors ont été employées pour étudier l'influence du nombre de Reynolds de la pile sur la profondeur de l'affouillement autour des piles de pont. L'analyse a prouvé que la profondeur de l'affouillement monte brusquement à mesure que le nombre de Reynolds de la pile grimpe jusqu'à un point, puisqu'il commence à diminuer pendant que le nombre de Reynolds de la pile continue à augmenter. Une régression des moindres carrés des données avec le nombre de Reynolds de la pile de moins de 50.000 a eu comme conséquence l'équation suivante:

$$Y_{SP} = 0.00073R_P^{0.619}$$

Ce qui semble former une enveloppe pour toutes les données (Shen et autre 1969, P. 1931) est désigné sous le nom de « l'équation de Shen. » L'évaluation de cette équation a prouvé que l'effet de la taille de la pile a empêché toutes les données de se trouver dans une seule ligne, même pour des dimensions du grain données. On a observé aussi que les données sont classées suivant la taille de sable utilisé. L'équation de Shen ne prend pas en compte la forme de la pile et la taille des matériaux du lit. Shen et d'autres (1969) ont conclu que cette équation pourrait être employée pour fournir une évaluation conservatrice de l'affouillement à l'eau claire, mais qu'elle était trop conservatrice pour être employée pour l'eau chargée. Ils ont proposé l'utilisation des équations par Larras (1963) et Breusers (1964-1965) pour des états de live-bed.

Maza et Sanchez (1964) ont présenté une relation entre le rapport de la profondeur de l'affouillement à la largeur de la pile et le nombre de Froude de la pile. Shen et d'autres (1969) ont employé toutes les données disponibles dans lesquelles le diamètre de grain médian des matériaux de lit étaient plus petit que 0.52 millimètre. Ils ont constaté que, pour les nombres de Froude de pile moins de 0.2 et les sables fins, la profondeur de l'affouillement augmente rapidement à mesure que le nombre de Froude de pile augmente ; cependant, pour les nombres de Froude de la pile plus que 0.2 et les sables de diamètre plus grand, la profondeur de l'affouillement a augmenté seulement modérément pour des augmentations du nombre de Froude de la pile. Par conséquent, deux équations, qui désigné sous le nom « des équations de Shen- Maza, » ont été employées pour s'adapter les données :

$$Y_{Sp} = 11.0bF_P^2 \quad \text{Pour } F_P < 0.2 \dots\dots\dots (17)$$

$$Y_{Sp} = 3.4bF_P^{0.67} \quad \text{Pour } F_P > 0.2 \dots\dots\dots (18)$$

Avec F_P est le nombre de Froude de la pile, défini comme, $\frac{V_0}{\sqrt{gb}}$

L'équation (17) est fondamentalement la même équation développée par Maza et Sanchez (1964) et s'applique quand les nombres de Froude de la pile sont moins de 0.2 (Shen et al, 1969). L'équation 28 a été développée par Shen et al (1969) pour les nombres de Froude de la pile plus considérablement que 0.2. L'équation 17 est

indépendante de la largeur de la pile, donc, elle est basée seulement sur la vitesse, et est peu susceptible de s'appliquer généralement.

VIII- Largeur maximale du trou de l'affouillement

La largeur maximale d'une fosse d'affouillement en matériaux non cohésif d'un côté d'une pile ou d'une semelle peut être estimée à partir de l'équation suivante :

$$W = y_s (K + \text{Cot} \theta)$$

Avec

W : La largeur maximale d'un trou l'affouillement du côté d'une pile ou d'une semelle en « m ».

y_s = profondeur de l'affouillement, en « m ».

K : la largeur inférieure du trou de l'affouillement rapporté à la profondeur de l'affouillement.

θ = angle du repos des matériaux de lit s'étendant du 30° à environ 44° .

Si la largeur inférieure du trou de l'affouillement est égale à sa profondeur y_p (Y_s sur la figure : $K = 1$), la largeur supérieure en sable non cohésif varierait de 2.07 à 2.80 y_s . Si $K = 0$, la largeur supérieure varierait de 1.07 à 1.8 y_s . Ainsi, la largeur maximale a pu s'étendre de 1.0 à 2.8 y_s et dépend de la largeur inférieure du trou et de la composition des matériaux de lit. Généralement plus le trou de l'affouillement est profond, plus la largeur inférieure est petite. Dans l'eau, l'angle de repos des matériaux non cohésifs est plus faible que les valeurs données dans l'air ; donc, une largeur supérieure de 2.0 y_s est suggérée pour des applications pratiques (figure II.8).

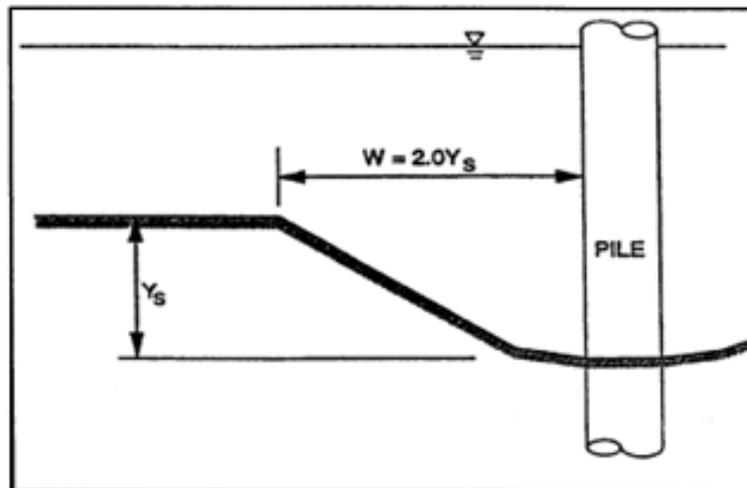


Fig. II.8: La largeur de la fosse d'affouillement.

IX- Discussion des équations de l'affouillement

L'affouillement local autour des piles a fait l'objet de plusieurs études dans le laboratoire, mais il y a peu de données de vérification sur le terrain. Les études de laboratoire ont été pour la plupart de simples piles, mais il y a eu quelques études de laboratoire de piles complexes. Souvent, les études de modèles complexes sont pour la plupart des cas réels ou une étude d'une configuration proposée. De ces nombreuses études au laboratoire, il existe de nombreuses équations de l'affouillement. En général, les équations sont pour le cas d'un fond mobile dans les cours d'eau de lit sableux.

Une comparaison graphique faite par Jones concernant ces équations est donnée dans la figure (II.9).

Une équation donnée par Melville et Sutherland pour calculer les profondeurs d'affouillement à fond mobile sur un lit de sable a été ajoutée à la figure initiale, certaines équations ont la Vitesse comme une variable, sous la forme du nombre de Froude. Cependant, certaines équations, comme celle de Laursen ne contiennent pas la vitesse, un nombre de Froude de 0,3 a été utilisé dans la figure (II.9) dans le but de comparer les équations utilisées. Jones a également fait une comparaison concernant la fidélité des équations d'affouillement vis-à-vis les données disponible sur le terrain. Son étude a montré que l'équation CSU enveloppe toutes les données, mais a donné des valeurs inférieures de l'affouillement que celles de Jain et Fischer, Laursen, Melville et Sutherland, et Neill. [09]

L'équation du CSU comprend la vitesse de l'écoulement juste en amont de la pile, elle se trouve dans l'équation sous la forme du nombre de Froude. Sur la base des études de Jones, l'équation de l'Université de Colorado State (CSU), était recommandée par FHWA, « Fideral HighWay Administrator », et avec quelques modifications l'équation de CSU a été recommandée lors des précédentes éditions de HEC-18.

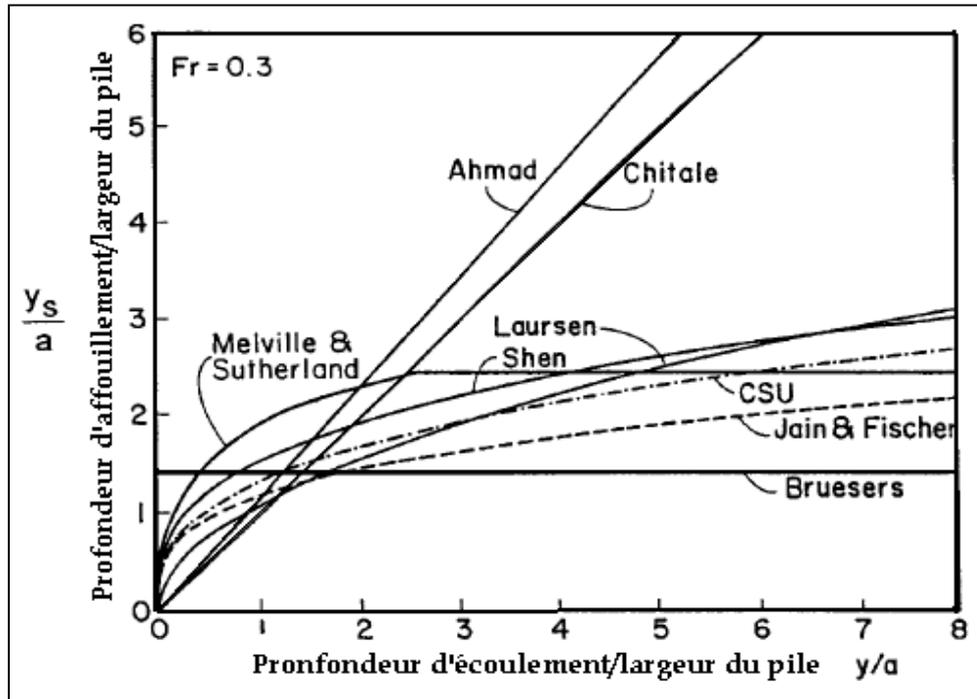


Fig. II.9: comparaison entre les différentes formules d'estimation de la profondeur d'affouillement. [09]

Mueller a comparé 22 équations de l'affouillement en utilisant les données de terrain collectées par l'USGS. Il a conclu que l'équation du HEC-18 était bonne pour la prédiction de l'affouillement, car elle « sous estime » rarement la profondeur de l'affouillement mesurée. Toutefois, elle « sur estime » fréquemment l'affouillement observé. Les données contenaient 384 mesures sur le terrain concernant 56 ponts.

À partir de données de laboratoire, Melville et Sutherland ont trouvés que la profondeur de l'affouillement est 2,4 fois (comme limite maximal) supérieure à la largeur de la pile pour les piles cylindriques. Dans ces études, le Nombre de Froude est inférieur à 1, Chang a noté que dans toutes les données qu'il a étudiées, la profondeur d'affouillement n'a pas dépassé 2,3 fois la largeur de la pile de pont.

Des valeurs de ce ratio d'environ 3,0 ont été obtenus par Jain et Fischer pour un nombre de Froude de 1,5, la plus grande valeur de ce ratio pour l'écoulement sur l'anti dune a été de 2,5 avec un nombre de Froude élevée que 1,2, Ces limites maximales ont été calculées pour des piles circulaires et elles ne sont pas corrigées pour diverses formes ainsi, la pression, la glace ou les débris peuvent augmenter ce ratio.

De l'analyse qui précède, le ratio de y / A peut être égale à 3 pour un grand nombre de Froude. Par conséquent, il est recommandé que la valeur maximale de ce rapport soit prise égale à 2,4 pour un nombre de Froude inférieure ou égale à 0,8 et 3,0 pour les grands nombres de Froude. Ces valeurs s'appliquent seulement à des formes de pile circulaire. [09]

X- Evolution de l'affouillement dans le temps

Le régime d'écoulement dans un cours d'eau change peu de temps après la construction d'un nouveau pont. Il existe une zone autour de la pile de pont là où un écoulement turbulent se manifeste. **[32]**

Lorsqu'un flux unidirectionnel dans un canal rencontre un obstacle vertical, il devient tridimensionnel. Les flux autour d'un cylindre deviennent complexes et il est difficile d'évaluer l'hydrodynamique. Lorsqu'elles atteignent une certaine vitesse d'écoulement dans le canal, les particules de sédiments à proximité du lit commencent à bouger, l'affouillement est engagé. Les particules érodées suivront le flux et sont transportées vers l'aval du cylindre. Finalement, une profondeur est atteinte elle est soit maximale ou d'équilibre suivant que les mesures sont faites avant ou après que la stabilité du transport soit atteinte. **[33]**

L'affouillement commence à l'amont de la pile du pont. Le trou s'agrandit en profondeur et en volume, en formant une ceinture, la partie amont du trou de l'affouillement à la forme approximative d'un cône, vers l'arrière du cylindre. Le trou d'affouillement sera plus long que celui dans la partie amont. La profondeur maximale pour un objet cylindrique est en général située en face de l'objet.

Les particules de sable sont entraînées de la fosse de l'affouillement par les vortex, il est important de connaître la vitesse d'entraînement afin d'estimer ou de quantifier l'érosion de la fosse d'affouillement, cela nous permet de bien choisir la protection.

L'érosion causée par les vortex se manifeste en grande partie à l'aval des structures considérées, ayant comme résultat une large fosse. **[34]**

En se basant sur la similarité entre l'hydrodynamique et l'aérodynamique, plusieurs recherches ont été faites dans le but de comprendre la nature de l'écoulement autour des cylindres, avec l'utilisation des tunnels d'air. Les plus importantes recherches pour la visualisation de l'écoulement en aérodynamique sont celles de Thwaites (1960) et Batchelor (1967) qui ont traité ce problème.

L'écoulement subit une déviation verticale sur la face amont de la pile, créant un système de fer à cheval : Horseshoe (à l'amont) et une séparation de l'écoulement (en aval) créant un sillage. **[35]**

Baker (1979, 1980, 1985), a étudié les caractéristiques des fers à cheval autour des piles cylindriques sur un lit plat. Dans ces travaux de 1979 et 1980 il a traité respectivement la séparation de la couche limite dans les régimes laminaire et turbulent, il a observé que dans toutes les conditions d'écoulement, le système de fer à cheval est constitué de deux tourbillons. Eckerle et Langston (1987) ont pu -dans des conditions précises- créer un système de Horseshoe composé d'un seul tourbillon, leur travail est le résultat d'une longue investigation sur la distribution de la pression et la vitesse autour d'un cylindre, en utilisant le Tube de Pitot à cinq ouvertures (five-hole pitot-tube).

Qadar(1981) à étudié l'interaction entre le vortex de fer à cheval et l'évolution de la fosse d'affouillement. Dargahi (1989) a présenté une étude détaillée sur l'évolution de l'écoulement autour d'une pile de pont. Une analyse des caractéristiques des vortex en fer à cheval présentée par Muzzammil et Gangadharaiah(2003) a été discutée par Unger et Hager (2005b), la taille et la vitesse du vortex ont été déterminés en fonction de la hauteur d'eau et les caractéristiques géométriques ainsi que l'évolution temporelle de la fosse d'affouillement. Muzzammil et Gangadharaiah ont proposé une évolution linéaire de la taille des vortex et une fonction en puissance pour la variation de la vitesse du vortex. [35]

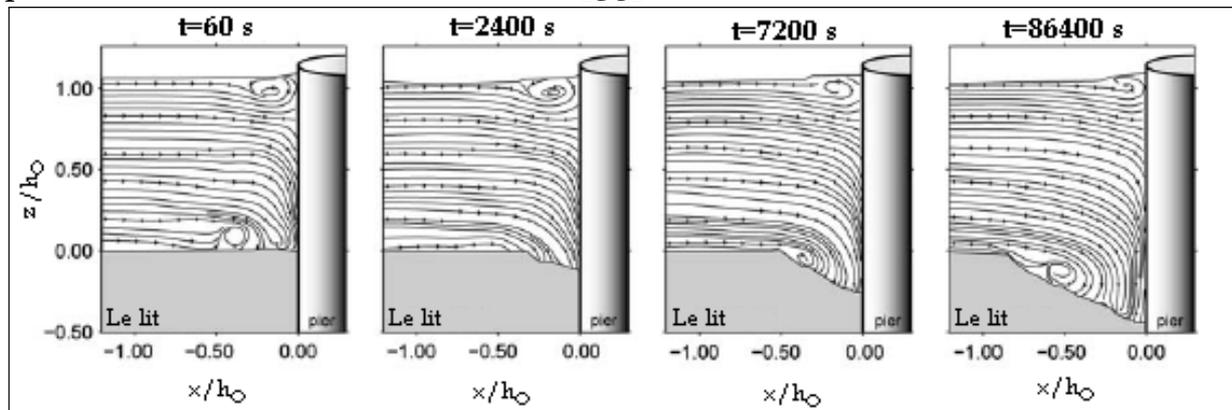


Fig. II.10: L'évolution du trou d'affouillement dans le temps. [35]

XI- Conclusion

L'affouillement dont plusieurs définitions ont été données est un phénomène mal connu qui menace la sécurité des ouvrages dans l'eau. Plusieurs chercheurs ont étudié ce problème mettant au point plusieurs formules d'estimation.

La détermination des affouillements locaux autour des piles implantées dans les rivières a fait l'objet de très nombreuses études depuis la fin du siècle dernier. Les publications sur ce sujet sont importantes et les auteurs ont bien du mal à s'accorder sur les paramètres à adopter pour rendre compte du phénomène.

A la fin de cette partie on peut définir l'affouillement comme suit :

L'affouillement c'est l'érosion accélérée autour des ouvrages dans l'eau causée par le flux descendant créé par l'obstruction de l'écoulement

C'est le flux descendant sur la face amont de ces ouvrages qui, en touchant le fond du lit, érode, arrache et transporte les particules solides autour des appuis de ces ouvrages exposant ainsi leur fondations au risque de rupture. En plus des pertes économiques liées à la L'effondrement d'un ouvrage, il engendre aussi parfois des pertes humaines.

**Méthodes de
traitement des
affouillements**

III

Introduction

La «modélisation » est la représentation d'un système par un modèle. C'est aussi la construction du modèle. La «simulation » a pour but de faire vivre un système. C'est une méthode qui consiste à utiliser un modèle comme substitut de la réalité (Ouillon, 1993 in [36]). Un modèle mathématique ou numérique désigne un algorithme, et on peut parler de logiciel ou programme lorsqu'il s'agit d'un modèle de simulation. Ainsi, le terme modèle est souvent complété par un mot particulier. Par exemple, un modèle de déversoir peut signifier la schématisation d'un déversoir réel.

I- Méthodes de modélisation de l'affouillement

Il a été observé que dans les écoulements près des piles de ponts, les courants descendants, les vortex à fer à cheval et les différentes formes de la turbulence, sont développées et intensifiées devant et derrière la pile de pont.

Lorsque le trou d'affouillement se crée, il met les ouvrages hydrauliques en danger, les études expérimentales ont prouvées que l'écoulement et le processus de transport sont très compliqués. Chaque pont est soumis à des contraintes spécifiques (régime d'écoulement, granulométrie, nombre des piles de pont, le diamètre, la forme, etc.) Ce qui rend l'étude de l'affouillement local dans un contexte globale un défi aux chercheurs.

Les premières recherches se sont concentrées sur l'analyse des données disponibles in situ, les études ont données des équations qui ne peuvent pas être généralisées. Les recherches aux laboratoires ont ouvert un nouvel horizon pour l'estimation de la profondeur d'affouillement.

Il existe trois méthodes dans la recherche de l'affouillement local, la modélisation physique, l'observation in situ et la simulation numérique. Il existe plusieurs équations pour l'évaluation de la profondeur d'affouillement local autour des piles de pont. La plupart d'entre elles sont déterminées en se basant sur des études de laboratoire et ne sont validées qu'à partir de peu d'observations in situ. Ces dernières années la recherche au laboratoire a été l'outil principal pour définir les relations entre des variables affectant la profondeur d'affouillement. Des résultats de ces expériences de laboratoire doivent être vérifiés par des mesures continues de l'affouillement sur le terrain. Le développement récent dans l'informatique lié à la dynamique des fluides permet aux hydrauliciens d'étudier l'affouillement local autour de la pile de pont basé sur l'hydrodynamique.

I.1- Les observations in situ

Cette approche consiste à développer une équation pour estimer l'affouillement autour des piles de pont à partir des mesures in situ, Froehlich (1998), a développé une équation pour le cas des piles circulaire dans les sédiment de granulométrie uniforme sous la condition du transport à fond mobile.

Il a été et pour longtemps reconnu que les mesures in situ de l'affouillement autour des structures riveraines sont utilisées pour vérifier les équations développées au laboratoire. L'administration fédéral des autoroutes (FHWA) aux Etats Unis et l'observateur Géologique (USGS) ont initiés une coopération nationale pour l'étude de l'affouillement en 1987, ils ont collectés des mesures in situ de l'affouillement des ponts sur le territoire américain ainsi une base de données a été crée englobant 470 mesures in situ de la profondeur de l'affouillement autour des piles de pont, chaque mesure a été vérifiée soigneusement selon Melville et al. en 2002.

Ce projet américain reste le plus grand projet de collecte de données pour la surveillance, le contrôle et l'estimation de l'affouillement mais cela n'empêche pas de parler d'autres chercheurs dans d'autres pays dans le monde.

Gao et al. (1993) ont présenté une équation qui a été utilisée en Chine pour plus de 20 années par les ingénieurs des autoroutes et de la voie ferrée. L'équation a été développée sur la base des données de terrain de l'affouillement autour des piles de pont chinois, elle inclut 212 données de l'affouillement à fond mobile et 40 cas de l'affouillement à l'eau claire. L'équation a été testée sur les données du terrain de Froehlich (1989) et 184 données de terrain de l'union soviétique.

Ansari et Qadar (1994) ont étudié plus de 100 mesures d'affouillement qui proviennent des piles de pont, ces données sont issues de 12 différentes sources et plusieurs pays dont 40 mesures de l'Inde. Ils ont également présenté une comparaison des données du terrain avec les estimations de la profondeur d'affouillement à partir des modèles de Neil (1973), Melville et Sutherland (1988).

Landers et al. (1996) ont présenté une analyse détaillée des données de l'affouillement local autour des piles, seulement une seule mesure est incluse pour chaque pont. Ils ont comparé les données sur le terrain avec les résultats des études de laboratoire et ceux développés en Nouvelle-Zélande, ils ont concluent que les relations basées sur les essais aux laboratoires fournissent des résultats proches des données du terrain.

I.2- Les expériences au laboratoire

L'expérimentation et la modélisation sont des techniques employées couramment dans la mécanique des fluides. Les études de laboratoire sont nécessaires pour comprendre mieux certains éléments du processus de l'affouillement et pour développer les méthodes de prédiction de la profondeur d'affouillement et trouvé les contre mesures adéquates à ce phénomène. Seulement par des expériences commandées on peut visualiser les effets de certaines variables et paramètres liés à l'affouillement.

Par ces efforts, des équations de prévision de l'affouillement peuvent être améliorées et des méthodes de conception additionnelles pour des contre-mesures développées. La plupart des articles, qui se sont basés sur des données de laboratoire, ont décrit les modèles comportementaux de l'affouillement autour des piles de pont cylindriques. **[10]**

Parmi les recherches au laboratoire les plus marquantes, on trouve celles de Recharadson et al, a la Colorado state university, ses travaux on permet d'établir une équation dite universelle appelée communément HEC 18, la photo suivante montre le laboratoire de la CSU ainsi qu'un membre de l'équipe qui a travaillé sur l'affouillement à savoir le professeur Pierre Julien (photo Février 2015)



Photo III.1 : Le laboratoire de CSU : Un essai sur un groupe de piles (ensemble de pieux au dessous d'une semelle)



Photo III.2 : Le professeur Pierre Julien dans le laboratoire de la Colorado state university (Fevrier 2015)

Breusers et al (1977) et Dargahi (1989) ont récapitulé le travail important sur l'affouillement local autour des piles de pont. Hosny (1995) a présenté l'étude expérimentale systématique de l'affouillement local autour des cylindres dans les sols cohérents. Il a employé des argiles naturelles dans ses expériences et constaté que la profondeur d'équilibre de l'affouillement dans les sols cohérents est considérablement inférieure que dans les sols pulvérulents comprenant un petit pourcentage d'argile (environ 10% ou plus). Cette portion argileuse domine les propriétés du mélange de sol. Il a proposé une équation pour estimer la profondeur d'équilibre d'affouillement dans les sols cohérents.

Melville et al (1977) ont entrepris une étude détaillée des configurations d'écoulement turbulent à une pile cylindrique durant tout le développement d'un trou d'affouillement local. Laursen (1963) a étudié l'affouillement en eau claire le long d'une contraction en fonction de la géométrie, de l'écoulement et du sédiment. Il a basé son modèle sur la prétention que la limite de l'affouillement en eau claire se produit quand l'effort de cisaillement en fonction du temps est égal à la force tractrice critique. Il a développé une équation pour estimer la profondeur d'équilibre de l'affouillement pour une pile ou une culée. **[32]**

Shen et al (1966, 1969) ont entrepris 21 expériences utilisant un seul diamètre de cylindre et une taille simple de sédiment, mais varié les conditions hydrauliques (profondeur de l'eau et la vitesse moyenne d'écoulement) pour inclure l'eau claire et le fond mobile dans les variations. Ils ont permis à l'affouillement de se produire autour d'un cylindre de 15.24 cm dans une canalisation. Ils ont arrêté l'expérience à la profondeur désirée et ont fixé le lit entier de canalisation avec une solution adhésive. Puis, ils ont rétabli l'écoulement et ont mesuré les distributions de vitesse. À partir de leurs expériences, ils ont développé l'équation empirique pour la profondeur de l'affouillement en fonction du temps pour une pile du diamètre, D , dans un écoulement avec une vitesse moyenne, V , et une profondeur d'eau en amont, y_0 . Cunha (1975) constate que les modèles de Shen et al (1969) ont été basés sur une gamme étroite des états d'écoulement et de sédiments et donc ne sont pas très bien adaptés probablement aux applications pratiques. L'absence complète de la taille du sédiment comme facteur dans le modèle le rend difficile à n'importe quelle application du modèle aux conditions autres que celles de ses expériences.

Breusers H.N.C. (1977) ont effectués des expériences utilisant des piles avec $D = 5$ et 11 cm, profondeurs d'eau de 15, 25, et 50 cm et particules de sable avec $d = 2$ mm. Des expériences ont été effectuées pour des valeurs fixes de U_0/U_{0c} (U_{0c} vitesse critique de l'eau pour le déclenchement du mouvement de lit).

Yamaz et al (1991) a entrepris des expériences étendues utilisant des piles circulaires et carrées. Les diamètres des piles circulaires étaient de 6.7cm, 5.7cm et 4.7

cm. Des particules de sable avec la taille médiane de 1.07mm et 0.84 mm ont été employées. Toutes les expériences ont été effectuées pour l'affouillement en eau clair.

Dey et al (1995) ont dérivé des équations quasi-analytiques pour le champ d'écoulement (dans le trou d'affouillement, à côté de la pile au-dessus du lit plat et dans la région de sillage) en satisfaisant les équations de continuité et en déterminant des coefficients empiriques (par l'ajustement des données expérimentales). Ils ont entrepris des expériences de l'affouillement en eau claire utilisant deux diamètres de sable, trois diamètres de piles, trois tirants d'eau, et six vitesses d'écoulement. Quand ils ont déterminé que l'équilibre a été atteint, la canalisation a été vidangée et le lit a été stabilisé utilisant une résine synthétique. Les auteurs ont comparé leurs solutions et les mesures effectuées par Melville (1975). Les équations ont montré une bonne concordance avec les mesures et les auteurs mentionnent que le modèle peut être utilisé pour simuler le champ d'écoulement dans des prototypes. [32]

Gosselin (1997) a entrepris une série des expériences de l'affouillement en eau claire pour mesurer le champ de vitesse (à divers intervalles de temps durant l'affouillement). Ces expériences ont inclus un cylindre circulaire avec un diamètre de 0.17 m, d'une taille médiane de sable de 0.17 mm, d'un tirant d'eau de 0.35 m et d'une vitesse moyenne de 0.25 m/s. Pour la comparaison et l'évaluation, il a également modélisé les vitesses dans le trou d'affouillement avec un modèle d'écoulement tridimensionnel commercial. Pendant ses expériences, Gosselin a fixé les intervalles de temps à 1, 6 et 24 heures, puis vidangé la canalisation, fixe le lit puis mesuré. Après le rétablissement de l'écoulement, il a mesuré les vitesses avec un vélocimètre acoustique de Doppler.

Totapally et al (1999) ont examinés les variations temporelles de l'affouillement local sous l'écoulement stationnaire. Ils ont conclu qu'une équation logarithmique a représenté la variation de l'affouillement avec du temps meilleur qu'une équation de puissance et ont remis en cause l'existence d'une profondeur d'équilibre, et que l'affouillement continuera avec le temps cependant à un taux considérablement réduit. Totapally et al (1999) ont également trouvé les trous de l'affouillement pour être géométriquement semblables à différentes heures dans le temps.

Graf et al (2001) ont étudié les configurations d'écoulement dans des plans en amont et en aval d'un cylindre et verticalement dans le trou d'affouillement utilisant le profileur de vitesse acoustique de Doppler (ADV). Ils ont constaté que l'effort de cisaillement a été réduit dans le trou d'affouillement par rapport à l'écoulement mais que l'énergie cinétique turbulente était très forte au pied du cylindre du côté amont. L'énergie cinétique turbulente était également très forte dans le sillage derrière le cylindre. [32]

I.3- Les Méthodes numériques

Au cours de ces dernières années et avec les capacités toujours croissantes de matériels et logiciels informatiques, le CFD (Computational Fluid Dynamics) a été largement utilisé pour résoudre les équations de l'écoulement dans des applications industrielles et environnementales. Des progressions appréciables ont été enregistrées récemment grâce à l'utilisation de la simulation numérique pour étudier l'écoulement et l'affouillement autour des ouvrages hydrauliques.

Le développement des modèles numériques pour prédire le transport des sédiments est un défi vu que les simulations de l'écoulement diphasique nécessitent plus de ressources informatiques. Les méthodes numériques, et pour faire face à cette situation se sont développées et en parallèle les ressources informatiques elles mêmes sont multipliées.

Le code FLUENT est largement utilisé pour des applications industrielles pour des géométries tridimensionnelles complexes. Ali et al. (2002) ont utilisé FLUENT pour prédire l'écoulement en trois dimensions autour d'un cylindre circulaire sur un fond rigides. Il y avait un accord satisfaisant entre les contraintes de cisaillement sur le fond prédites par FLUENT et celles calculées à partir des vitesses expérimentales près du lit.

Toutefois, en raison de la complexité à la fois du champ d'écoulement et du mécanisme de l'affouillement, la modélisation numérique des processus d'affouillement autour des piles de pont reste un sujet de recherche difficile. Il y a eu quelques tentatives de modéliser numériquement le champ d'écoulement dans une fosse d'affouillement, peu de modèles hydrodynamiques ont pu reproduire la croissance d'une fosse d'affouillement.

Les modèles d'écoulement monophasés sont limité dans le coté du mouvement des particules, les interactions fluide/particules et particules/particules ne sont pas pris en compte dans ces modèles et cela à des grandes concentrations de sédiments généralement près du lit. Récemment, plusieurs modèles de simulations des écoulements diphasiques ont été développés. Asano (1990) a proposé un modèle d'écoulement diphasique partiel dans lequel la vitesse verticale des particules a été approchée par une expression empirique plutôt que d'être résolu dans les équations de l'écoulement. Li et al. (1995) ont suivi le travail de Asano en formulant un ensemble complet d'équations d'écoulement à deux phases. Dong et al. (1999) ont proposé un modèle d'écoulement diphasique complet qui simule les mouvements fluides et des sédiments en mouvement dans le cas du régime d'écoulement oscillatoires. Toutes les interactions à savoir : fluide / particules et particules / particules et les contraintes turbulentes sont incluses dans ce modèle.

Hagatun et al. (1986) ont présenté un modèle numérique pour simuler la concentration instantanée en sédiment sur un lit plat. Ahilan et al. (1987) ont étudié le mouvement des sédiments dans l'écoulement oscillatoire sur un lit plat à la fois théoriquement et expérimentalement. Nadaoka et al. (1990) ont développé un modèle de lit granulaire (échange de particules avec l'écoulement global). Olsen et al. (1993) ont étudié le développement de l'affouillement local en utilisant un modèle d'écoulement tridimensionnel et un modèle de transport de sédiments. Ils ont résolu les équations de Reynolds avec le modèle de fermeture ($k-\epsilon$), Considérant à la fois le charriage et les particules en suspension. Ribberink et al. (1995) ont étudié en fonction du temps les variations de la vitesse et de la concentration en particules solide.

Richardson et al. (1998) ont simulé les structures d'écoulement autour d'un pilier de pont avec et sans l'affouillement. Ils ont utilisé FLOW3D avec le modèle $k-\epsilon$ RNG. En comparant la simulation avec les résultats expérimentaux, ils ont constaté que le modèle hydrodynamique 3D simule bien les écoulements complexes autour des piles du pont.

Wang et al. (1999) ont examinés l'importance d'inclure différents effets d'écoulement sur le transport des sédiments. Ils ont utilisés un modèle numérique pour simuler les trois conditions d'écoulement autour d'un obstacle et dans une fosse d'affouillement. Des Fonctions empiriques ont été utilisées pour modifier la contrainte de cisaillement. Après avoir étalonné leur modèle aux données expérimentales, Wang et al. (1999) affirment que leur modèle produit des résultats raisonnables.

Chang et al. (1999) ont utilisé un modèle de simulation à grandes échelles (Large Eddy Simulations) pour résoudre les équations de l'écoulement autour d'une pile de pont avec un fond rigide et aucun affouillement. Ensuite, ils ont ajusté la contrainte de cisaillement dans le fond pour tenir compte de la déformation du lit pour calculer le transport des sédiments. En comparant leurs résultats avec les données d'Ettema (1980), ils ont trouvé une bonne concordance.

Tseng et al. (2000) ont réalisé des simulations numériques de l'écoulement autour des culées. Ils ont constaté que l'écoulement descendant sur la face amont des culées, du même que dans le cas des piles de pont, existe et avantage la création du tourbillon en fer à cheval. Ils ont également comparé les résultats avec des mesures expérimentales, ils sont en bons accords.

Sumer et al. (2002) ont utilisé un modèle hydrodynamique basé sur la méthode des volumes finis avec le modèle de fermeture en $k-\epsilon$. Sumer et al. Étaient en mesure de capter toutes les principales caractéristiques du processus d'affouillement (le vortex en fer à cheval, le transport des sédiments ou l'effondrement sur les côtés de la fosse d'affouillement, ondulations de lit, la forme de la fosse d'affouillement).

I.3.1- Les simulations numériques des écoulements turbulents

Définition et caractéristiques de l'écoulement turbulent

Un écoulement turbulent est composé de "filets fluide" qui, au lieu de conserver leur individualité en glissant uniquement les uns sur les autres comme dans un écoulement laminaire, échangent entre eux des particules fluides. Ainsi, le fluide ondule de manière complexe, s'enroule sur lui même et semble se déplacer de façon aléatoire autour de la direction principale de l'écoulement. **[36]**

Chassaing définit la turbulence comme étant un "chaos" spatio-temporel. Cet état désordonné survient en réalité lorsque la vitesse du fluide devient supérieure à une limite au-delà de laquelle la viscosité ne suffit plus à régulariser les mouvements. **[37]**

Il est courant de caractériser le régime d'un écoulement par un nombre adimensionnel, le nombre de Reynolds, qui correspond au rapport des forces d'inertie aux forces visqueuses :

Le mouvement d'un fluide est dit turbulent lorsque les différentes caractéristiques physiques (vitesse, pression, température) peuvent être décrites par des variables aléatoires du temps et de l'espace, et pour lesquels on peut définir une valeur moyenne.

Les tourbillons de différentes tailles apparaissent, formant ce qui est communément appelé un spectre. Plus le nombre de Reynolds est important, plus l'écoulement est turbulent et plus la largeur du spectre est importante. Bien qu'ils soient différenciés les uns des autres, les tourbillons sont liés par un processus de transmission de l'énergie appelé couramment cascade d'énergie selon Kolmogorov en 1941. **[36]**

Il existe plusieurs façons d'étudier les écoulements turbulents. La première, la plus naturelle, est expérimentale. Cette approche de mesure et d'observation des écoulements a longtemps été la seule à permettre l'étude de la mécanique des fluides dans des cas complexes. L'approche analytique permet également d'étudier la mécanique des fluides, mais elle est limitée à des configurations simples, pour lesquelles des simplifications des équations régissant le mouvement du fluide sont possibles. Ce système d'équations, appelé équations de Navier-Stokes, est en effet complexe et ne peut être résolu dans un cas quelconque. Avec l'essor du calcul scientifique est né un nouvel outil pour l'étude des écoulements turbulents : la simulation numérique. Elle consiste à discrétiser les équations de Navier-Stokes. Il existe plusieurs façons de réaliser des simulations numériques d'écoulements turbulents. Le choix de la méthode dépend du type d'informations recherchées et des ressources informatiques disponibles. **[38]**

Malgré une recherche intensive depuis plus d'un siècle appliquée aux écoulements en régime turbulent, leur modélisation reste un grand défi à relever encore aujourd'hui. Trois axes principaux de simulation se dégagent : la simulation numérique directe, la simulation des grandes échelles et la modélisation purement statistique. Selon la théorie de Kolmogorov, l'agitation turbulente est composée de structures tourbillonnaires dont

les tailles sont réparties de façon continue sur une plage d'échelles de longueur, bornée supérieurement par la géométrie de l'écoulement, et inférieurement par l'échelle de Kolmogorov, siège de la dissipation visqueuse. La simulation numérique directe (DNS en anglais, pour Direct Numerical Simulation) consiste à résoudre explicitement toutes les échelles de la turbulence en résolvant numériquement les équations de Navier-Stokes. Le champ tridimensionnel et instationnaire obtenu décrit de façon fiable et précise l'agitation turbulente, car aucune modélisation n'est pratiquée. La simulation des grandes échelles (LES en anglais, pour Large Eddy Simulation) consiste à résoudre les équations moyennées de Navier-Stokes. **[39]**

Le champ obtenu est également tridimensionnel et instationnaire, mais il caractérise uniquement les structures tourbillonnaires aux grandes échelles. Les petites échelles, qui ont un comportement plus universel, sont modélisées. La LES résout ainsi explicitement une partie des échelles turbulentes (les grandes échelles) alors qu'une autre partie (les petites échelles) est modélisée. La modélisation statistique considère l'agitation turbulente comme un processus purement stochastique. Toutes les échelles de la turbulence sont modélisées.

Dans un cadre industriel, il est nécessaire de posséder des informations instationnaires concernant l'écoulement. Elles sont cruciales, par exemple, pour la prédiction des pics de force, en études de fatigue thermique, pour les interactions fluide/structure, ou encore la prédiction du bruit généré par l'écoulement autour d'un corps. La DNS résout toutes les échelles de la turbulence et son coût de calcul est proportionnel à Re^3 .

Dans un écoulement industriel, le nombre de Reynolds est typiquement de l'ordre de plusieurs millions, rendant la DNS hors de portée avec la puissance et la capacité mémoire des machines actuelles, et à venir dans les soixante ans. Une alternative possible est la LES. Le nombre de points nécessaires pour une LES est de l'ordre de $Re^{1.8}$.

[39]

Une représentation classique en turbulence consiste à tracer l'énergie cinétique turbulente contenue dans les échelles de turbulence en fonction du nombre d'onde k associé à chaque échelle

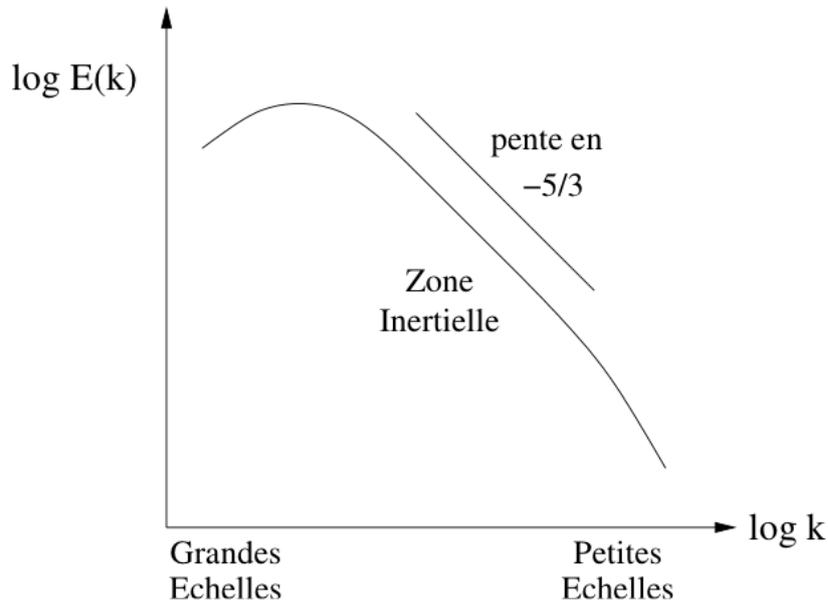


Fig. III.1 : spectre de l'énergie cinétique turbulente

I.3.2 Généralités sur les équations de Navier-Stokes

La modélisation des écoulements tridimensionnels est fondée sur les lois de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et, dans certains cas, sur d'autres grandeurs auxquelles nous ne nous intéressons pas [36]. Dans le cas des fluides incompressibles et de densité constante, ces lois s'expriment en notation tensorielle de la façon suivante :

-Équation de continuité (Conservation de la masse) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0$$

-Équations de Navier – Stokes (Conservation de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 U_i}{\partial x_j \partial x_j}$$

U_i : composante du vecteur vitesse instantanée

P : pression

ν : viscosité cinématique

ρ : masse volumique

L'étude d'un écoulement tridimensionnelle nécessite La reproduction de la géométrie et ça se traduit par une représentation tridimensionnelle précise de l'écoulement ou de l'ouvrage que l'on veut simuler.

Dans ce qui suit, nous donnerons les différents moyens de résolution numériques des équations de Navier-Stokes dans le cas d'un écoulement turbulent.

I.3.2.1 Résolution des Equations de Navier-Stokes moyennées

A l'opposé de la SND, il existe la simulation numérique des équations de Navier-Stokes moyennées (ou RANS en anglais pour Reynolds-Averaged Navier-Stokes).

Les grandeurs instantanées (vitesse, pression, température, etc.) sont décomposées en une partie moyenne et une partie fluctuante, suivant la décomposition proposée par Reynolds à la fin du XIXème siècle. L'introduction de cette décomposition et l'application de l'opérateur moyenne statistique aux équations instantanées de Navier-Stokes permettent d'obtenir les équations RANS (Reynolds-Averaged Navier-Stokes).

[39]

On résout alors les équations d'évolution des grandeurs moyennées. Quand la SND nécessite un maillage fin pour représenter les plus petites échelles de la turbulence, les simulations RANS n'ont besoin que de représenter les gradients présents dans le champ moyen, le reste étant modélisé. Le principal désavantage de ces méthodes provient de la modélisation de la turbulence. La modélisation s'appuie souvent sur des simplifications qui ne sont vraies que sous certaines hypothèses (par exemple isotropie des fluctuations, grand nombre de Reynolds turbulent...). **[38]**

Les modèles qui se fondent sur l'approche statistique sont les plus répandus. Ils reposent sur la décomposition classique de Reynolds en quantités moyenne et fluctuante :

$$\begin{aligned} U_i &= \bar{U}_i + u'_i \\ P &= \bar{P} + p' \end{aligned}$$

Cette décomposition en valeur moyenne et fluctuante entraîne au niveau physique, une considération du mouvement moyen et du mouvement d'agitation turbulente.

Conservation de la masse (équation de continuité) :

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_i} = 0$$

Conservation du moment (équations de Navier - Stokes):

$$\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial t} + \bar{U}_j \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\nu \frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} - \overline{u'_i u'_j} \right)$$

Les termes $-\overline{\rho u'_i u'_j}$, appelés contraintes de Reynolds proviennent de la décomposition de Reynolds. Ils posent un problème de fermeture.

Le but de l'ensemble des modèles de transport de quantités moyennes consiste à estimer les contraintes de Reynolds. Le code de calcul Fluent propose trois méthodes de fermeture basées sur l'approche statistique :

1. Le modèle k-ε et ses variantes
2. Le modèle de turbulence k-w (modèle de Wilcox)
3. Le modèle des contraintes de Reynolds (RSM)

Le modèle k-ε est le plus simple des modèles complets dits à deux équations.

Ce modèle suppose que le régime de turbulence est pleinement établi dans tout le domaine et que les effets de la viscosité moléculaire sont négligeables par rapport à ceux de la viscosité turbulente (loin des parois).

Ce modèle est basé sur l'hypothèse stipulant qu'il existe une analogie entre l'action des forces visqueuses et les contraintes de Reynolds dans l'écoulement moyen, soit :

$$-\rho \overline{u'_i u'_j} = \mu_t \left(\frac{\partial \bar{U}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{U}_j}{\partial x_i} \right) - 2/3 K \delta_{ij}$$

Le modèle calcule la viscosité turbulente μ_t en faisant intervenir l'énergie cinétique de turbulence k et le taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence ϵ comme suit :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{K^2}{\epsilon}$$

Le modèle k - ϵ est très largement utilisé en ingénierie. Il est en effet robuste, économique en temps de calcul et suffisamment précis et validé pour une large gamme d'écoulements turbulents.

Cependant, il donne de mauvais résultats pour une catégorie importante de situations comme les écoulements tourbillonnants et les écoulements en rotation (Rodi, 1984) **in [36]**.

Pour des problèmes présentant une fluctuation en temps, on utilise également la version instationnaire de la méthode RANS, l'U-RANS. Grace à leur coût limité en temps de calcul, les méthodes RANS sont encore aujourd'hui l'outil de simulation de prédilection en industrie.

1.3.2 .2 Simulation Numérique Directe

Les équations de Navier - Stokes traduisent complètement les écoulements turbulents. Cependant, malgré les récents progrès réalisés au niveau technologique, leur résolution numérique complète pose problème.

Le problème dans la simulation des écoulements turbulents c'est les petites structures tourbillonnaires qui peuvent être de l'ordre du millimètre alors que leur domaine d'influence peut s'étendre sur des mètres et même des kilomètres.

Les simulations numériques sont directement liées à la discrétisation géométriques, Une grille assez fine pour une description assez précise de toutes les échelles de la turbulence exigerait un nombre considérable de cellules. **[37]** Or, la capacité de stockage et la vitesse des ordinateurs demeurent à l'heure actuelle insuffisante. **[36]**

Le mouvement d'un fluide est bien décrit par les équations de Navier-Stokes. La discrétisation de ces équations permet donc la représentation d'un écoulement

turbulent, sans modélisation supplémentaire. On effectue dans ce cas une Simulation Numérique Directe (SND ou DNS en anglais pour Direct Numerical Simulation). Comme spécifié dans la littérature, les écoulements turbulents sont instationnaires et présentent une large plage de tailles caractéristiques. Une estimation du nombre de points nécessaires à une bonne résolution spatiale de l'écoulement donne un maillage très dense. [38]

Un autre inconvénient de cette approche est le fait que la grande finesse de la structure de la turbulence exige la prescription de données initiales et aux limites à un niveau important, ce qui n'est pas sans poser parfois de sérieuses difficultés.

Afin de passer ce type de difficultés, deux solutions sont utilisées : l'approche statistique et la simulation des grandes structures turbulentes.

La taille du maillage dépend du problème considéré ainsi que de la précision du schéma numérique utilisé mais on pourra retenir que multiplier le nombre de Reynolds seulement par 2 nécessite largement plus que le double des points. C'est pourquoi cette approche est réservée aux activités de recherche fondamentale.

I.3.2.3 Simulation des Grands Echelles

Une autre méthode, souvent présentée comme intermédiaire entre le RANS et la SND, est la Simulation des Grandes Echelles (SGE ou LES pour Large-Eddy Simulation en anglais). En SGE, les contributions des plus grandes échelles de la turbulence sont calculées et seules les plus petites structures sont modélisées. Concernant les équations résolues, Les grandeurs résolues sont des grandeurs filtrées, Seules les structures de taille plus grande que la taille caractéristique du filtre sont résolues. L'effet des plus petites structures de la turbulence apparait au travers de termes qui nécessitent une modélisation. [38]

L'intérêt de ces méthodes est de combiner la résolution des aspects instationnaires de l'écoulement turbulent, accès à des nombres de Reynolds modérés voire élevés, tout en utilisant des modèles a priori moins empiriques qu'en RANS.

Bien qu'elle soit une technique encore en cours de développement, la simulation des grandes structures turbulentes est actuellement un outil pour l'ingénieur.

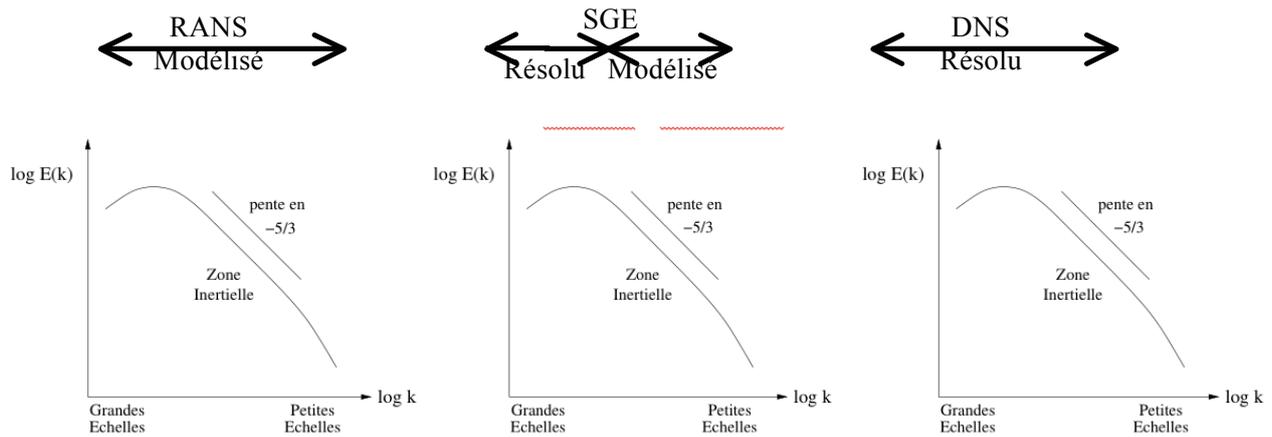


Fig. III.2 : spectre d'énergie cinétique turbulente et simulation numérique : comparaison des méthodes de SND, SGE et RANS

Le principe des trois méthodes de simulation numérique peut être schématisé en utilisant le spectre d'énergie cinétique turbulente présenté sur la figure ci dessus. Dans l'approche SND, l'intégralité du spectre est résolue par la simulation, alors que dans les méthodes RANS, tout le spectre est modélisé. En SGE, Les petites échelles de la turbulence sont modélisées et les grandes échelles (ou petits nombres d'onde) sont résolues par la simulation. [38]

L'utilisation de ces trois méthodes de simulation numérique des écoulements turbulents dépend essentiellement du type de renseignements recherchés et de la puissance de calcul disponible.

Tableau III.1 : Évaluation, selon Spalart , des stratégies de calcul et de leur disponibilité pour les applications industrielle. [39]

Stratégie	Dépendance en Re	Empirisme	Maillage	Pas de Temps	Disponibilité
RANS	Faible	Fort	10^7	10^3	1985
LES	Moyenne	Faible	$10^{11.5}$	$10^{6.7}$	2070
DNS	Forte	Aucun	10^{16}	$10^{7.7}$	2080

Les différentes approches présentées ci-dessus n'ont pas les mêmes objectifs concernant les informations obtenues sur l'écoulement traité, ni ne requièrent les mêmes exigences en matière de coût de calcul. Par exemple, la DNS fournit des informations précises et la turbulence étant tridimensionnelle et instationnaire, le coût du calcul est proportionnel à Re^3 . Dans un écoulement industriel, le nombre de Reynolds est typiquement de l'ordre de plusieurs millions, rendant la DNS hors de portée avec la puissance et la capacité mémoire des machines actuelles et dans les soixante années à

venir. A faibles nombres de Reynolds, la DNS reste un outil formidable pour la recherche fondamentale et la compréhension de divers mécanismes de la turbulence. [39]

Au contraire, un calcul RANS est peu dépendant du nombre de Reynolds et peu gourmand en temps CPU, mais ne fournit qu'une information limitée (champs moyens). Les modèles RANS présentent par ailleurs un fort degré d'empirisme, les rendant peu fiables dans certains types d'écoulement. La LES est à mi-chemin entre la DNS et la modélisation RANS en ce qui concerne les informations obtenues sur l'écoulement et le coût de calcul. Le tableau ci dessus compare les exigences de la DNS, de la LES et de la modélisation RANS. Cette dernière reste largement utilisée dans le monde industriel pour son coût de calcul faible, pour des écoulements à grand nombre de Reynolds. [39]

I.3.2.4 Les modèles hybrides (DES)

La DES consiste à remplacer empiriquement dans les équations RANS la longueur caractéristique de la turbulence LRANS par :

$$L_{DES} = \min(L_{RANS}, C_{DES}\Delta_m)$$

Où C_{DES} est une constante empirique de l'ordre de l'unité dépendant du modèle de turbulence, et Δ_m une taille caractéristique locale de la maille. Si la taille de maille est trop grande pour capturer des structures, on a $L_{DES} = L_{RANS}$ et la DES fonctionne alors exactement comme le modèle RANS. C'est ce qui se passe en proche paroi. Loin de la paroi, on a $L_{DES} = C_{DES}\Delta_m$, et le modèle fonctionne alors comme une LES. La DES est un modèle hybride simple à mettre en œuvre et elle a montré qu'elle est capable de capturer les structures instationnaires à grande échelle. [39]

II- Conclusion

Ces dernières années la recherche au laboratoire a été l'outil principal pour définir les relations entre des variables affectant la profondeur d'affouillement. Des résultats de ces expériences de laboratoire doivent être vérifiés par des mesures continues de l'affouillement sur le terrain.

Les difficultés rencontrées dans les observations in situ et les expériences au laboratoire ont avantagé les simulations numériques.

La mise en équation pour modéliser et résoudre un écoulement turbulent aboutit à un système d'équations aux dérivées partielles. Ces équations sont impossibles à résoudre analytiquement dans le cas général, et c'est pourquoi l'on fait appel aux simulations numériques où la solution du problème est approximée. Selon les méthodes numériques utilisées, différents degrés de précision et de robustesse sont atteints. Dans ce manuscrit, les simulations sont effectuées avec le code FLUENT, sous volumes finis pour maillage structuré ou non-structuré. La méthode des volumes finis est très intéressante en mécanique des fluides dans la mesure où elle conserve les quantités résolues, par construction, et peut s'appliquer à des géométries complexes grâce à l'utilisation de maillages non-structurés.

**Résultats et
discussions**

IV

I. Introduction

Nous avons choisi d'étudier le phénomène d'affouillement se produisant au pied d'ouvrages implantés en rivière. L'affouillement est le processus selon lequel le lit de la rivière se creuse localement plus ou moins profondément. Ce phénomène est directement lié à une problématique de transport solide. En effet, la mise en place d'un ouvrage hydraulique va perturber l'écoulement et provoquer, à long terme, un dépôt ou une érosion des matériaux du lit de la rivière.

Affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe qui menace les ouvrages dans l'eau. La complexité de l'étude de ce phénomène revient principalement à la configuration de l'écoulement d'un côté et le mécanisme de l'affouillement de l'autre côté.

Même si l'affouillement autour des structures hydrauliques est un phénomène naturel, l'affouillement local autour des piles de pont est un problème important qui menace les ponts hydrauliques [02]. Ce phénomène a été identifié comme l'un des principaux facteurs qui causent l'effondrement des ponts. Selon la littérature, un certain nombre de défaillances de ponts relativement récentes en raison de l'affouillement autour des appuis [03], et au cours des 30 dernières années aux États-Unis, un millier de ponts se sont effondrés à cause de défaillance de ce type. [04]

II. Descriptions du phénomène d'affouillement

Affouillement local est causé par la formation du tourbillon en fer à cheval (Horse shoe Vortex HSV) à la base des piles de pont (Fig. IV.1). Le HSV est causée par l'accumulation d'eau dans la jonction entre la pile et le lit sur la face amont de la pile de pont entraînant une augmentation de la contrainte de cisaillement et par conséquent une augmentation de la capacité de l'écoulement à transporter des sédiments. [40] Ainsi, c'est l'écoulement descendant vers cette jonction, qui est le principal déclencheur de l'affouillement [41].

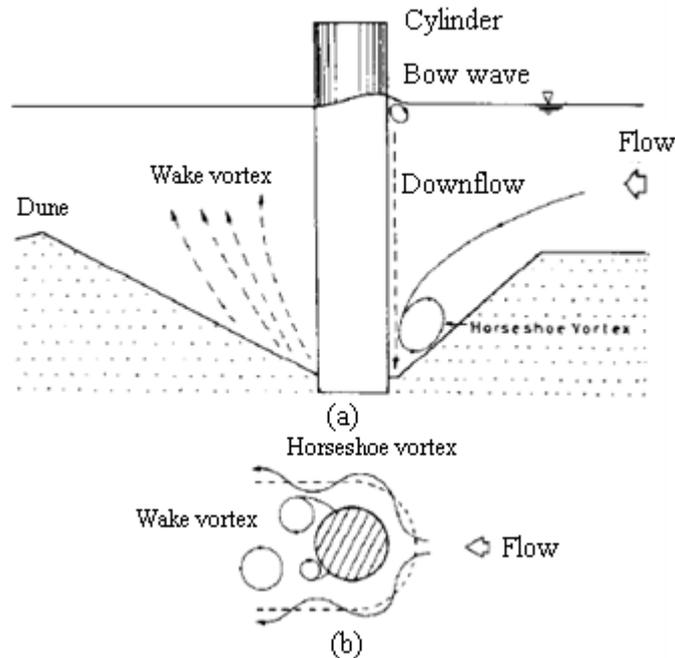


Fig. IV.1 : Description du phénomène d'affouillement

Il est clair que le vortex en fer à cheval est le principal déclencheur de l'affouillement local autour de pile de pont, dans la littérature on révèle que c'est le courant descendant vers le pied de la pile de pont qui, en touchant le fond crée le vortex de fer à cheval et ainsi le phénomène de l'affouillement se déclenche. De nombreuses études sur l'affouillement local autour des piles dans des courants constants ont été rapportées dans la littérature. La plupart de ces études portent sur des modèles de laboratoire (Inglis 1949, Ahmad 1953, Chitale 1962, Laursen 1962, Shen et al 1969, Richardson et al 1975 et 1991, Frohlich 1988, Yamazaki et Altimblek 1991) et numériques (Bakker 1974, Hagatun et al. 1986, Ahilan et al. 1987, Nadaoka et al. 1990, Olsen et al. 1993), Ribberink et al. 1995, Asano 1990, Li et al. 1995, Gotoh et al. 1997, Dong et al. 1999).

Les études de turbulence autour des obstacles ont commencé avec des expériences de laboratoire [06]. Si beaucoup a été écrit sur l'affouillement, peu d'études ont présenté la modélisation numérique en trois dimensions de ce processus. [07] En fait, ces études ont traité de la configuration de l'écoulement sur un lit plat et rigide. [08]

L'objectif principal de cette étude a été d'examiner la capacité des formes des piles de pont rondes et circulaires de réduire l'intensité de l'affouillement.

Les limitations des capacités informatiques disponibles ont donné plus de places aux modélisations expérimentales de l'affouillement au détriment des

simulations numériques. L'avantage de la méthode numérique est la flexibilité en termes d'échelle et des conditions aux limites. Toutefois, les modèles numériques nécessitent d'utiliser des formules empiriques pour le transport des sédiments. [42]

Dans ce travail, nous avons simulé l'écoulement autour des piles de pont en utilisant le modèle hybride de turbulence (Detached Eddy Simulation) DES.

Afin d'étudier l'influence de la forme de la pile de pont sur l'affouillement, deux formes ont été simulées : la forme circulaire et celle à bout arrondi (avec différentes longueurs). Le choix d'étudier l'influence de ces formes (circulaire, à bout arrondi) sur l'affouillement est inspiré de leur usage commun dans la conception des fondations du pont (en plus de la forme carrée). [43]

Dans notre travail nous avons simulé l'écoulement autour d'un cylindre vertical monté au fond d'un canal rectangulaire. Une configuration similaire a été étudiée expérimentalement par (Dargahi. B, 1989) [11] ce dernier a effectué des visualisations d'écoulement pour la gamme du nombre de Reynolds (basé sur le diamètre du cylindre) entre 6600 et 65×10^3 .

McIntosh (1989) a trouvé qu'il ya plus de 35 équations d'affouillement (local, au culées et de contraction) [31], [41], ces études ont pour la plupart utilisé de simples piles comme obstacle, quelques unes seulement ont utilisé des piles complexes. Souvent, ces modèles complexes traduisent des cas réels ou des configurations projetées. Ces nombreuses études au laboratoire, ont produit de nombreuses équations d'estimation de la profondeur d'affouillement. En général, ces équations concernent le « live-bed » dans les cours d'eau à lit sableux. [09]

Notre étude numérique concerne l'exploration de la relation entre l'affouillement local et les différents paramètres en relation avec ce phénomène.

Dans la construction d'un pont hydraulique franchissant un cours d'eau, les concepteurs et pour réduire l'affouillement ne peuvent intervenir que sur très peu de paramètres. Ils peuvent proposer une géométrie de la pile de pont qui favorise moins l'affouillement comme ils peuvent aussi fonder les appuis des piles de pont profondément pour protéger les ponts d'un potentiel affouillement mais cette solution reste comme même pas économique.

On ne peut pas intervenir sur le régime d'écoulement du fait que le cours d'eau est en équilibre dynamique, déstabiliser cet équilibre bouleversera tout un système.

III. Présentation du code de calcul fluent

Il existe un certain nombre de codes tridimensionnels industriels au meilleurs performants, permettant la prédiction d'écoulements de fluides (FLUENT, CFX, STAR-CD, FEMLAB ...).

La résolution des équations gouvernant ces écoulements (équations de Navier-Stokes) est faite par le biais des méthodes des volumes finis, des différences finies ou des éléments finis.

Le code de calcul Fluent est commercialisé par le groupe FLUENT (repris par le groupe ANSYS à partir de 2006). Ce groupe est actuellement l'un des pôles de compétence en mécanique des fluides numérique les plus importants. Il développe et commercialise une solution complète sous forme de logiciels de CFD (Computational Fluid Dynamics) généralistes qui simule tous les écoulements fluides, compressibles ou incompressibles, impliquant des phénomènes physiques complexes tels que la turbulence, le transfert thermique, les réactions chimiques, les écoulements multiphasiques pour toute l'industrie. Les produits et services proposés par le groupe FLUENT aident les ingénieurs à développer leurs produits, à optimiser leur conception et à réduire leurs risques. Ce code est largement utilisé dans l'industrie aéronautique, automobile et offre une interface sophistiquée qui facilite son utilisation.

Le logiciel Fluent modélise par la méthode des volumes finis des écoulements très variés dans des configurations plus ou moins complexes. Il est composé, comme tout logiciel de type CFD, de trois éléments clés qui sont : le pré-processeur, le solveur et le post-processeur. Nous détaillons ci-dessous ces trois éléments.

III.1 Le préprocesseur GAMBIT

Il permet à l'utilisateur de construire la géométrie du domaine de calcul et de subdiviser ce dernier en petits volumes de contrôle ou cellules de calcul. L'ensemble de ces volumes élémentaires constitue le maillage. La définition des conditions aux limites appropriées, au niveau des cellules qui coïncident ou touchent la frontière du domaine de calcul, se fait également à ce niveau.

III.2 Le solveur FLUENT

Les trois méthodes numériques les plus utilisées dans les codes de calculs sont les volumes finis, les différences finies et les éléments finis.

La méthode des différences finies consiste à discrétiser les équations continues aux nœuds d'un maillage prédéfini en calculant chaque dérivée partielle à l'aide de séries de Taylor tronquées. On obtient des équations non-linéaires reliant la valeur des inconnues en un nœud aux valeurs de ces mêmes inconnues aux nœuds voisins. [44]

La technique des éléments finis discrétise l'espace à l'aide des éléments géométriques simples (triangles, rectangles en 2D et tétraèdres, hexaèdres en 3D). Elle convient pour modéliser des géométries très complexes. Ensuite, la forme des équations est remplacée par la forme faible dans laquelle les

inconnues sont calculées, par exemple, avec une combinaison linéaire de fonctions de base dont le support est un des éléments. [44]

La méthode des volumes finis consiste à discrétiser le domaine de l'écoulement en une multitude de volumes de contrôle (cellules) puis d'effectuer des bilans (de masse, d'énergie, de quantité de mouvement,...) sur ces petits volumes. Pour cette raison, la formulation fait apparaître des intégrations de volume. La méthode des volumes finis est fortement conseillée dans le cas des écoulements, qui est notre cas, cette dernière est intégrée dans le code de calcul Fluent. [44]

Fluent est un code CFD commercial très utilisé dans l'industrie. Il permet de résoudre les écoulements fluides (champs de vitesses, de température...), c'est la raison pour laquelle on l'a choisi pour réaliser notre simulation.

III.3 Le post-processeur

Le Post-processeur permet de visualiser les différents résultats à l'écran (champs de vitesse, lignes de courant, profils de la surface libre, etc.).

IV. Simulation numérique de l'écoulement autour d'une pile de pont

Les mécanismes de l'affouillement autour des piles de pont sont encore sous investigations (numériques ou expérimentales). Les modèles numériques sont souvent utilisés pour les écoulements turbulents. [23] les expériences ont montrés que même autour d'une structure de géométrie simple, l'écoulement est complexe.[33]

Le but principal des simulations numériques autour des piles de ponts est d'estimer la contrainte de cisaillement au fond du lit et par conséquent la profondeur potentielle du trou d'affouillement.

Dans cette section, nous présentons le modèle de turbulence utilisé, les différentes configurations géométriques et les conditions aux limites utilisées pour toutes les simulations.

IV.1 Les équations fondamentales du mouvement

Les modèles numériques ont eu de plus en plus d'attention Durant les dernières décennies par les chercheurs dans le domaine des écoulements turbulents. Les équations de Navier-Stokes et celle de continuité en trois dimensions peuvent être écrites comme suit :

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \nu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} \right) + \left(\frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \right) \quad (2)$$

$X_i = 1, 2, 3$ représentent respectivement les trois directions X, Y et Z, \bar{u}_i c'est la vitesse moyenne dans le sens i , \bar{P} la pression moyenne, ρ la masse volumique du fluide, ν la viscosité cinématique du fluide, et τ_{ij} tenseur des contraintes tangentielles.

IV.2 Le modèle de Turbulence

Les modèles de fermeture à deux équations sont intéressants pour les applications industrielles dans lesquelles le détail du champ turbulent n'est pas recherché. Ces modèles sont encore très utilisés dans les grands codes industriels en CFD, les simulations numériques des écoulements autour des obstacles sont particulièrement difficiles surtout si l'objectif est d'étudier les vortex en fer à cheval et de faire une comparaison avec l'expérimental à un grand nombre de Reynolds. Les équations de Navier Stokes moyennées stationnaires et instationnaires (RANS et URANS) on échouées à capturer le système des vortex en fer à cheval. [45]

Même si les calculs sous URANS ont démontrés une très bonne concordance dans la prédiction des quantités moyennes, les méthodes hybrides ont été meilleures dans un large domaine d'application et sous une large gamme du nombres de Reynolds.

Detached Eddy Simulations (DES), est un modèle hybride proposé par (spalart et al. 1997) il est basé sur le modèle de turbulence de Spalart-Allmaras, dans une étude récente menée par (Paik et al. 2007), cette méthode a prouvé qu'elle est capable de capturer l'instationnarité du vortex à fer à cheval.

(Paik et al. 2007) on réussit à simuler l'écoulement autour d'une aile, cette configuration a été étudiée expérimentalement par Devenport and Simpson à $Re=1.15 \times 10^5$. [45]

Il s'agit d'utiliser LES loin des couches limites et près des parois on utilise RANS, cette approche hybride a été introduite par Spalart et al dans l'objectif de réduire la gourmande des LES et DNS en terme de ressources informatiques, le RANS près des parois nécessite moins de maillage que celui du LES ou DNS, [46] sachant que la quantité dominante c'est celle moyenne dans cette zone.

Dans cette étude on choisit d'utiliser le DES, ce modèle n'est pas très gourmand en terme de ressources informatiques et sa précision dépend essentiellement de la densité de maillage.

IV.3 La géométrie

Le but de cette étude étant de visualiser l'affouillement autour d'un pilier, nous avons donc augmenté la précision de nos simulations aux alentours de ce dernier. Pour cela, nous avons appliqué un critère permettant d'augmenter le

nombre de mailles dans une zone entourant notre pilier. Nous l'avons choisi en veillant à conserver une précision accrue des simulations tout en limitant les durées de calcul.

Les simulations numériques ont été faites sur un domaine contenant un obstacle (la pile de pont), La configuration géométrique pour la simulation numérique est présentée dans la figure ci dessous.

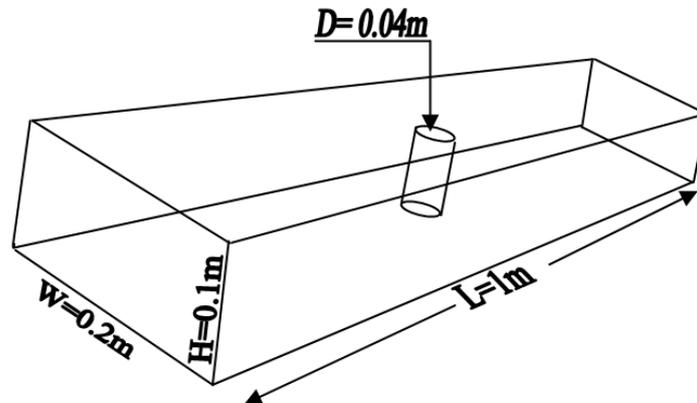


Fig.IV.2 : La configuration géométrique de l'écoulement autour d'une pile de pont

Le fichier de géométrie créé est relativement simple. Il s'agit d'un domaine à fond plat au sein duquel nous avons modélisé la pile par un cylindre monté verticalement sur un fond plat et rigide.

La zone rectangulaire qui représente le domaine est de 1m de longueur et 0,20 m de largeur et 0,1 m de hauteur, le diamètre de la pile de pont est de $D_p=0,04m$, cette valeur a été fixée dans l'objectif d'avoir un nombre de Reynolds (basé sur le diamètre de la pile de pont) de 39000 afin de pouvoir faire la comparaison avec des études antérieures et de pouvoir valider avec des travaux expérimentaux, précisément celui de Dargahi [11]. Pour les configurations avec la pile de pont de forme aérodynamique de nez semi circulaire, leurs largeurs sont de 0,04m.

L'entrée de l'eau est placée à $12D$ en amont de la pile de pont, elle consiste à un profil de vitesse qui a été imposé pour accélérer la convergence.

Pour le reste des configurations géométriques (cinq configurations), il s'agit de changer la forme de la pile de pont (étiré la pile de pont) dans le but d'étudier son influence sur la contrainte de cisaillement au fond.

Pour les formes aérodynamiques on a changé la longueur de la pile en gardant la forme semi circulaire à l'avant et le derrière de la pile avec $D=0,04m$. Cette

longueur a été changée entre D (forme circulaire) et $3,5D$ (la forme aérodynamique la plus longue). Fig. IV.3

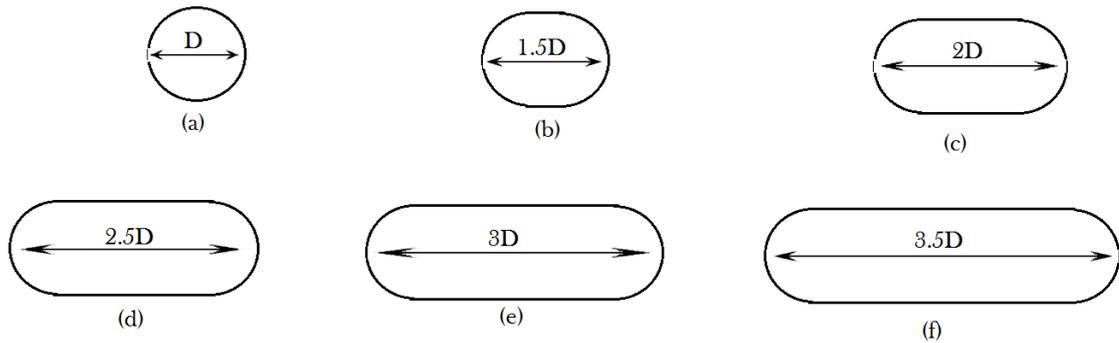


Fig. IV.3. Les formes aérodynamiques utilisées dans les simulations numériques, a) Pile de pont circulaire $D=0.04\text{m}$, b) forme aérodynamique 1 $L=1.5D=0.06\text{m}$, c) forme aérodynamique 2 $L=2D=0.08\text{m}$, d) forme aérodynamique 3 $L=2.5D=0.1\text{m}$, e) forme aérodynamique 4 $L=3D=0.12\text{m}$, f) forme aérodynamique 5 $L=3.5D=0.14\text{m}$

Les mailles du domaine de calcul sont plus concentrés autour de la pile de pont et près de l'axe de symétrie dans le sens de l'écoulement en raison de la complexité du modèle d'écoulement dans cette région (fig. IV.4).

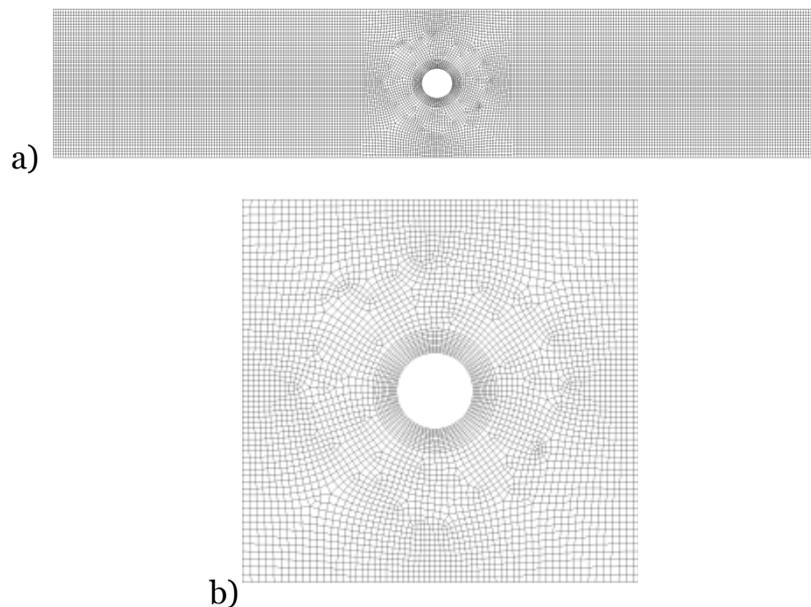


Fig. IV.4 : Maillage du domaine dans le cas d'une pile de pont circulaire a) vue d'en haut, b) Maillage autour de la pile de pont.

On a accordé une attention particulière au maillage du domaine, on a commencé tout d'abord par le maillage des faces un par un puis les volumes qui constituent le domaine, en résultat la majorité des éléments du domaine sont du type hexaédrique, un aspect ratio entre 4 et 5 a été remarqué pour l'ensemble des

géométries et toutes les configurations comportent plus ou moins 580 000 éléments chacune.

IV.4 Les conditions aux limites

Toutes les équations développées pour décrire un écoulement turbulent sont des équations aux dérivées partielles. Il faut donc, pour qu'elles puissent être résolues, définir les conditions aux limites. Celles-ci peuvent être de deux types : Dirichlet (à valeurs imposées à la frontière) ou Neumann (à gradients imposés). Dans le problème d'écoulements turbulents, les frontières peuvent être de plusieurs genres : paroi, entrée de fluide, sortie de fluide et axe de symétrie.

A l'entrée du domaine (12D a l'amont de la pile de pont), la condition imposée est de type velocity inlet avec un profil de vitesse, la sortie est de condition pressure outlet, cette dernière est placée a 12D a l'aval de la pile de pont, les faces gauches, droites et le fond sont considérées comme des parois rigides lisses sans glissement, le haut du domaine est sous la condition symétrie. La rugosité des parois et de la pile de pont est nulle.

Le nombre de Reynolds (basé sur le diamètre de la pile de pont) est de $Re_D=39 \times 10^3$, et le nombre de Reynolds basé sur la nature d'écoulement est de $Re=195920$, la rugosité du fond est de 1mm afin de simuler la rugosité du lit du cours d'eau.

Pour le profil de vitesse, on a tout d'abord lancé les simulations avec une vitesse constante $V=0,9796\text{m/s}$ (on rappelle que cette valeur est fixée pour avoir le nombre de Reynolds similaire a celui de (Dergahi, 1989)), puis après 100 secondes de simulation en temps réel, on extrait le profil de vitesse a 8D a l'aval de l'entrée. Le profil obtenu est utilisé comme condition a l'entrée du domaine pour toutes des simulations numériques. Le profil de vitesse accélère la convergence et on gagne en temps et en ressources informatiques.

Le paramètre le plus recherché dans l'étude de l'affouillement autour des obstacles est la contrainte du cisaillement au fond, elle conditionne le début de l'érosion accélérée (le début de l'affouillement) et donc elle est le facteur a contrôler pour la sécurité des ouvrages dans l'eau.

L'utilisation de l'approche hybride dans le but de combiner la précision de la méthode LES (les simulations a grande échelle) et le point positif dans les RANS (les équations de Navier Stokes moyennées par Reynolds) proche des parois la où les quantités dominantes sont les quantités moyennes, cette

combinaison permettra de tirer plein d'avantage en terme de temps et en ressources informatiques, cette méthode hybride a été au centre de plusieurs études récentes. L'étude de la densité de maillage ne s'impose pas du faite que dans les LES et DES lorsque on augmente le nombre d'éléments on obtient plus de précision donc tout dépend de la puissance des calculateurs utilisés. [47] Dans notre étude, avec Cinq (5) géométries simulées sous DES et chacune comporte 580000 éléments ce qui prend un temps énorme pour chaque configuration, surtout sur un Core 2Duo 1 GB de Ram, pour tout cela on a décidé d'arrêter les simulations a 300 sec.

Le principe c'est de commencer avec la géométrie la plus simple (une pile de pont circulaire) puis on lance sous les mêmes conditions numériques les autres configurations aérodynamiques, a la fin on extrait les profils de vitesse et les contraintes de cisaillement au fond de toutes les simulations pour interprétation.

V. Résultats et discussions

L'étude et la modélisation des écoulements turbulents trouvent son application dans l'écoulement autour des appuis des ponts hydrauliques (piles et culées), où l'augmentation de la contrainte de cisaillement dans le fond diminue la sécurité de l'ouvrage entier.

Plusieurs chercheurs ont étudié l'écoulement autour de différentes géométries composant les piles ou les culées des ponts, des sections carrées, rectangulaires ou circulaires sur un lit plat et rigide ont été mis a l'épreuves par plusieurs auteurs dans le but de comprendre l'affouillement afin de mieux protéger les ouvrages dans l'eau.

Dey et al.1995, Graf et Istiarto, 2002 et Roulund et al. 2005, ont mené des études de l'écoulement et la turbulence à l'intérieur du trou d'affouillement à l'équilibre autour d'une pile de pont circulaire [08]

Dans une étude récente (Unger. J, Hager. W. H, 2007) ont effectués des relevés détaillés du profil de vitesse a l'aide d'un (PIV) dans plusieurs expériences couvrant une large gamme du nombre de Reynolds, ils ont conclu que c'est l'écoulement descendant sur la face amont de la pile de pont qui crée le vortex en fer a cheval près du pied de la pile, ce dernier est le responsable du déclenchement et du développement du trou d'affouillement. [12]

Les effets de la rugosité de la pile de pont n'ont pas été aussi bien étudiés que les autres facteurs responsables de l'affouillement autour des fondations, dans la littérature, il existe très peu de travaux qui ont étudié les effets de la

rugosité de pile de pont sur l'affouillement. [48]

Dans cette section, nous présentons les résultats des simulations numériques pour toutes les configurations géométriques. Nous réalisons toutes les simulations utilisant le même modèle de turbulence pour nous permettre de faire des comparaisons entre les résultats. Puis dans ce qui suit, nous présentons et discutons les résultats pour chaque cas et nous comparons les configurations.

V.1 Validation du modèle

Les simulations numériques sous un code de calcul qui contient des modèles de turbulence passent par la réalisation d'une série de validations sur ce qu'on appelle couramment des cas tests. Ce sont généralement des expériences de laboratoire que nous reproduisons numériquement. Cela nous permet de vérifier la conformité de nos résultats sur des données possédant une faible marge d'erreurs (erreurs de mesures de quelques pour cent généralement). Une fois seulement cette étape complétée, il est possible de passer à des simulations numériques sur des cas plus concrets, la validation a été faite sur notre modèle de base (écoulement autour d'une pile de pont circulaire).

Les deux modèles sélectionnés pour valider les simulations numériques présentées dans ce travail sont une expérience au laboratoire à savoir celle de Dargahi (1989) et les simulations numériques décrites dans Ming Zhao et al en 2010.

On a comparé principalement la distribution de la pression le long de l'axe de symétrie du domaine. C_{pb} dans la figure ci dessous représente le coefficient de pression $C_{pb}=P/P_b$, avec P la pression et P_b la pression dans le pied de la ligne de stagnation sur la face amont de la pile de pont.

La différence de pression entre le haut et le bas de la ligne de stagnation crée le courant descendant qui développe le vortex en fer à cheval près du pied de la pile de pont.

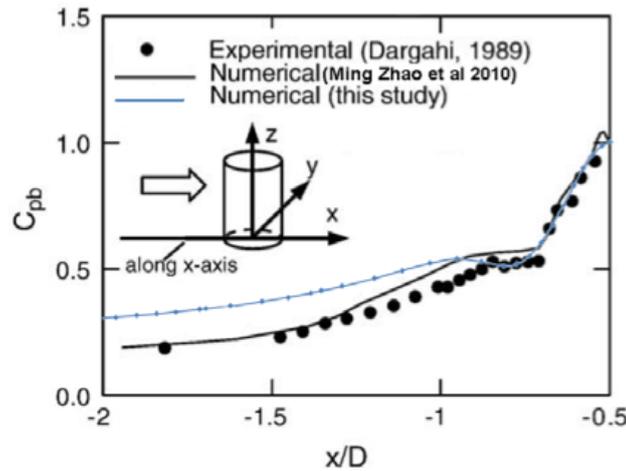


Fig.IV.5 : La distribution de la pression le long de la ligne de symétrie a l'amont de la pile de pont

La figure ci dessus représente une comparaison entre le cas test des simulations numériques et deux études qui sous les mêmes conditions hydrauliques de l'expérience (Dargahi, 1989 et Ming Zhao, 2010). On remarque une bonne concordance entre nos mesures et les autres auteurs. Le long de la ligne de stagnation, c'est prédiction d'une zone a pression constante nommée par Dargahi « le plateau » entre $(-1 < x/D < -0.75)$, qui indique la présence du vortex en fer a cheval, ce plateau a été très bien prédit par nos simulations numériques et une faible différence existe entre notre travail et celui des autres chercheur, c'est dans l'intervalle $(-2 < x/D < -1)$ et c'est due principalement a la densité du maillage.

V.2 Positionnement du maximum de la contrainte de cisaillement

Selon Oliveto et Hager, 2002 : "L'affouillement commence toujours a un angle d'environ 75° a partir de l'axe de symétrie dans le sens de l'écoulement" [12]

La figure ci dessous présente la contrainte de cisaillement au fond et autour d'une pile de pont circulaire, on a trouvé que le maximum est localisé a 75° et 82° symétriquement, les mêmes observations ont été signalées sur le profil de vitesse où le maximum de vitesse coïncide avec le maximum de contrainte de cisaillement dans les mêmes angles, cela donne une fiabilité a notre travail numérique. [51]

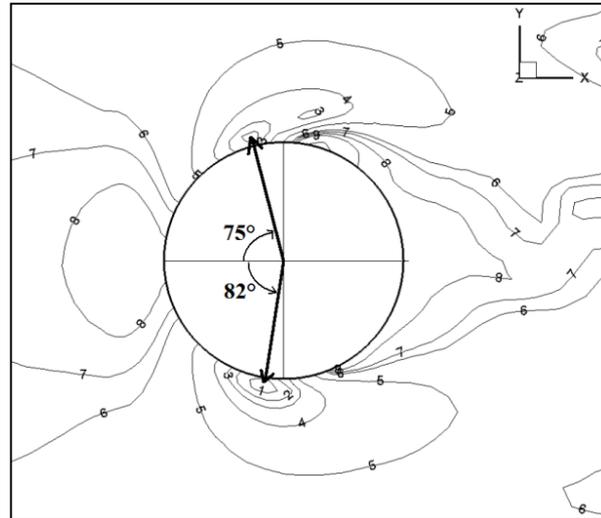


Fig.IV.6 : Localisation des maximums de la contrainte de cisailment autour d'une de pont circulaire

Les contours sur la figure ci dessus sont classés de la plus grande contrainte de cisailment (correspond a la valeur 1 = 31.98 Pa) à la plus petite (correspond a la valeur 9 = 0.035 Pa).

V.3 Investigation de la relation entre les paramètres de la pile de pont et la contrainte de cisailment au fond

Selon la littérature, la forme carré, circulaire et aérodynamique sont les géométries les plus utilisées dans l'ingénierie comme appuis des ponts, et c'est la forme carrée qui risque le plus l'affouillement parmi les Trois formes. [43]

Le principal objectif de cette étude été d'investiguer la relation entre les caractéristiques de la pile de pont et l'affouillement, il est important aussi de rappeler que le maximum des contraintes a été observé au pied de la pile de pont. La contrainte de cisailment est amplifiée autour de la pile de pont a cause du phénomène de vortex en fer a cheval d'un coté et de l'autre coté la contraction de la section d'écoulement qui augmente la vitesse dans cette zone. [43]

V.4 Les variations temporelles de la contrainte de cisailment

Sur toutes les configurations testées, les fluctuations de la contrainte sur le fond sont inversement proportionnelles avec la longueur aérodynamique de la pile de pont, ce qui sort du lot c'est lorsque cette longueur atteint $2,5D$, où on enregistre le minimum de contrainte avec moins de fluctuations. [51]

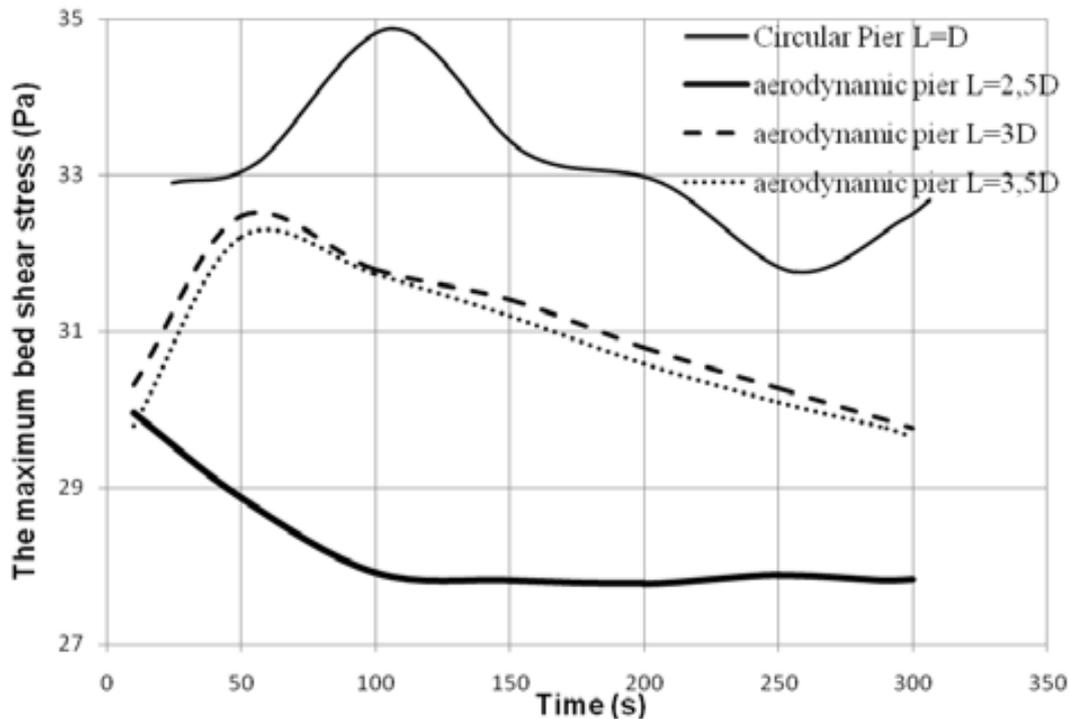


Fig.IV.7 : Les variations dans le temps de la contrainte de cisaillement autour des appuis de pont

Dans la littérature, la relation entre la géométrie de la pile de pont et les sollicitations sur le lit du cours d'eau a été mentionnée par plusieurs auteurs, dans cette partie du travail et Les simulations numériques on a confirmés ces observations, le maximum de contrainte de cisaillement a été observé autour de celle circulaire avec beaucoup de fluctuations (environs 6%).

V.5 Influence de la longueur aérodynamique de la pile de pont sur l'affouillement local

Un des objectifs de cette étude numérique été avant tout d'avoir une description exacte de l'écoulement autour d'une pile de pont puis de voir l'influence des différents paramètres sur la contrainte de cisaillement au fond et donc sur l'affouillement autour des structures dans l'eau.

Dans toutes les configurations, après avoir atteint 300 secondes, nous avons extrait la distribution des contraintes de cisaillement dans le fond, la première constatation c'est que le maximum est toujours proche du pied de la pile de pont, de part et d'autre de l'axe symétrie dans le sens d'écoulement, la deuxième remarque concerne le minimum de contrainte enregistré parmi toutes

les configurations, la géométrie avec $L=2,5 D$ est la meilleure à réduire le cisaillement parmi les six configurations.

La globalité du travail réside dans figure IV.8 où on a regroupé dans une seule présentation, toutes les configurations géométriques utilisées dans ce travail avec les variations de la contrainte de cisaillement en fonction de la longueur aérodynamique de la pile de pont d'un côté et de l'autre côté en fonction du temps.

Le long des simulations, le maximum de contrainte de cisaillement a été observé autour de la pile de pont circulaire et le minimum a été observé lorsque $L=2,5D$, au delà de cette longueur aérodynamique, toute augmentation de la largeur de la pile de pont ne peut qu'inverser son effet, donc on peut conclure de cette partie des simulations numériques que la longueur de la pile de pont réduit la contrainte de cisaillement jusqu'à atteindre 2,5 fois son largeur.

La meilleure géométrie aérodynamique a réduit l'affouillement 15% que si c'était une pile de pont circulaire, c'est un résultat encourageant qui reste à confirmer expérimentalement ou sur le terrain.

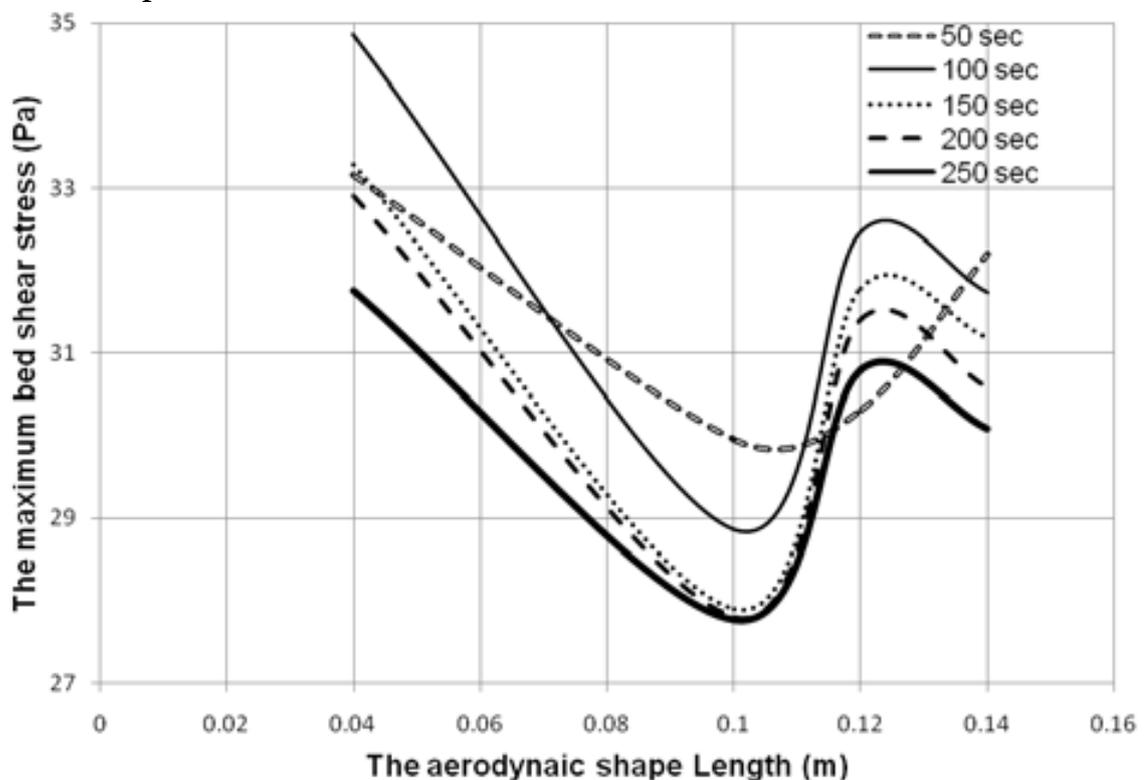


Fig.IV.8 : Influence de la longueur aérodynamique de la pile de pont sur l'affouillement

Sur les figures IV.9 et IV.10 on montre la distribution de la contrainte de cisaillement au fond après 5 minutes de simulation dans le cas d'une géométrie

simple (pile circulaire) et une géométrie a $L=2,5 D$. [52]

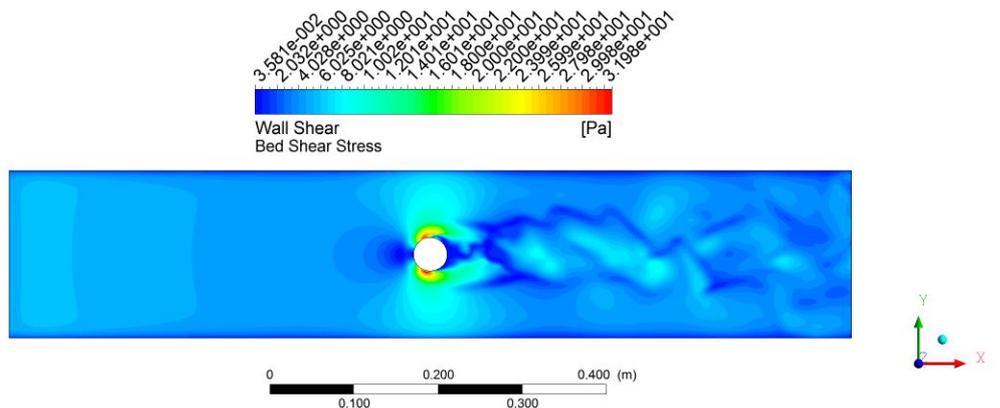


Fig.IV.9 : La contrainte de cisaillement sur le fond (cas d'une pile de pont circulaire)

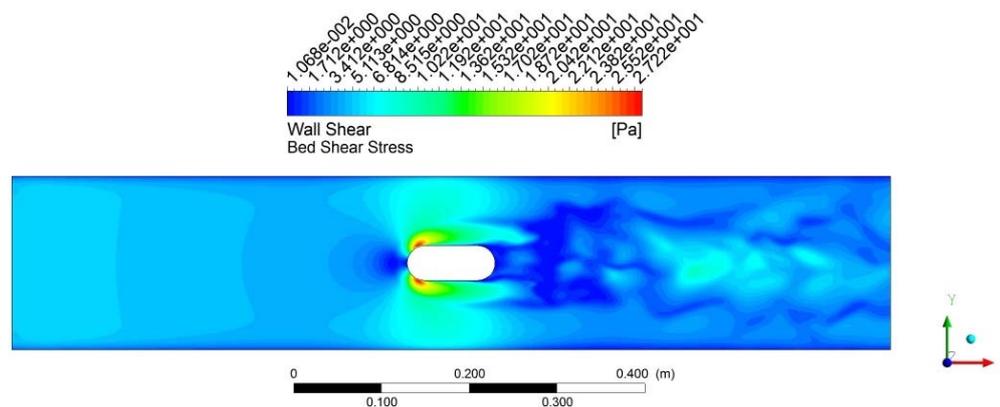


Fig.IV.10 : La contrainte de cisaillement sur le fond (cas d'une pile de pont aérodynamique $L = 2.5D$)

La comparaison entre les deux figures se résume dans la valeur de la contrainte de cisaillement, cette dernière est de 31.98 Pa dans le cas d'une pile de pont circulaire, par contre elle est de 27.22 Pa dans le cas d'une forme aérodynamique avec $2,5D$, une réduction de 15% dans la contrainte engendre obligatoirement une réduction dans l'affouillement autour des appuis. [52]

Cette différence enregistrée entre les deux configurations est peut-être due aux champs de vitesse autour des deux piles de pont, on a remarqué une vitesse relativement élevée dans le cas de la géométrie circulaire, d'autres recherches (expérimentales) confirment cette observation. [52]

Tous les auteurs s'accordent sur la relation entre le courant descendant sur la face amont de la pile de pont et l'affouillement, l'intermédiaire entre les deux phénomènes c'est le vortex en fer à cheval, il est créé par le premier et le deuxième c'est sa conséquence, pour mettre la lumière sur les vortex dans les cas des deux géométries on a représenté sur les deux figures IV.11 et IV.12,

Les visualisations en 3D du dynamique tridimensionnel des vortex sont présentées sur les figures IV.11 et IV.12. Elles montrent l'ampleur du sillage derrière les deux géométries et afin de rendre les figures plus significatives, on a coloré les vortex par la vitesse moyenne.

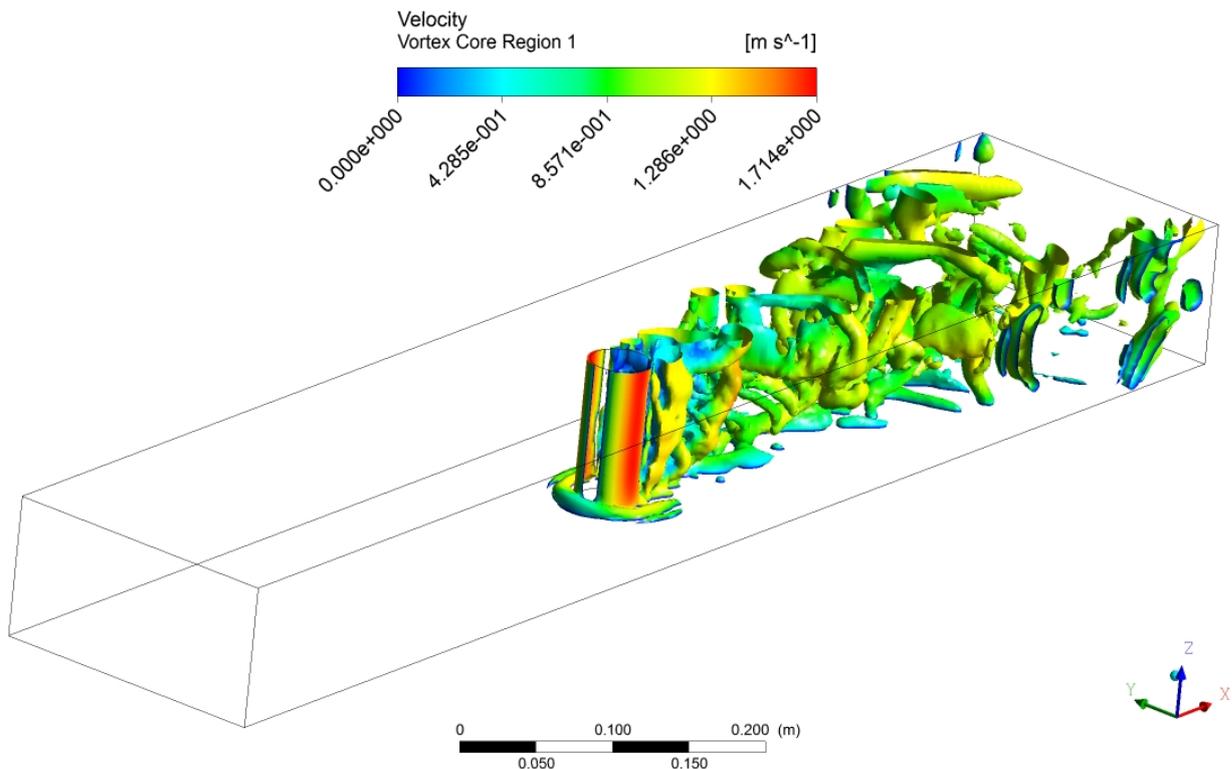


Fig.IV.11 : Le sillage derrière la pile de pont circulaire coloré par la vitesse moyenne

Lorsque le flux d'eau se rapproche de la pile de pont il décélère et ralentit sur la face amont de la pile de pont créant ainsi la ligne de stagnation, la pression est d'autant plus grande a la surface qu'au fond, ce qui conduit le courant descendant vers le bas et devient plus grand près du pied de la pile a la jonction avec le lit. D'après Dargahi (1989) c'est dû à la non uniformité de la distribution de la vitesse d'écoulement. La présence d'une pile se traduit par un écoulement turbulent tridimensionnel caractérisé par un courant descendant vers le bas de la pile et l'apparition des tourbillons sous formes du fer à cheval (Horseshoe) [21]

La pression sur la partie amont de la pile décroît avec la distance au-dessous de la surface libre en raison de la distribution non uniforme des vitesses dans la couche limite qui a affaibli le gradient de pression en amont, le long de la surface de la pile de pont qui conduit l'écoulement vers le bas. Les augmentations de l'écoulement descendant de la surface libre à un point près du lit où la vitesse de l'écoulement devient maximale d'environ 40% de la vitesse moyenne d'écoulement. Puisque l'intensité de turbulence augmente, l'érosion et le transport des matériaux du lit est intensifié (Breusers et al. 1977).in Seung Oh Lee.2006. [20]

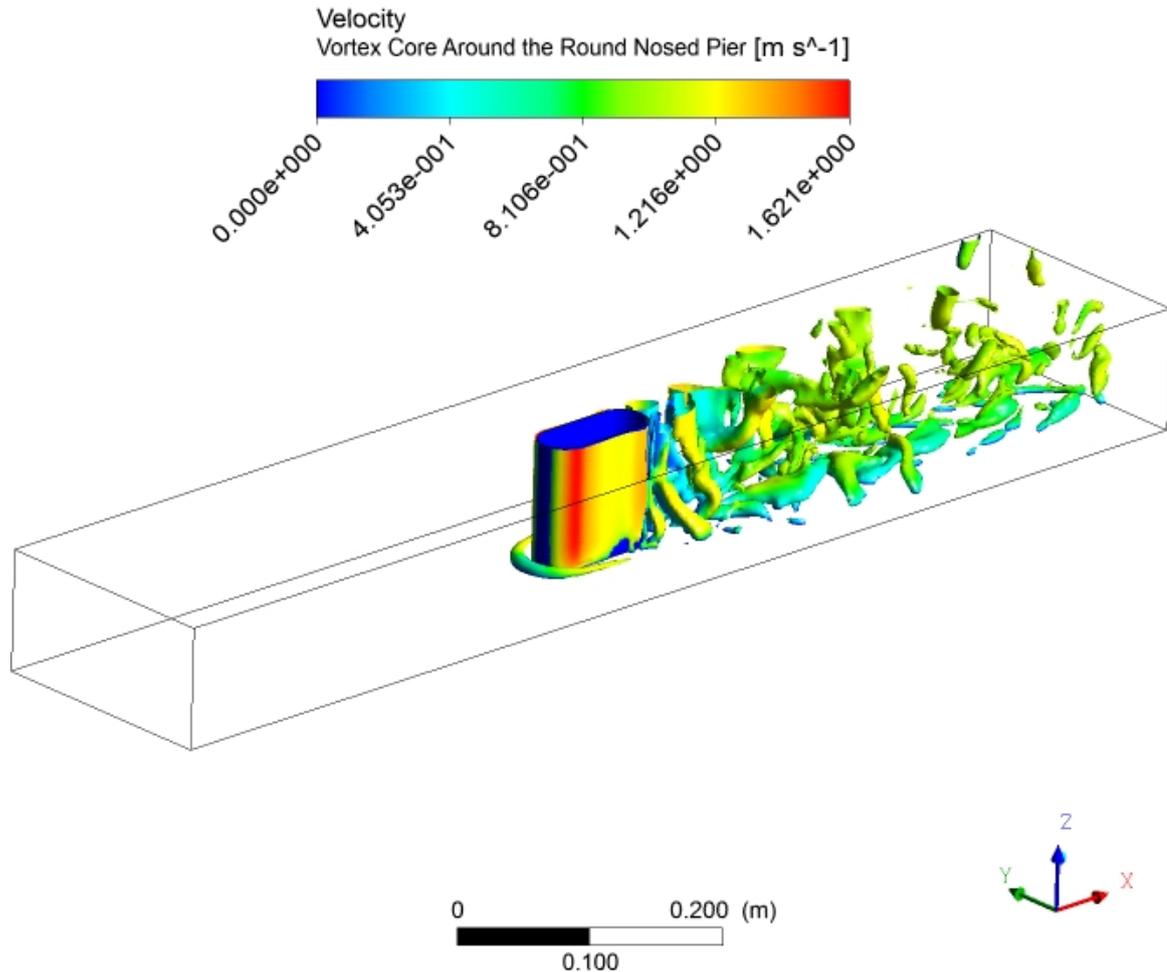


Fig.IV.12: Le sillage derrière la pile de pont $L=2,5D$ coloré par la vitesse moyenne

Dans les deux configurations, il a été observé que près de la pile de pont le courant est fortement dévié dans la direction verticale et la vitesse est de 1,71m/s dans le cas d'une pile circulaire par contre cette vitesse est de 1,63m/s dans le cas

de la forme étirée avec $2,5D$ donc une diminution de vitesse autour des piles de pont dans le cas d'une géométrie aérodynamique.

De l'autre côté on distingue la zone de séparation sur les deux configurations mais avec une relativement faible vitesse et une faible densité de vortex dans le cas d'une géométrie aérodynamique que sur celui autour d'une pile circulaire.

Finalement, à partir des méthodes numériques utilisées dans ce travail on a pu prédire la complexité de l'écoulement autour des obstacles. Le sillage et les vortex qui sont à l'origine de l'affouillement ont été visualisés et notre conclusion s'accorde avec la description de Dey et al. (1995) Qui ont observés un écoulement secondaire très complexe. [41]

V.6 Etude d'une alternative géométrique d'une pile de pont

Dans ce manuscrit et après avoir discuté de l'influence de la section de la pile de pont (circulaire ou aérodynamique) et après avoir fixé les paramètres de la section aérodynamique, on a proposé une alternative concernant la forme longitudinale de la pile de pont.

Dans cette section on a pensé à réduire le courant descendant qui crée le vortex en fer à cheval en élargissant le bas et le haut de la pile de pont. Dans la figure ci dessous on présente la forme de la pile de pont originale et la nouvelle forme de pile de pont, durant le travail mené dans cette section, on a fait varier le pourcentage d'élargissement en haut et en bas toute en gardant la même largeur au milieu par plusieurs paliers mais on ne présente ici qu'un seul cas.

Le but été de proposer une protection des ouvrages existants, dans le cas où cette alternative réduit l'affouillement l'application de cette solution sur les piles de ponts qui existent déjà sera facile, donc l'ajout d'une pièce qui compose l'élargissement d'en haut et pareil pour la partie basse ne sera pas impossible.

Pour voir l'utilité de la configuration qu'on propose, on a choisi le cas qui a donné les résultats les plus positifs a savoir celui présenté dans la figure ci dessous avec a l'origine une pile de pont circulaire on a élargie le diamètre des deux faces (haut et bas) de 50%, donc on a un cylindre avec $1,5D$ en haut et qui devient progressivement D au milieu puis il s'élargie pour atteindre $1,5D$.

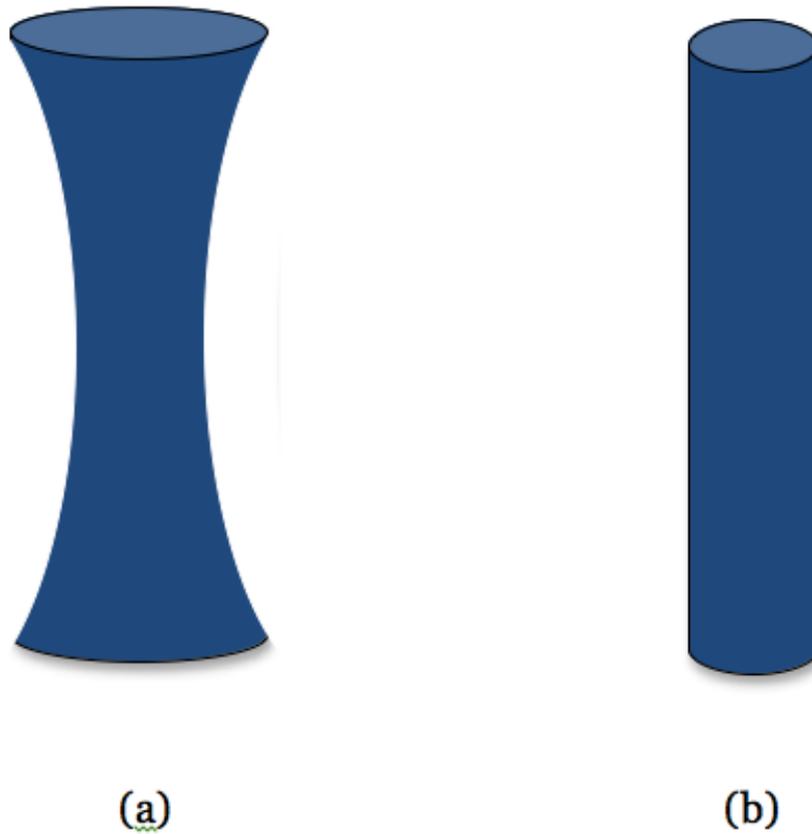


Fig IV.13: la géométrie de pile de pont (a) L'alternative proposée (b) la forme originale (Au milieu les deux piles de pont on le même diamètre)

Pour pouvoir faire une comparaison, on a lancé les deux simulations sur les mêmes conditions, l'obstacle rencontré c'est le maillage de la nouvelle géométrie, il a été très difficile de faire le maillage de cette géométrie qui vérifie les conditions de bon maillage (aspect ratio, et pour notre cas on est limité en terme de nombre d'éléments vue les ressources informatiques limitées). La configuration avec une pile de pont en cylindre simple, ne nous a pas pris beaucoup de temps, vu que sa géométrie est homogène.

Le modèle de turbulence est toujours le DES avec les conditions aux limites identiques a celle de la première partie des simulations numériques puis on a lancé les calculs pour 39000 secondes.

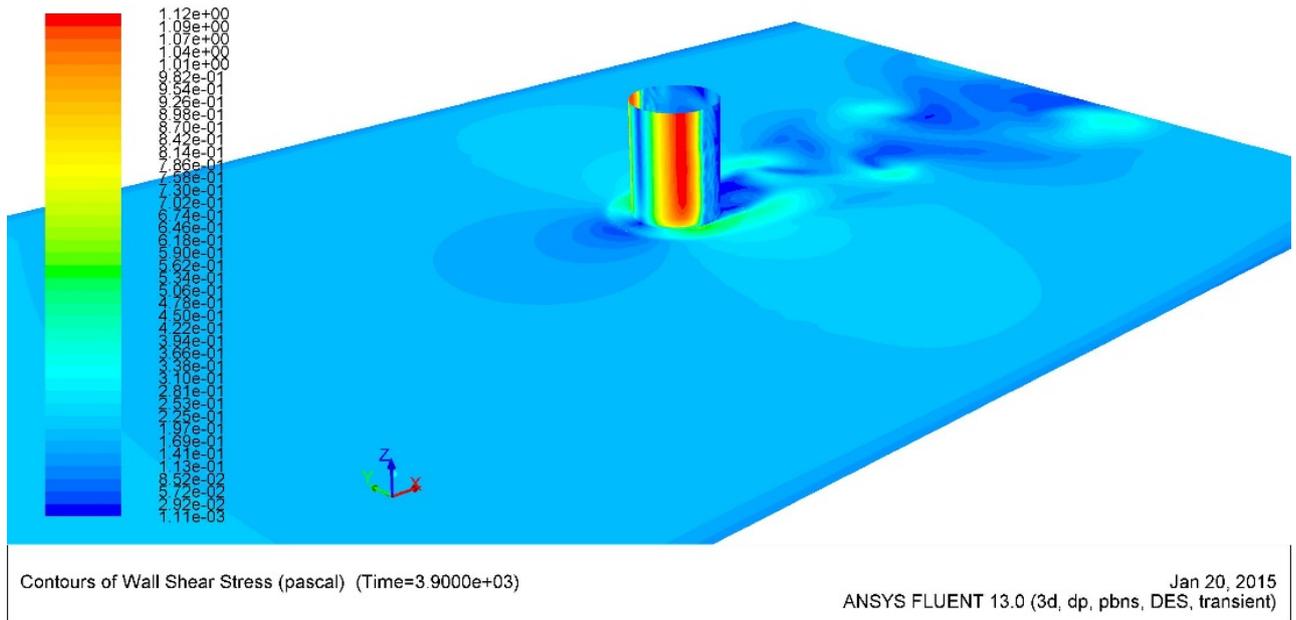


Fig.IV.14: la contrainte de cisaillement sur le fond dans le cas d'une pile simple

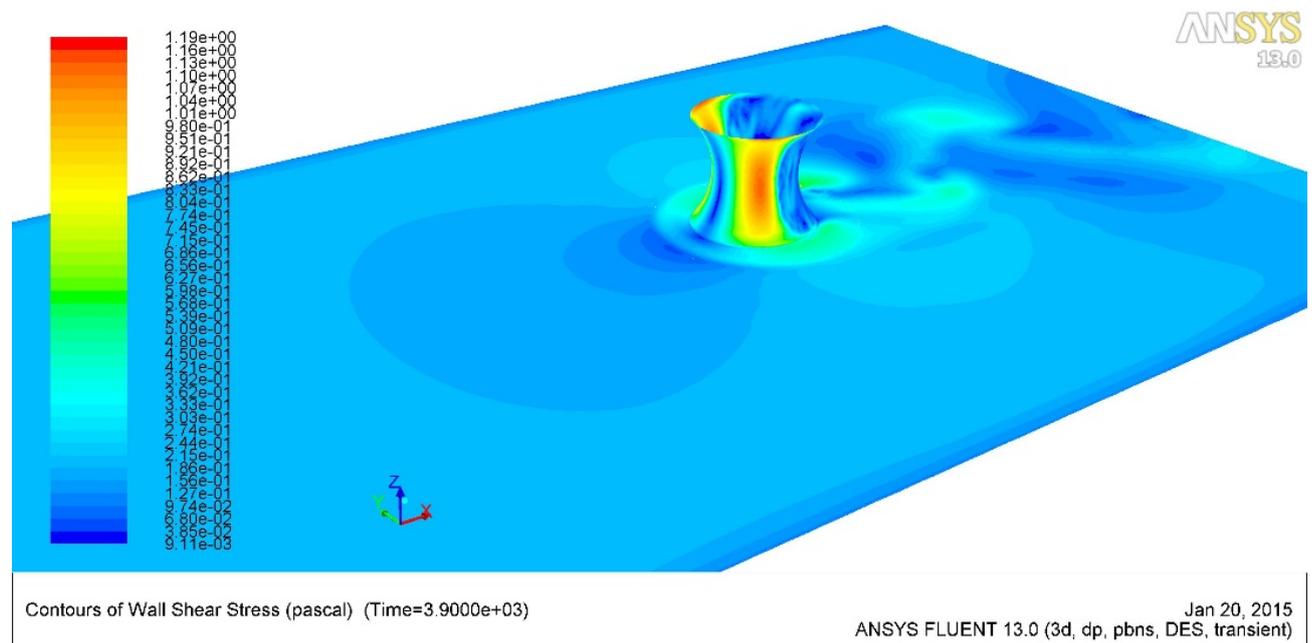


Fig.IV.15: la contrainte de cisaillement sur le fond dans le cas d'une pile modifiée

C'est à travers les figures IV.14 et IV.15, qu'on peut voir l'influence de cette nouvelle géométrie sur l'écoulement autour des appuis. L'objectif de la création de cette configuration est de briser le courant descendant. La figure IV.14 montre

que le maximum de la contrainte de cisaillement autour la pile de pont simple est de 0,578Pa après par contre sur la figure IV.15 où la géométrie est modifiée. Cette contrainte est de 0,708Pa mais est enregistré a D en aval de la pile de pont, a première vue la nouvelle géométrie n'a pu réduire la contrainte de cisaillement mais l'emplacement du maximum par rapport a la pile de pont est un facteur important dans la décision. Dans les cas habituel l'affouillement se déclenche au pied de la pile de pont et son développement se fait perpendiculairement vers les appuis, dans notre cas le maximum est enregistré a une distance égale a D a l'aval de l'ouvrage ce qui représente pour nous une meilleure sécurité que celle dans le cas d'une simple géométrie.

Afin d'illustrer le comportement du courant descendant sur la face amont des deux géométries de la pile de pont misent en examen, on a tracé la distribution de la pression sur la ligne de stagnation sur la figure IV.16.

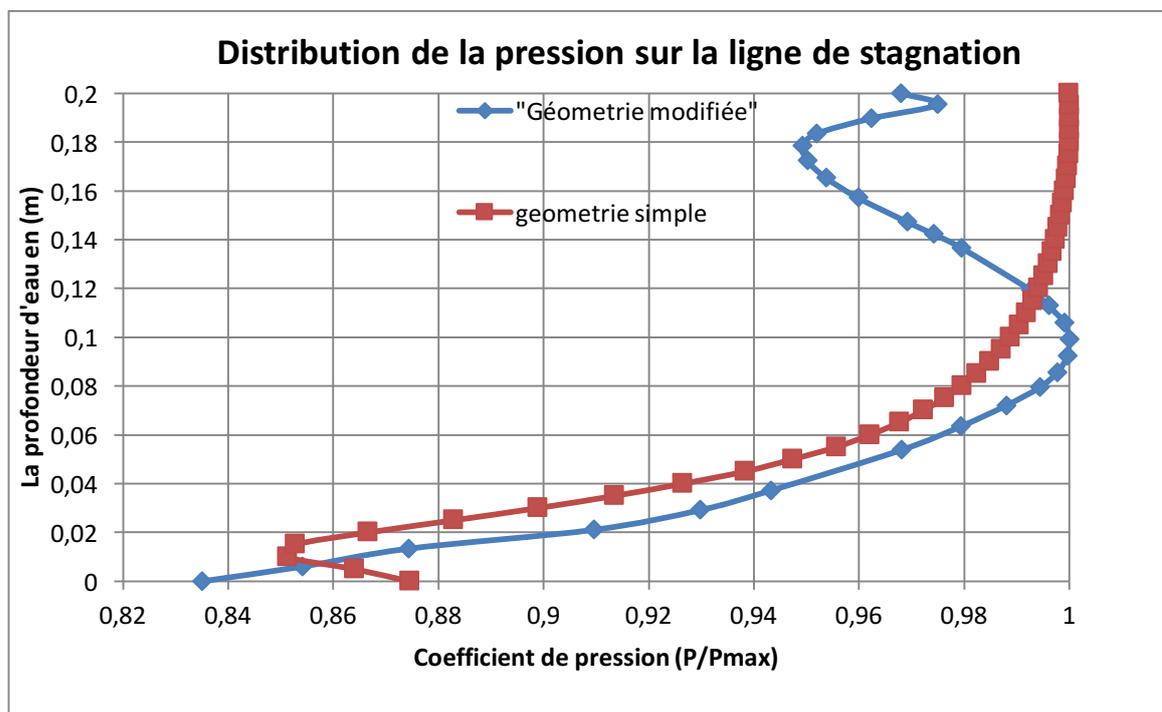


Fig. IV.16 : Distribution de la pression sur la ligne de stagnation

Lorsque l'écoulement atteint la pile de pont, il plonge vers le pied de la pile de pont créant ainsi un courant descendant qui augmente de vitesse en se rapprochant du lit. Le vortex c'est une conséquence de ce contact avec le lit, sur la figure ci dessus, la courbe de la géométrie simple explique mieux les mécanismes du courant descendant. A $h=0,2m$ on a une pression maximale puis lorsque h diminue la pression diminue et ce gradient de pression crée un flux

d'eau vers le bas, au fur et à mesure le gradient augmente et la vitesse du courant augmente aussi, jusqu'à atteindre la partie $0 < h < 0,02\text{m}$ où la pression diminue, c'est dans cette zone où se produit le vortex.

Dans la nouvelle géométrie, la distribution de la pression a été modifiée et on a pu briser le flux vertical en deux, la première partie $0 < h < 0,1\text{m}$ où le flux est descendant, mais sur une courte distance et privé d'une autre partie de l'écoulement, cette dernière où $0,1\text{m} < h < 0,2\text{m}$. Le flux est ascendant vers le haut, le résultats de ce changement de direction des flux sur la ligne de stagnation est une réduction dans la contrainte de cisaillement au fond, La nouvelle géométrie a pu réduire le courant descendant de 10 à 12% au pied de la pile de pont est une augmentation de 20% à l'aval de la pile de pont, a une distance égale à D .

V.7 Influence de la rugosité de la pile sur l'affouillement local

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur l'étude et l'estimation de l'affouillement autour des appuis et ça a fait l'objet de plusieurs articles mais très peu de contre mesures ont été proposées. Dans notre travail, on fait un balayage des mesures qu'ils peuvent réduire l'affouillement, parmi les paramètres qui peuvent influencer l'ampleur de l'affouillement, il y a la rugosité de la pile de pont, dans la littérature, on n'a pas trouvé aucun document qui aborde ce sujet ou qui met la lumière sur la façon avec laquelle la rugosité de la pile de pont affecte l'affouillement.

Dans ce qui suit, nous avons réalisé des simulations numériques sur la même géométrie mais avec plusieurs rugosités de la pile de pont différentes pour voir l'effet de ce paramètre sur l'affouillement.

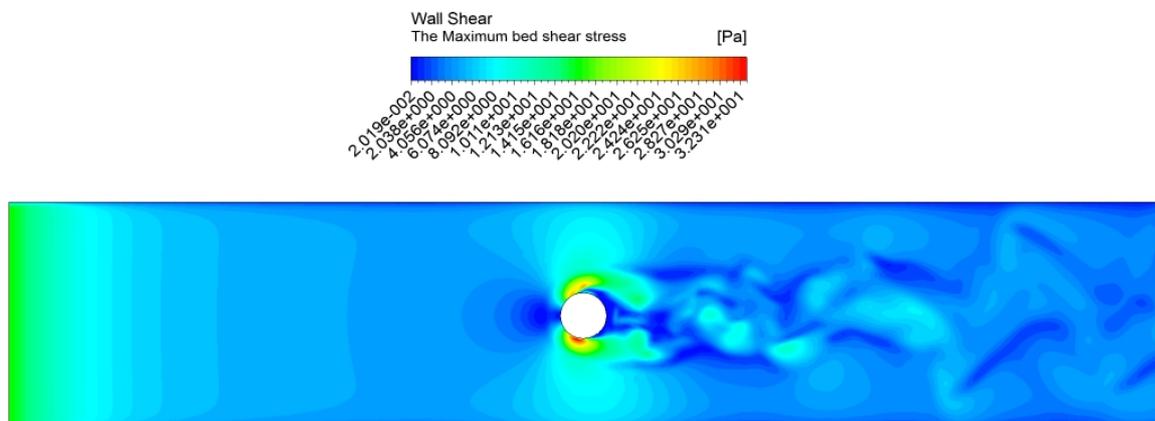


Fig. IV.17 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (Pile lisse)

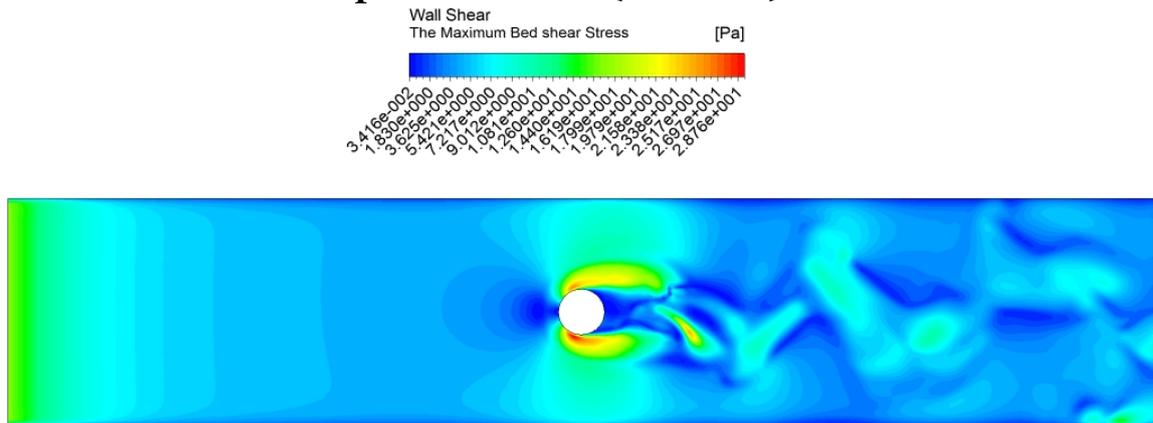


Fig. IV.18 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (rugosité de 2mm)

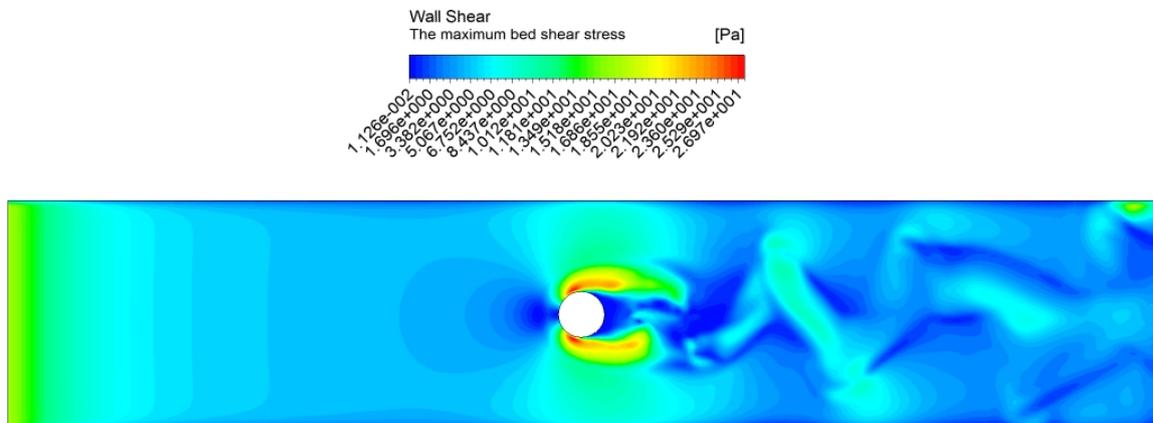


Fig. IV.19 : La contrainte de cisaillement sur le fond autour d'une pile de pont circulaire (Rugosité de 4mm)

Les figures IV.17, 18 et 19, présentent la contrainte du cisaillement sur le fond avec les trois rugosités étudiées (lisse, 2mm de rugosité et 4 mm de rugosité), sur les trois figures on observe les maximum de sollicitation près de la pile de pont et le large sillage derrière toutes les configurations.

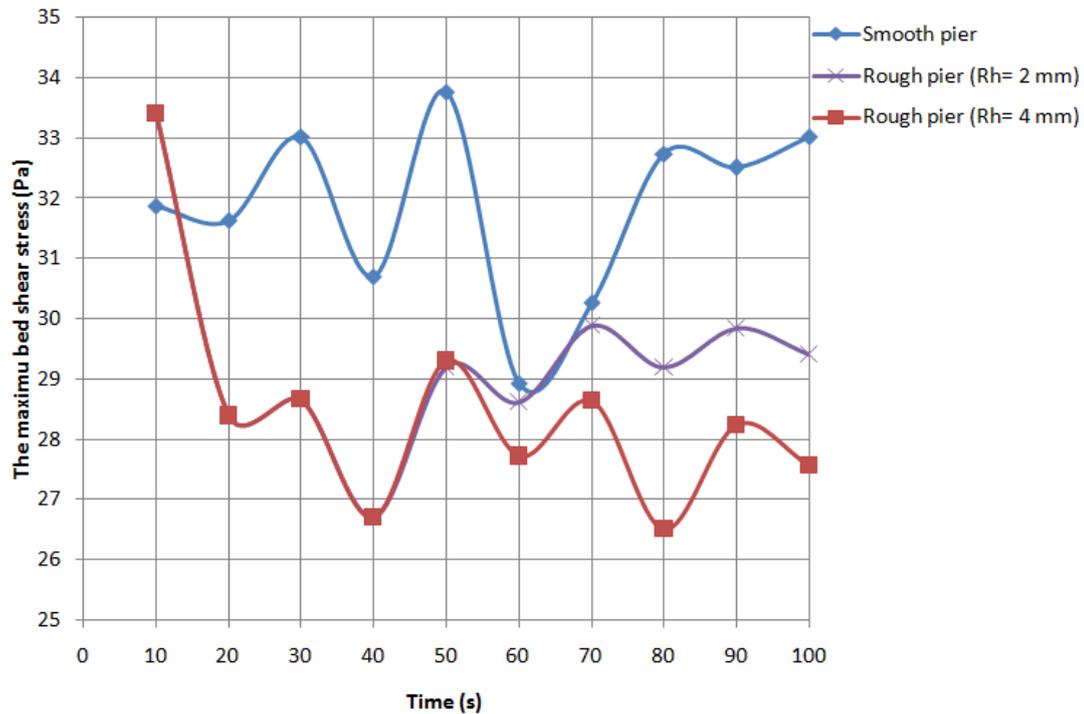
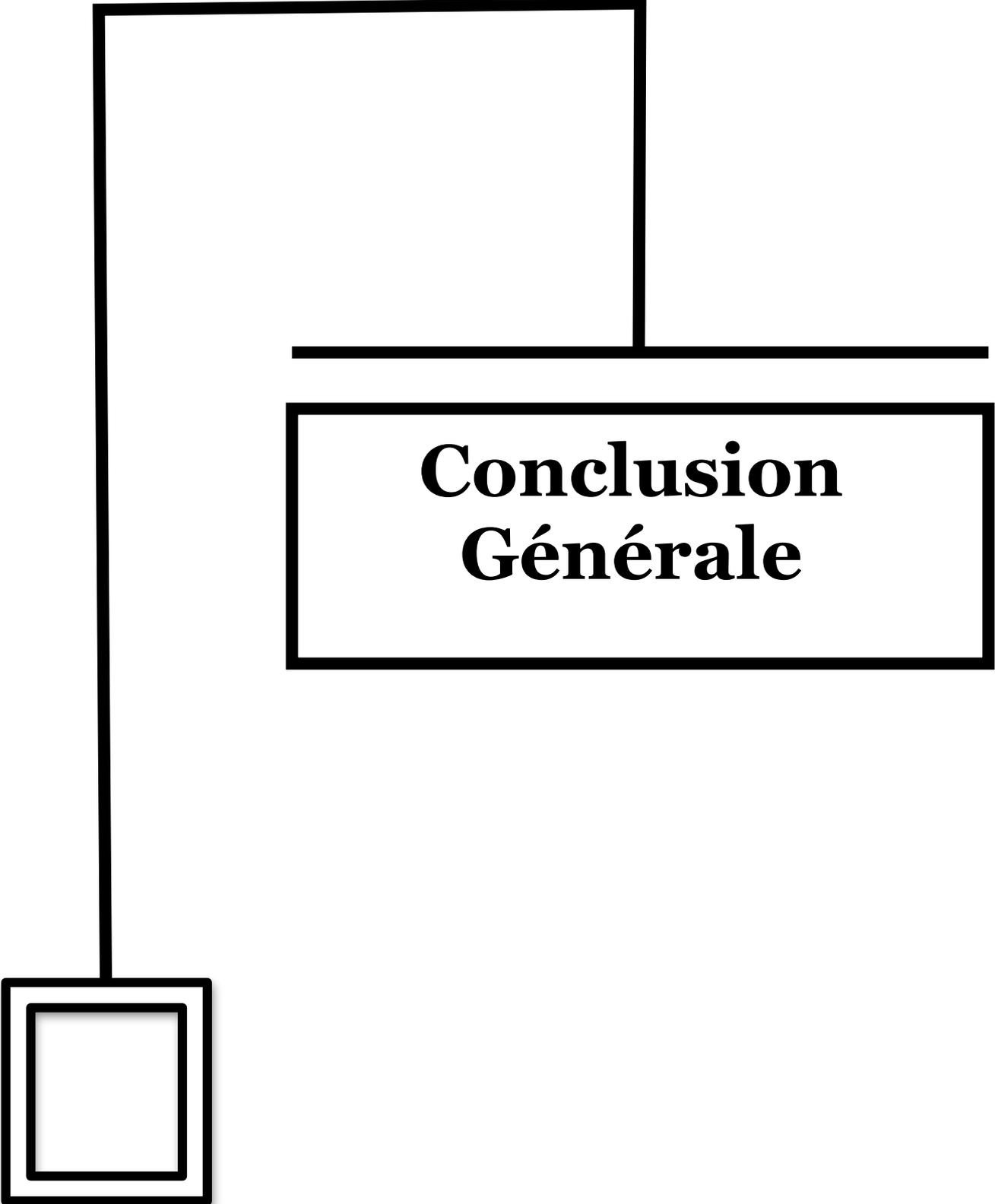


Fig.IV.20 : Influence de la rugosité de la pile de pont sur l'affouillement local

La comparaison entre les résultats des trois configurations est illustrée sur la figure ci-dessus. Elle montre qu'après 100 secondes d'écoulement la contrainte autour de la pile de pont lisse est de 33,02 Pa par contre elle est de 27,57 Pa lorsque la rugosité est égale à 4mm, ce qui correspond à une réduction de 17% mais on n'a pas trouvé une relation claire entre la hauteur de rugosité et la contrainte de cisaillement. Les fortes fluctuations dans la valeur nous poussent à dire qu'une vérification par des expériences est nécessaire, elle nous permettra de recommander des piles de pont lisses (exemple : extérieur en PVC) ou dans le cas contraire des surfaces raides pour simuler la rugosité.



**Conclusion
Générale**

Conclusion Générale

Au terme de ce travail qui nous a permis de mettre la lumière sur le phénomène d'affouillement local autour des piles de pont, nous avons pu tirer des conclusions intéressantes. Cette thèse que nous avons menée dans le but d'améliorer notre compréhension du phénomène d'affouillement, a été structurée en trois grandes parties la première théorique, la deuxième numérique et finalement dans la troisième partie nous avons exploité, interprété et discuté les résultats.

Même si l'affouillement est un phénomène naturel, l'affouillement local autour des piles de pont est un problème important qui menace les ponts hydrauliques. L'affouillement local a été identifié comme l'un des principaux facteurs qui causent l'effondrement des structures hydrauliques ainsi selon la littérature un certain nombre d'effondrement, relativement récents, des ponts a comme raison de l'affouillement local, et au cours des 30 dernières années aux États-Unis, un millier de ponts se sont effondrés à cause des défaillances liées à l'interaction pont-écoulement.

L'Algérie n'échappe pas à ce phénomène qui a causé beaucoup de problèmes aux ouvrages conduisant à leurs destructions ou à la nécessité de leurs renforcements. Dans la région des hauts plateaux où le climat est semi- aride, l'érosion est plus importante. Il n'existe pas de statistiques officielles en Algérie bien que ce phénomène a emporté des dizaines d'ouvrages. Les photos et les constatations montrent que c'est les manifestations du phénomène d'affouillement.

L'affouillement local autour des piles de pont est un phénomène complexe, la configuration d'écoulement et le mécanisme de l'affouillement sont très mal connus.

L'estimation de la profondeur maximale d'affouillement est nécessaire pour mettre à l'abri les nouveaux ponts et d'autre coté le renforcement par des mesures adéquates des ouvrages existants.

Les observations in situ, la modélisation et la simulation de l'affouillement sont les principaux moyens utilisés dans la compréhension et le développement des équations d'estimation de la profondeur potentielle d'affouillement.

Dans ce sens, l'objectif principal de ce travail est la présentation du phénomène d'affouillement ainsi que la simulation de ce phénomène en utilisant le code de calcul Fluent et dans le but de mieux comprendre le phénomène de l'affouillement, on a étudié l'influence de la forme de la pile de pont (longitudinale et transversale) et sa rugosité sur la contrainte de cisaillement.

Pour cela, un certain nombre de simulations ont été effectuées sous le code de calcul Fluent avec le modèle de turbulence Detached Eddy Simulation (DES) pour ces capacités à capter les différentes échelles de turbulence.

En fin de la partie théorique, on a donné une définition à l'affouillement comme

L'érosion accélérée autour des ouvrages dans l'eau causée par le flux descendant crée par l'obstruction de l'écoulement. C'est le flux descendant sur la face amont de ces ouvrages qui, en touchant le fond du lit, érode, arrache et transporte les particules solides autour des appuis de ces ouvrages exposant ainsi leurs fondations au risque d'effondrement. En plus des pertes économiques liées à l'effondrement d'un ouvrage, il engendre aussi parfois des pertes humaines.

Les connaissances théoriques de l'affouillement ont été confirmées par les résultats et les observations des simulations et puis le modèle hybride de Detached Eddy Simulation (DES) a montré que c'est un moyen efficace pour la modélisation de l'écoulement turbulent autour des obstacles, mais il nécessite des ressources informatiques importantes pour fournir plus de détails sur la configuration de l'écoulement.

Ensuite, les simulations numériques ont indiqué que la contrainte de cisaillement dans la jonction de la pile avec le lit du cours d'eau dépend fortement de la forme de pile de pont. Cette conclusion confirme les résultats des recherches expérimentales. En outre, les résultats montrent que lorsque la longueur de la forme aérodynamique de la pile du pont augmente, la contrainte de cisaillement diminue, et après une certaine longueur la forme de pile de pont n'a aucun effet sur la contrainte de cisaillement. La meilleure forme de pile de pont aérodynamique ($L = 2.5D$) a réduit la contrainte de cisaillement d'environ 11% à par rapport au cas d'une pile de pont circulaire.

L'autre partie de ce travail qui a concerné la modification des piles de pont existante par l'ajout des cônes (en haut et en bas) de la pile de pont, les résultats de cette partie ont montré que cette configuration a réduit la contrainte de cisaillement 10 à 12% au pied de la pile et elle a fait augmenter le cisaillement 20% mais à une distance égale à D en aval de la pile de pont. Nous avons adopté cette stratégie pour pouvoir intervenir sur les ouvrages existants et pour permettre de modifier les piles de pont déjà existantes.

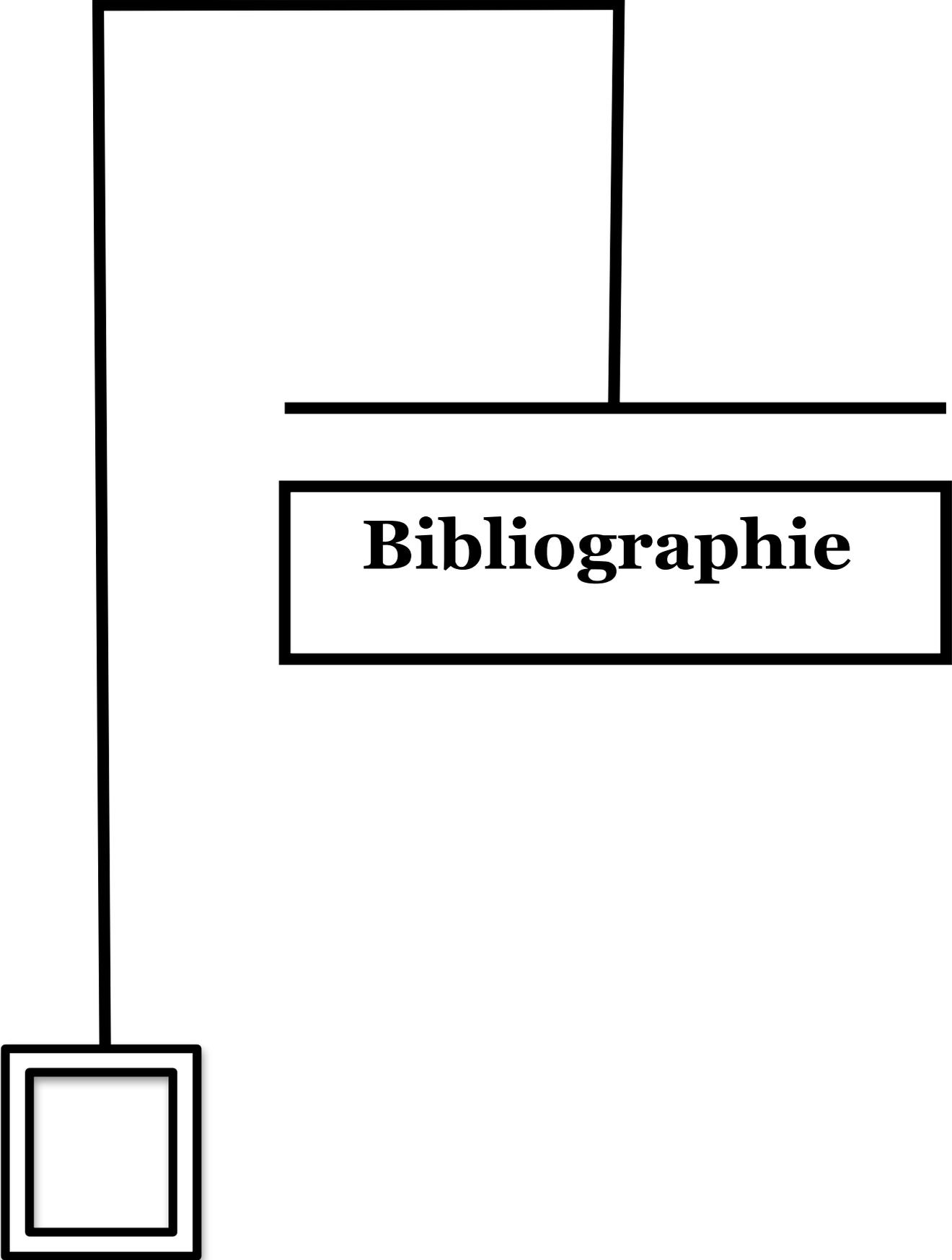
D'un autre côté, la rugosité de la pile de pont a un effet sur la contrainte de cisaillement sur le lit, les piles de pont rugueuses réduisent mieux l'affouillement, l'étude paramétrique a montré que l'augmentation de la rugosité de la pile de pont fait diminuer la contrainte de cisaillement, mais nous n'avons pas trouvé une relation claire reliant ces deux paramètres (la rugosité et la contrainte de cisaillement). L'expérimentation peut mieux cerner ce problème vu sa complexité.

La réduction de la profondeur de l'affouillement a été au cœur de plusieurs recherches expérimentales et numériques, peu de contre-mesures ont été développées. Ce travail fournit une nouvelle perspective pour mieux comprendre ce phénomène.

Les relations reliant la contrainte du cisaillement à la forme et la rugosité de la pile de pont proposées dans cette thèse sont prometteuses et les expériences dans ce domaine peuvent fournir plus de détails.

En fin, les résultats trouvés dans cette thèse ont fait l'objet de plusieurs communications et articles internationaux, deux articles sont disponibles en ligne dans des journaux indexés à savoir « Numerical investigations of the round-nosed bridge pier length effects on the bed shear stress » dans le journal *Progress in Computational Fluid Dynamics* et le deuxième papier intitulé « Numerical Investigations of the Bridge Pier Shape Influence on the Bed Shear Stress » qui est paru dans le journal américain *EJGE*.

La continuité dans cet axe de recherche constitue des horizons nécessitant plus de moyens expérimentaux surtout ceux nécessaires pour la détection du champ de vitesse (exemple un doppler) et un canal de longueur et de largeur techniquement satisfaisante.



Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [01]:** PIERRE Y. JULIEN, River mechanics, Cambridge University Press 2002
- [02]:** Najafzadeh. M, Barani. Gh.-A, comparison of group method of data handling based genetic programming and back propagation systems to predict scour depth around bridge piers, Journal of Sciebtia Iranica, Production and hosting by Elsevier, 2011
- [03]:** Wardhana. K, Hadipriono. F, Analysis of recent bridge failures in the United States Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE 144- 150, 2003
- [04]:** Masjedi. A, Bejestan. M. S, Esfandi. A, Reduction of local scour at a bridge pier fitted with a collar in a 180 degree flume bend (Case study: oblong pier), 9th International Conference on Hydrodynamics, October 11-15, 2010 Shanghai, China, published in the journal of Hydrodynamics, Elsevier, 2010
- [05]:** George W. Annadale. SCOUR TECHNOLOGY: prediction and management of water erosion of earth materials. Edition McGraw-Hill. 2006
- [06]:** Huang. W, Yang. Q, Xiao. H, CFD modeling of scale effects on turbulence flow and scour around bridge piers, Journal of Computers and Fluids, Elsevier, 2009
- [07]:** Roulund. A, utlu Sumer. B, Fredsoe. J, Michelsen. J, Numerical and experimental investigation of flow and scour around a circular pile, Journal of fluid Mechanics, vol. 534, 2005, pp. 351-401, Cambridge University Press, United Kingdom.
- [08]:** Khosronejad. A, Kang. S, Sotiropoulos. F, Experimental and computational investigation of local scour around bridge piers, Journal of Advances in Water Resources, Elsevier, 2011
- [09]:** E. V. Richardson et S. R. Davis. Evaluating Scour at Bridges Fourth Edition. HEC 18. Federal Highway Administration NHI 01-001. Washington D.C. Mai 2001.
- [10]:** U.S. Geological Survey. Evaluation of Pier-scour Measurement Methods and Pier-scour Predictions With Observed Scour Measurements at Selected Bridge Sites in New Hampshire, 1995-98. Par Erick M. Boehmler and Joseph R. Olimpio. Pembroke, New Hampshire. 2000.
- [11]:** Dargahi. B, the turbulent flow field around a circular cylinder, journal of experiments in fluids, Springer, 1989
- [12]:** CALGARO Jean-armand. Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées. 2000.
- [13]:** Hubert Chanson, The Hydraulics of open channel flow: An Introduction, second edition, Elsevier,

- [14]** : Iman HAGHIGHI, Caractérisation des phénomènes d'érosion et de dispersion des sols : développement d'essais et applications pratiques, thèse de doctorat, université de PARIS-EST, 2012.
- [15]** : Adrien Poupardin, Dynamique tourbillonnaire - Application à l'impact environnemental de structures immergées, Docteur de l'Université du Havre, Discipline : Mécanique des Milieux Fluides, 2012
- [16]** : Dag Myrhaug, Havard Rue, scour below pipelines and around vertical piles in random waves, journal of coastal engineering, Elsevier 2003
- [17]**: GRATTESAT.Guy : Conception des ponts. Edition EYROLLES. Paris. Quatrième édition 1987.
- [18]**: Wai-Fah Chen, Lian Duan, BRIDGE ENGINEERING: Substructure Design, Edition Taylor & Francis Group, LLC, 2003.
- [19]**: Seung OH LEE. Physical modelling of local scour around complex bridge piers. Georgia Institute of Technology. These de doctorat en genie civil et environnement. Mai 2006.
- [20]**: ISTIARTO Istiarto. Flow around a cylinder in a scoured channel bed. Ecole polytechnique fédérale de LAUSANNE. Thèse de Doctorat en sciences techniques. 2001.
- [21]**: Hamid SHAMLOO. Hydraulics of simple habitat structures in Open Channels. Université d'ALBERTA. Thèse de Doctorat du departement du génie civil et environnement. 1997.
- [22]**: PATRICK DARE ALABI. TIME DEVELOPMENT OF LOCAL SCOUR AT A BRIDGE PIER FITTED WITH A COLLAR. DEPARTMENT OF CIVIL AND GEOLOGICAL ENGINEERING, University of Saskatchewan, Saskatoon, Saskatchewan, Canada. Août 2006.
- [23]** PASIOK. R, STILGER-SZYDŁO. E "Sediment particles and turbulent flow simulation around bridge piers", Archives of civil and mechanical engineering Volume X, 2010, Institute of Geotechnics and Hydrotechnics, Wrocław University of Technology, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław, Poland.
- [24]**: BEN OUEZDOU Mongi et BOUDRIGA Ali. Colloque des risques en génie civil- ISET de Sfax-AIT. Les affouillements des ponts en Tunisie. 18/19 mars 2004- Tunisie.
- [25]**: Y.Abdallah Mohamed, G.Mohamed Abdel-Aal, T.Hemdan Nasr-Allah, Awad A. Shawky, "Experimental and theoretical investigations of scour at bridge abutment", Journal of King Saud University – Engineering Sciences (2013)
- [26]**: Commission Internationale des irrigations et du drainages, « dictionnaire technique multilingue des irrigations et du drainage, the catholic press, 1967

- [27] Shatirah akib, sadia rahman, time development of local scour around semi integral bridge piers and piles in Malaysia, international journal of civil, structural and architectural engineering , vol 7,N°7, 2013
- [28]: U.S. GEOLOGICAL SURVEY.BRIDGE-SCOUR DATA MANAGEMENT SYSTEM USER'S MANUAL. Par Mark N. Landers, David S. Mueller, and Gary R. Martin. Reston, Virginia.1996.
- [29]: QIPING YANG. Numerical investigations of scale effects on local scour around a bridge pier. The florida state university, famu-fsu College of engineering.2005.
- [30] :Eniavisoa Dimbiniaina john, programme d'optimisation du calcul de l'affouillement des ponts, université d'antananarivo, école supérieure polytechnique, département de bâtiment et travaux publics.
- [31]: M. MUZZAMMIL et T. GANGADHARIAH .The mean characteristics of horseshoe vortex at a cylindrical pier. Journal of Hydraulic Research. International Association of Hydraulic Engineering and Research .2003.
- [32]: ZHUANG Yuan et LIU Zu-yuan. Experimental study on the width of the turbulent area around bridge pier. Journal of marine science and application, Vol.6, N°1, mars 2007.
- [33]: W.H.GRAF et I.ISTIARTO. Flow pattern in the scour hole around a cylinder. JOURNAL OF HYDRAULIC RESEARCH, Vol.40, N°1, 2002.
- [34]: Hong Sik Lee, Jin Hong Kim, et Chang Soo Oh. "Sediment Entrainment from Scour Hole Due to Line Vortex", 4th Int. Conf. on Hydrosience and engineering.2000.
- [35]: Jens Unger et Willi H. Hager. Down-flow and horseshoe vortex characteristics of sediment embedded bridge piers.Exp Fluids,Springer. Novembre 2006.
- [36] :Gislain lipeme kouyi, expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage, thèse de doctorat , université louis pasteur, Strasbourg I, 2004.
- [37] : CHASSAING P. (2000) « Turbulence en mécanique des fluides, analyse du phénomène en vue de sa modélisation à l'usage de l'ingénieur », Polytech, ed. CEPADUES. Vol. 1, 2000, 625 p.
- [38] Simon Mendez, simulation numérique et modélisation de l'écoulement autour des parois multi-perforées, thèse de doctorat, université de Montpellier II, 2007
- [39] Atabak Fadai Ghotbi, modélisation de la turbulence en situation instationnaire par approche s URANS et hybride RANS-LES. Prise en compte des effets de paroi par pondération elliptique, thèse de doctorat, université de Poitiers, 2007

- [40]: Pal. M, N. Singh. K, Tiwari. N. K, M5 Model Tree for Pier Scour Prediction Using Field Dataset, Journal of Civil Engineering, Springer, 2011
- [41]: Ali. K. H. M, Karim. O, simulations of flow around piers, Journal of hydraulic research, 2002, vol 42, N° 2
- [42]: Zhao. M, Cheng. L, Zang. Z, Experimental and numerical investigation of local scour around a submerged vertical circular cylinder in steady currents, Journal of coastal engineering, Elsevier, 2010
- [43]: Debnath. K, Chaudhuri. S, affouillement local autour des piliers non circulaires en argile-sable mélangés lits de sédiments cohésifs », Journal de géologie de l'ingénieur, Elsevier, 2012
- [44] Charef–Khodja Nabila, *Etude Numérique Des Ecoulements Dans Les Microcanaux*, MAGISTERE EN PHYSIQUE Option : Physique Energétique Université EL-HADJ LAKHDAR – BATNA -, 2010
- [45]: Escauriaza. C, Sotiropoulos. F, Reynolds Number Effects on the Coherent Dynamics of the Turbulent Horseshoe Vortex System, Journal of Flow turbulence combust, Springer, 2011
- [46] J. Gimbutun , C. D. Rielly and Z. K. Nagy , J. J. Derksen , Detached Eddy Simulation on the Turbulent Flow in a Stirred Tank , American Institute of Chemical Engineers journal, Vol. 58, No. 10 October 2012
- [47]: Ulf Bunge , Charles Mockett , Frank Thiele Guidelines for implementing Detached-Eddy Simulation using different models, Aerospace Science and Technology journal, vol 11, pge 376–385, February 2007
- [48]: Moayad S. K, Inaam A.J, Nashwan I.H, Effect of bridge piers inclination and roughness on scour pit dimensions, Journal of engineering sciences of Tekrit university, volume 15, 2008
- [49]: Abderrahmane Nekkache Ghenim, Abdesselam Megnounif , Estimation de la précision de la relation en puissance reliant la concentration au débit liquide, Revue « Nature & Technologie ». C- Sciences de l'Environnement, n° 09/Juin 2013. Pages 54 à 60.
- [50]: nemili. zahra & kalla .mahdi, Régimes des crues dans la région des hautes plateaux et risques d'affouillement a l'aval des ouvrages d'art. Actes des journées techniques/ risques naturels : inondation, prévision, protection batna 15/16/décembre 2004
- [51]: Bouabdellah Guemou, Abdelali Seddini et Abderrahmane Nekkache Ghenim, Numerical investigations of the round-nosed bridge pier length effects on the bed shear stress, journal of Progress in Computational Fluid Dynamics, Inderscience Enterprises Ltd, Vol. X, No. Y, 2016.
- [52]: Bouabdellah Guemou, Abdelali Seddini et Abderrahmane Nekkache Ghenim, Numerical Investigations of the Bridge Pier Shape Influence on the

Bed Shear Stress, Electronical Journal of Geotechnic engineering EJGE, Vol 18, Bund. Y, 2013.