

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Evaluation du fonctionnement des déversoirs d'orage.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0026-16

APA Citation (APA توثيق):

Mekhoukh, Hanane (2016). Evaluation du fonctionnement des déversoirs d'orage[Thèse de master, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بثمين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بنه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE MASTER

Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

OPTION : Conception des réseaux d'assainissement

THEME :

**Évaluation du fonctionnement des déversoirs d'orage :
étude théorique et modélisation par SWMM**

Présenté par :

M^{lle} MEKHOUKH Hanane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^{me} .H.MEDDI	MCB	Présidente
M ^r .A.AMMARI	MCB	Examineur
M ^{me} .S.HOULI	MAA	Examinatrice
M ^r .A.BOUFEKANE	MAA	Examineur
M ^r .M.BOUKHELIFA	MAB	Promoteur

MAI 2016

Remerciements

Je remercie mon Dieu qui m'a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Je tiens tout particulièrement à remercier,

Monsieur BOUKHELIFA Mustapha

Je le remercie chaleureusement d'avoir accepté d'être mon promoteur pour la deuxième fois.

Et qui a dirigé avec beaucoup d'intérêt et de sérieux ce travail. Je le remercie infiniment pour sa bienveillance à mon égard et son soutien. Je souhaite tout particulièrement lui exprimer toute ma reconnaissance pour m'avoir fait bénéficier de son expérience, de ces nombreux conseils avisés et de sa disponibilité.

Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance et mon estime aux membres du jury :

Madame MEDDI, Monsieur AMMARI, Madame HOULLI, et Monsieur BOUFEKANE

Je leurs adresse mes profonds remerciements pour avoir accepté de rapporter et d'évaluer ce travail de thèse. Je suis honoré de leurs présences. Qu'ils soient assurés de ma sincère gratitude.

Mekhoukh Henane

À ma chère grand-mère

À mes parents

À toute ma famille

À mes ami(e)s

À tous ceux qui
me sont chers...

ملخص

يتم تقسيم مياه الصرف الصحي و مياه الامطار بين محطات معالجة مياه الصرف والبيئة المستقبلية باستخدام سدود تصريف الفائض وتهدف هذه الاخيرة الى حماية البيئة المستقبلية والمدينة ضد الفيضانات. هناك عدة اشكال لسدود تصريف الفائض والتي تعمل وفق طرق مختلفة جدا ما أدى إلى تنوع الصيغ. في هذه الدراسة قمنا بتعريف مختلف اشكال سدود صرف الفائض المستعملة في قنوات الصرف الصحي و وضعنا جملة من قوانين الجريان. بعدها درسنا طريقة عمله و تشخيصه الهيدروليكي بواسطة نموذج تحديدي يصبو لحل معادلات باري سانت فونو و معادلة هاكر, باستعمال نوعين من البرمجيات calD و SWMM. وأخيرا قمنا بدراسة المعوقات التشغيلية لسدود صرف الفائض في وجود الرواسب.

Résumé

Le partage des eaux usées et des eaux pluviales entre la STEP et le milieu récepteur se fait à l'aide des déversoirs d'orage, ces derniers ont pour but de protéger le milieu récepteur et la ville contre les inondations. Les déversoirs d'orage sont conçus et exploités avec des formes et selon des modalités très diverses. Vu la diversité de ces derniers les formules le sont également.

Dans cette étude nous avons défini les différents types de déversoirs d'orage utilisés en assainissement et établi une synthèse de lois d'écoulement, ensuite nous avons étudié leur fonctionnement et leur diagnostic hydraulique par un modèle déterministe qui consiste à résoudre les équations de Barrée de Saint-Venant et l'équation de Hager, en utilisant deux logiciels (SWMM et calDO). Enfin nous avons étudié les contraintes de fonctionnement des déversoirs d'orage principalement la présence des sédiments.

Absract

The repartition of wastewater and storm water between WWTP and the natural environment is performed using CSO (combined sewer overflow); The latter is intended to protect the receiving environment and the city against floods. The CSO are designed and operated with forms and under very different ways. Given the diversity of latter, the used formulas are various. In this study we presented the different types of CSO used in sewer network and developed a synthesis flow laws, Then we studied their operation and hydraulic diagnosis by a deterministic model of solving the equations of Barrée Saint-Venant and equation of Hager, using two softwares (SWMM and caldo). Finally we investigate the CSO operating problems such as sedimentation.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 – Fonctionnement et typologie des déversoirs d’orage	3
INTRODUCTION.....	4
1.1 SYSTÈME D’ÉGOUT.....	4
1.1.1 Définition du système séparatif.....	4
1.1.2 Définition du système pseudo-séparatif.....	4
1.1.3 Définition du système unitaire.....	5
1.2 DÉVERSOIR D’ORAGE.....	5
1.2.1 Définition.....	6
1.2.2 Historique des déversoirs d’orage.....	6
1.2.3 Les éléments d’un déversoir d’orage.....	7
1.2.4 Les ouvrages annexes d’un déversoir d’orage.....	7
1.3 FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D’ORAGE.....	8
1.3.1 Exploitation de la courbe de fonctionnement.....	9
1.4 IDENTIFICATION DES DÉVERSOIRS D’ORAGE.....	10
1.4.1 Ouvrages ne possédant pas de seuil.....	10
1.4.2 Ouvrages à seuil.....	13
1.5 CLASSIFICATION DES DÉVERSOIRS D’ORAGE.....	19
1.5.1 Classification selon Touzo 1994.....	19
1.5.2 Classification selon Sogreah 1986.....	20
CONCLUSION.....	20
Chapitre 2 – Synthèse des lois d’écoulement au droit des déversoirs d’orage	21
INTRODUCTION.....	22
2.1 LES ÉLÉMENTS COMMUNS AUX DIFFÉRENTS TYPES DE DÉVERSOIRS.....	22
2.1.1 Les débits.....	22
2.1.2 La conduite d’amenée.....	22
2.1.3 La conduite aval.....	22
2.1.4 Le collecteur de décharge.....	23
2.2 CALCUL DU DÉBIT DÉVERSÉ.....	23
2.2.1. Lois d’écoulement pour les ouvrages ne possédant pas de seuil.....	23
2.2.2. Formules de déversoir à seuil.....	29

2.2.2. Déversoir latéra.....	34
CONCLUSION.....	38
Chapitre 3 – Modélisation du fonctionnement d’un déversoir d’orage par SWMM.....	39
INTRODUCTION.....	40
3.1 LES ÉQUATIONS DE BARRÉE DE SAINT-VENANT ET HAGER.....	40
3.2 PRÉSENTATION DE LA ZONE D’ÉTUDE.....	42
3.3 MODÉLISATION DU FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D’ORAGE PAR SWMM.....	44
3.3.1 Présentation du logiciel SWMM.....	44
3.3.2 Capacité de SWMM.....	44
3.3.3 Modèle de simulation.....	44
3.3.4 Modèle d’infiltration.....	45
3.3.5 Simulation et visualisation des résultats.....	46
3.3.5.1 Cas du modèle de l’onde dynamique.....	46
3.3.5.2 Cas du modèle de translation simple en régime uniforme.....	46
3.3.6 Comparaison entre les deux simulations.....	48
3.4 MODÉLISATION DU FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D’ORAGE PAR CALDO.....	48
3.4.1 Présentation du logiciel de calcul des déversoirs latéraux calDO.....	48
3.4.2 Étape de la modélisation à l’aide du calDO.....	49
3.4.2.1 Diagnostic avant calcul.....	49
3.4.2.2 Calcul.....	49
3.4.2.3 Diagnostic après calcul.....	49
3.4.3 Simulation et visualisation des résultats.....	50
3.4.3.1 Diagnostic avant calcul.....	50
3.4.3.2 Calcul pour quelques débits amont.....	52
3.5 COMPARAISON DES RÉSULTATS DE LA SIMULATION PAR LE LOGICIEL CALDO ET SWMM.....	56
CONCLUSION.....	56
Chapitre 4 – Contrainte de fonctionnement des déversoirs d’orage.....	57
INTRODUCTION.....	58
4.1 FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE.....	58
4.1.1 Détermination du régime d’écoulement.....	58
4.1.2 Variation de la ligne d’eau.....	58

4.1.3 Estimation des débits déversés.....	61
4.2 TRANSPORT SOLIDE.....	62
4.2.1 Types de matière solide.....	62
4.2.2 Caractéristiques des matières solides.....	62
4.2.3 Influence des caractéristiques des matières solides sur le fonctionnement des DO....	63
4.3 IMPACT DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUE EN PRÉSENCE DES SÉDIMENTS SUR LE FONCTIONNEMENT DE DÉVERSOIR.....	64
4.3.1 La hauteur de la crête.....	64
4.3.2 étude de la diminution de la section d'écoulement.....	69
CONCLUSION.....	72
Conclusion générale.....	73
Référence bibliographique.....	75

Listes des figures

Figure 1.1	: schéma d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006).....	6
Figure 1.2	: schéma de principe d'un déversoir d'orage (Bertrand-Krajewski 2007).....	6
Figure 1.3	: les éléments d'un déversoir d'orage.....	7
Figure 1.4	: ouvrage annexe d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006).....	8
Figure 1.5	: Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage (Lipeme 2004)...	8
Figure 1.6	: exemple vanne secteur (Vazquez et al 2009).....	9
Figure 1.7	: Trou dans le mur (Vazquez 2009).....	11
Figure 1.8	: déversoir à ouverture de fond (Vazquez 2006).....	12
Figure 1.9	: Déversoir tangentiel à effet vortex ou tourbillonnaire (Vazquez 2006).....	12
Figure 1.10	: déversoir à seuil simple (Vazquez 2006).....	13
Figure 1.11	: deversoir double crête(Vazquez 2006).....	13
Figure 1.12	: déversoir à seuil latéral (Vazquez 2006).....	14
Figure 1.13	: déversoir à entonnement (Vazquez 2006).....	14
Figure 1.14	: déversoir frontal (Vazquez 2006).....	15
Figure 1.15	: déversoir frontal avec contraction (Vazquez 2006).....	15
Figure 1.16	: déversoir à seuil curviligne (Vaequez 2006).....	16
Figure 1.17	: déversoir complexe (Vazquez 2006).....	16
Figure 1.18	: déversoir à seuil bas (Vazquez 2006).....	17
Figure 1.19	: déversoir à seuil haut (Vazquez 2006).....	18
Figure 1.20	: Représentation systémique d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006).....	19
Figure 2.1	: Vue en plan d'un orifice dénoyé (Joannis et al 2009).....	23
Figure 2.2	: Vue en plan d'un orifice partiellement noyé (Joannis et al 2009).....	24
Figure 2.3	: Vue en plan d'un orifice noyé (Joannis et al 2009).....	25
Figure 2.4	: Déversoir frontal à seuil haut (Vazquez et al 2006).....	29
Figure 2.5	: Vue en coupe du déversoir rectangulaire à seuil mince (Vazquez et al 2006)...	31
Figure 2.6	: Coupe longitudinale d'un déversoir incliné (Vazquez et al 2006).....	32
Figure 2.7	: propriété du déversoir frontal contracté)...	33
Figure 2.8	: deversoir frontal à seuil épais (Vazquez et al 2006).....	34
Figure 2.8	: déversoir latéral à crête haut (Joannis et al 2009).....	37
Figure 3.1	: schéma du réseau d'assainissement de la zone d'étude.....	43
Figure 3.2:	intensité de pluie de durée 15 min et période de retour 10 ans.....	46
Figure 3.3	: comparaison entre les deux modèles de simulation	49
Figure 3.4	: évolution du nombre de Froude en fonction Q/Q_{max}	52
Figure 3.5	: Courbe débit normal en fonction du tirant d'eau.....	53
Figure 3.6	: Profil en long pour un débit amont égal à 284l/s.....	54
Figure 3.7	: Profil en long pour un débit amont égal à 2840l/s.....	55
Figure 3.8	: courbe de fonctionnement.....	56
Figure 3.9	: variation de la ligne d'eau.....	57
Figure 4.2	: Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral à seuil bas.....	59
Figure 4.3	: Fonctionnement d'un déversoir latéral à seuil haut.....	59
Figure 4.3	: Lignes d'eau possibles dans un déversoir latéral prismatique.....	60
Figure 4.4	: Types de profils de surface pour des nombres de Froude $F < 1$ et $F > 1$ dans les cas prismatique ($\theta > 0$) et non prismatique ($\theta < 0$).....	61
Figure 4.5	: diagramme de Shields pour la conduite amont.....	65
Figure 4.6	: diagramme de Shields pour la conduite aval.....	65
Figure 4.7	: variation de ligne d'eau.....	67
Figure 4.8	: ligne d'eau au-dessus de la crête.....	68
Figure 4.9	: variation de ligne d'eau.....	70

Figure 4.10 : ligne d'eau au-dessus de la crête.....71

Liste des tableaux

Tableau 2.1: valeur de m par interpolation.....	34
Tableau 2.2: les valeurs de m.....	36
Tableau 2.3: Valeurs de coefficient \emptyset	36
Tableau 2.4: coefficient de perte de charge singulière.....	38
Tableau 3.6: Tableau descriptif des débits maximums, vitesse, nombre de Froude, régime d'écoulement et des observations.....	48
Tableau 3.7: résultats de la simulation par les deux modèles.....	48
Tableau 3.8: Les caractéristiques du Collecteur amont et aval.....	51
Tableau 3.9: Les caractéristiques du déversoir.....	51
Tableau 3.10: Les paramètres de calcul.....	51
Tableau 4.1: Écart quadratique total.....	66
Tableau 4.2: Variation des débits aval, déversé en fonction du diamètre.....	69

Liste des annexes

- Annexe 1 :** coefficient de correction pour la détermination de Lmax.
- Annexe 2 :** Type de sol et Curve Nombre.
- Annexe 3 :** Les données de la simulation par SWMM.
- Annexe 4 :** Résultats de la simulation par SWMM.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Afin d'éviter le débordement des réseaux d'assainissement et de protéger la station de traitement des eaux usées d'une charge hydraulique importante en cas d'évènement pluvieux, la mise en place d'un déversoir d'orage est indispensable. Donc les déversoirs d'orage assurent la régulation hydraulique des effluents unitaires en réseau d'assainissement en temps de pluie.

L'étude d'un déversoir d'orage se fait sur deux plans, d'abord sur le plan quantitatif, en cherchant à déterminer le débit déversé en utilisant soit les formules empirique soit la modélisation, ensuite sur le plan qualitatif en cherchant à minimiser la pollution déversée au maximum possible.

Le choix d'un tel ou tel type de déversoir à utiliser dans un réseau d'assainissement nécessite la connaissance de fonctionnement hydraulique de ce dernier, donc l'étude du fonctionnement des déversoirs est primordiale dans toute étude de diagnostic ou de dimensionnement des réseaux d'assainissement.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre projet intitulé « Évaluation du fonctionnement des déversoirs d'orage : étude théorique et modélisation par SWMM ».

Dans un premier temps, nous avons abordé la partie théorique en citant les différents types de déversoir utilisé en assainissement et une synthèse des lois d'écoulement au droit de chaque type. Dans un deuxième temps, nous avons modélisé le fonctionnement des déversoirs d'orage en utilisant les logiciels SWMM et calDO.

Le présent mémoire est scindé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre donne en détail le fonctionnement et la typologie des déversoirs d'orages (DO).
- Le deuxième chapitre décrit les lois d'écoulement au droit des déversoirs.
- Le troisième chapitre consiste à modéliser le fonctionnement de deux déversoirs l'un est frontal et l'autre latéral à l'aide du logiciel SWMM puis une modélisation du déversoir latéral par le logiciel calDO.
- Le quatrième chapitre donne les contraintes de fonctionnement des déversoirs d'orage.

Chapitre 1

INTRODUCTION

Un réseau d'assainissement doit être équipé de tout ouvrage nécessaire pour une meilleure évacuation des eaux quel que soit le type du système séparatif ou unitaire et/ou quel que soit le type des eaux à évacuer, chaque ouvrage installé sur le réseau doit être utile et fonctionnel. Parmi les ouvrages nécessaires dans un réseau d'assainissement le déversoir d'orage DO, ce dernier a une très grande importance dans les systèmes d'évacuation dans les milieux urbains. Ce chapitre donne en détail le fonctionnement et la typologie des déversoirs d'orages (DO).

1.1 SYSTÈME D'ÉGOUT

Les réseaux d'assainissement urbains constituent des systèmes complexes regroupant des bassins versants et différents éléments structurels permettant l'évacuation des charges hydrauliques générées (eaux de ruissellement, eaux usées, infiltration) (Siara 2008). Le mode de transport de ces eaux est en fonction de leur origine et, leur composition en matière, de ce fait, elles peuvent être transportées séparément d'après leur nature ou mélangées dans le même transit, c'est-à-dire en système unitaire (Salah 2014).

1.1.1 Définition du système séparatif

C'est un système d'assainissement formé de deux réseaux distincts, l'un pour les eaux usées, l'autre pour les eaux pluviales.... Le réseau d'eaux usées étant seul raccordé à la station d'épuration le réseau d'eaux pluviales déversant les eaux directement vers la rivière (ou le milieu récepteur) (Chocat 1997).

Dans ce système, les déversoirs jouent un double rôle : D'un côté, ils servent à éviter les inondations après plusieurs épisodes pluvieux continus (laminage du débit). De l'autre, la réalité des réseaux séparatifs montre, à l'opposé de ce qui est recherché, une présence d'eaux usées dans le réseau censé être réservé aux eaux pluviales. Ce dysfonctionnement oblige à conduire ces eaux usées vers le réseau d'eaux usées.

1.1.2 Définition du système pseudo-séparatif

Système d'assainissement formé de deux réseaux distincts, l'un véhiculant les eaux usées et les eaux pluviales des toitures, l'autre destiné au transport des eaux pluviales provenant des espaces publics (voiries). L'avantage des réseaux pseudo séparatifs est de ne nécessiter qu'un seul branchement pour les particuliers, tout en déconnectant une partie des surfaces imperméables du réseau d'eaux usées (Chocat1997).

1.1.3 Définition du système unitaire

Les réseaux d'assainissement unitaires sont apparus avec la révolution industrielle, sont nés en Allemagne (Hambourg) puis ont été exportés en Angleterre, en France puis à l'ensemble des pays. Ils sont apparus entre 1840-1890 comme une solution adéquate aux dysfonctionnements du système existant, dysfonctionnement associé à une profonde redéfinition du territoire urbain. (Garcia Salas 2003)

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épurations relativement importantes afin de pouvoir absorber des pointes de ruissellement. (Salah 2014)

1.2 DÉVERSOIR D'ORAGE

1.2.1 Définition

Le terme « déversoir » désigne des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau et donc vers la STEU(STEP) (figure 1) (Vazquez et al 2006). d'une autre façon un déversoir est système installé sur un ouvrage et permettant d'évacuer l'excédent de débit lorsque le niveau de l'eau dépasse une valeur donnée considérée comme dangereuse pour l'ouvrage (Chocat 1997).

Un déversoir d'orage selon (Valiron 1995), est l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval et d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval. (Vazquez et al 2006). Et d'après (Chocat 1997), un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEU en cas de pluie.

Donc un déversoir d'orage est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement (figure 1.1). Il rejette directement une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur que l'on appelle réglementairement « débit de référence ». Les déversoirs d'orage sont installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval pour protéger les populations urbaines des inondations et la station d'épuration d'une surcharge hydraulique en cas de pluie. (Buyer et al 2004).

Ainsi que Les déversoirs permettent une économie sur les dimensions des ouvrages situés à l'aval (Gislain. 2004)

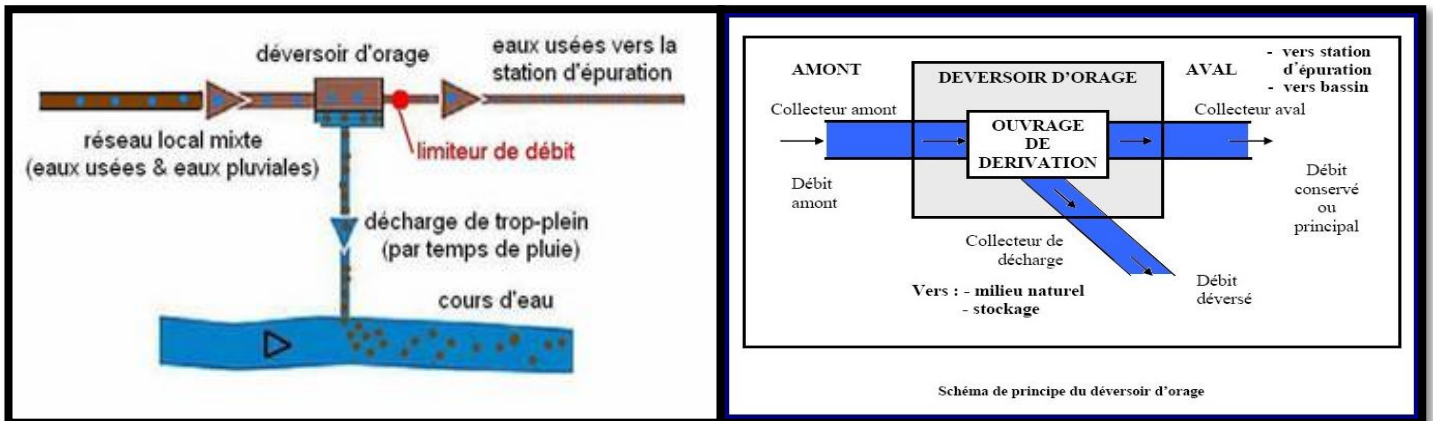


Figure 1.1 : schéma d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006)

1.2.2 Historique des déversoirs d'orage

Auparavant (XVIII^e siècle) les systèmes d'assainissements sont unitaires et l'évacuation des effluents se fait directement vers le milieu récepteur naturel ce qui a engendré dès la fin XIX^e siècle des nuisances provoquées par les rejets urbains sur le milieu récepteur Bertrand Krajewski 2007).

Vers la fin du XIX^e siècle un souci de limiter la pollution résultant de ces rejets.... Les premières stations d'épuration furent mises en service dans la région de Londres vers 1860, A cette époque des travaux sur l'épuration se sont également développés en Allemagne, en Russie, en France, etc... (Chocat 1997) .les deux ouvrage (station d'épuration et système d'assainissement unitaire) étant mis en relation par des dispositifs variés, destinés à réguler autant que possible le débit. La notion de déversoir d'orage fut alors introduite dans les réseaux modernes d'assainissement (Bertrand Krajewski2007).

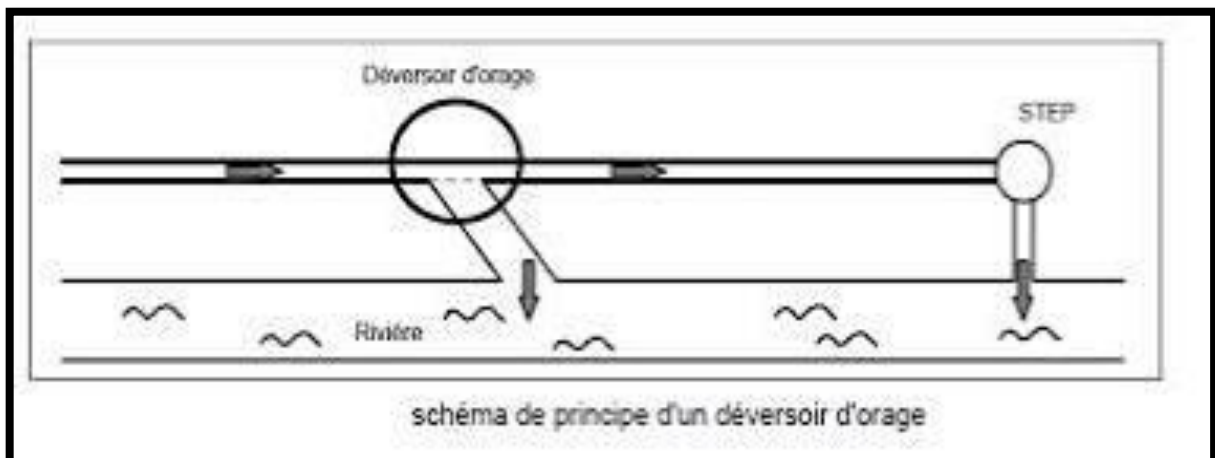


Figure 1.2 : schéma de principe d'un déversoir d'orage (Bertrand-Krajewski 2007)

1.2.3 Les éléments d'un déversoir d'orage

Un déversoir d'orage se compose d'un :

- Un collecteur d'amener (eaux usées et eaux pluviales).
- Un collecteur d'évacuation des eaux usées vers la STEP
- Un collecteur de décharge vers le milieu récepteur (rivière ou autre collecteur)
- Un ouvrage de dérivation

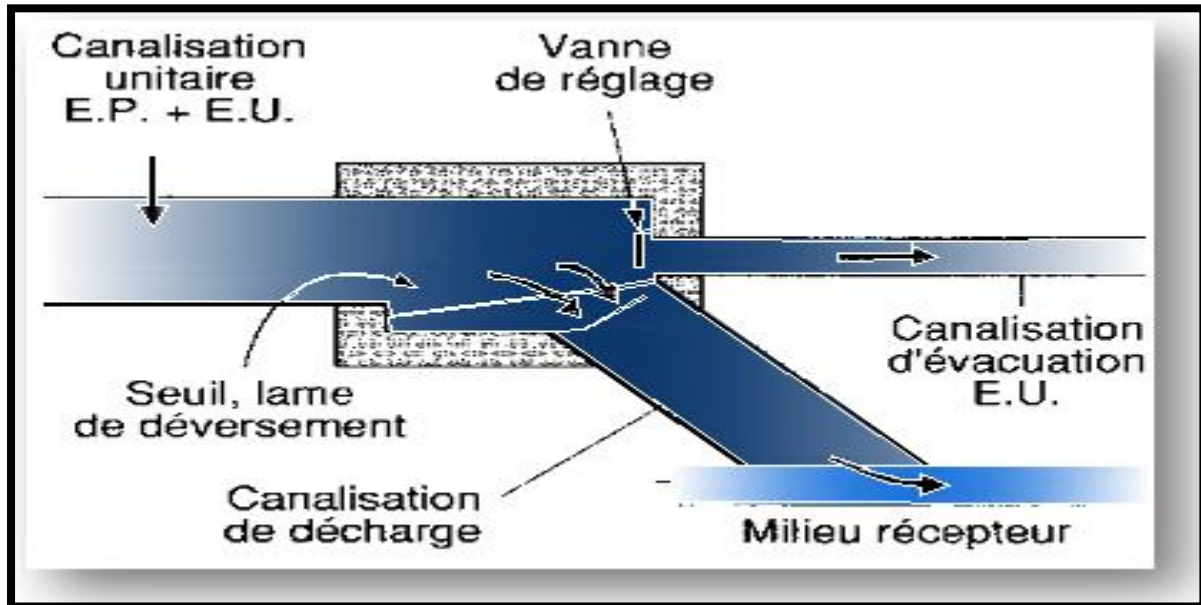


Figure 1.3 : les éléments d'un déversoir d'orage

1.2.4 Les ouvrages annexes d'un déversoir d'orage

Un déversoir d'orage bien équipé doit être comporté les éléments suivant :

- Les grilles ont pour but de piéger les gros solides ($\varnothing > 6$ mm) pour éviter leur envoi dans le milieu naturel. On peut trouver ces grilles également en amont du déversoir, à l'entrée des collecteurs. Les barreaux de ces grilles, de 10 à 12 mm d'épaisseur, sont généralement espacés de 15 mm.
- La paroi siphonide permet d'éviter d'envoyer les flottants vers le collecteur de décharge. Ils sont ainsi acheminés vers la station de traitement des eaux usées.
- La chambre de tranquillisation et/ou de dessablement, située à l'amont du déversoir, a pour but, en réduisant la vitesse du flux, d'assurer une décantation des sables (matières minérales denses) et de faire remonter en surface les flottants.
- Les vannes de régulation permettent, dans certaines configurations, de mieux garantir le fonctionnement hydraulique du déversoir. Dans la conduite conservée, le rôle de la vanne est de limiter le débit à l'aval. Pour la conduite déversée, la vanne empêche une remontée des eaux provenant du milieu naturel dans le réseau

d'assainissement neutralisant alors l'ouvrage. Dans certains cas, on remplace la vanne par un clapet anti-retour (Vazquez 2006).

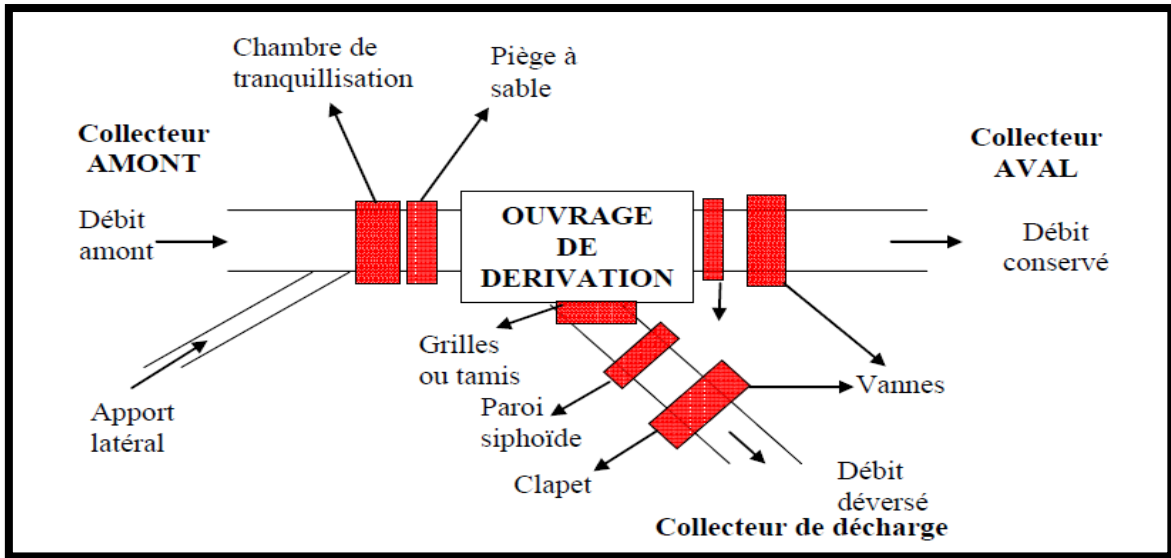


Figure 1.4 : ouvrage annexe d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006)

1.3 FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D'ORAGE

Un déversoir d'orage doit assurer trois fonctions principales :

- ✓ Laisser transiter le débit des eaux usées de temps sec sans déversement et sans faire trop chuter la vitesse de l'écoulement afin de limiter la décantation des matières en suspension présentes dans l'effluent,
- ✓ Laisser transiter le débit de référence, c'est à dire le débit maximal admis à l'aval, sans déversement,
- ✓ Déverser le débit excédentaire de pluie (au-delà du débit de référence) sans mise en charge, sans favoriser la décantation dans la conduite amont et sans surcharge excessive de débit dans le réseau à l'aval.

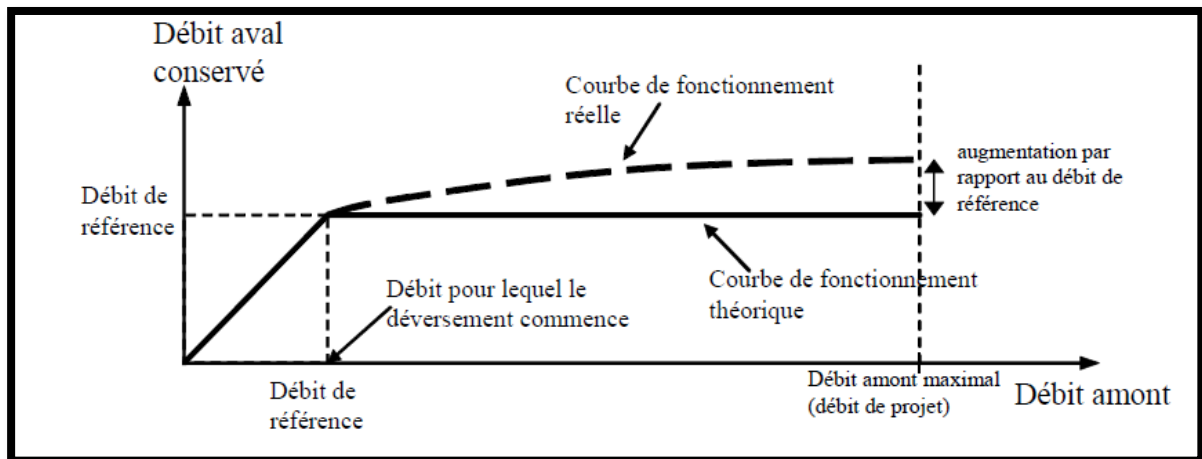


Figure 1.5 : Principe de fonctionnement hydraulique du déversoir d'orage (Lipeme 2004)

La courbe ci-dessus représente la courbe de fonctionnement du déversoir d'orage du point de vue hydraulique. Cette courbe donne la variation du débit aval conservé en fonction du débit amont. On remarque que dans le cas de régulation idéal (cas d'un déversoir équipé d'un organe de régulation dynamique (Buyer et al 2004) comme par exemple une vanne autorégulée (figure 1.6) ou par une pompe, Le débit aval conservé est proportionnel au débit amont avec un coefficient de proportionnalité égal à l'unité jusqu'à que le débit amont atteint le débit de référence dans ce cas la courbe de fonctionnement théorique montre que quel que soit le débit amont supérieur au débit de référence le débit aval conservé est égale au débit de référence (Buyer et al 2004).

La courbe de fonctionnement réelle montre que quel que soit le déversoir, à partir du moment où le débit amont dépasse le débit de référence, le débit aval continue à augmenter (Lipeme Kouyi 2004) tel que cette augmentation par rapport au débit de référence représente le débit déversé donc le fonctionnement du déversoir d'orage commence.

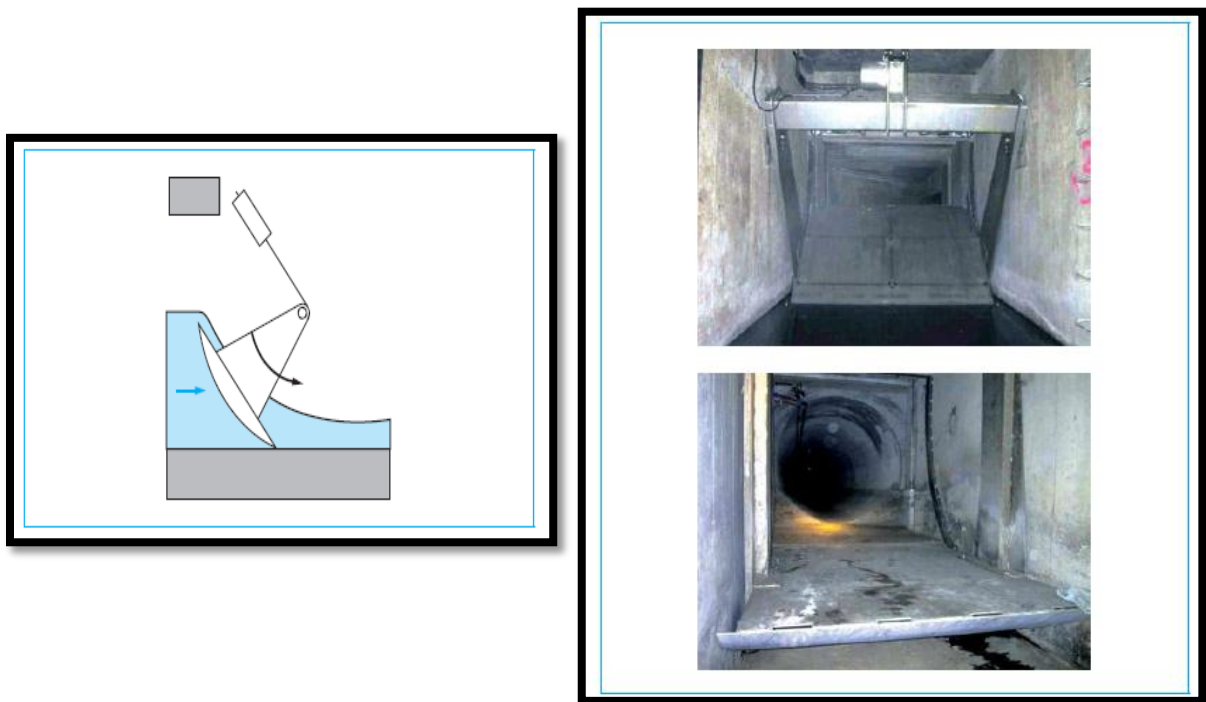


Figure 1.6 : exemple vanne secteur (Vazquez et al 2009)

1.3.1 Exploitation de la courbe de fonctionnement

1.3.1.1 Principe de dimensionnement

Les données initiales sont le débit de référence et le débit amont maximal, en fonction des objectifs de protection (protection du milieu naturel, protection de la ville contre l'inondation) qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement (Lipeme 2004).

En fonction de débit de référence, le dimensionnement de la géométrie de l'ouvrage se fait telle sorte qu'il n'y ait pas de déversement. Ce calcul se fait en fonction des

caractéristiques géométriques amont et aval et au niveau du déversoir (pentes et formes des sections des canalisations). Dans le cas des déversoirs à seuil, la hauteur de crête qui sera dimensionné. Si le déversoir dispose d'un entonnement, celui-ci va influencer la hauteur de crête.

En fonction de débit amont maximal, on dimensionne la partie déversante. Dans le cas des déversoirs à seuil, c'est la longueur de la crête et le nombre de crêtes que l'on évalue de telle sorte que l'augmentation du débit aval soit au maximum de 20 à 40% du débit de référence. Dans le cas où l'on a une diminution de sections entre les conduites amont et aval, la longueur du déversoir influence l'angle d'entonnement (Vazquez 2006).

Donc dans un déversoir latéral on dimensionne l'entonnement, la longueur et le nombre de crêtes ;et selon les conditions d'écoulement dans la conduite aval on fixe la hauteur de crête par le débit de référence. De plus, il arrive que l'on mette en place un dispositif limitant le débit passant vers le collecteur aval. Dans ce cas, l'objectif est de pouvoir modifier facilement par la suite le débit de référence.

1.3.1.2 Principe de diagnostic

L'ouvrage existant, sa géométrie (hauteur et longueur de crête, pente amont et aval...) est donc connue.

On calcule alors, dans un premier temps, le débit de référence et le débit amont maximal.

Dans un deuxième temps, on trace la courbe de fonctionnement de l'ouvrage et on détermine ainsi l'augmentation du débit aval par rapport au débit de référence quand l'ouvrage est soumis au débit amont maximal.

On compare ensuite le débit de référence et le pourcentage d'augmentation du débit aval conservé dans le réseau par rapport aux objectifs de l'ouvrage.

1.4 IDENTIFICATION DES DÉVERSOIRS D'ORAGE

Il y a deux familles de déversoir d'orage, des déversoirs avec et sans seuil, parmi les déversoirs sans seuil, l'ouvrage de dérivation peut être un orifice un leaping weir ou un ouvrage à vortex (Vazquez et al 2009).concernant les déversoirs avec seuil on peut les identifié en fonction du nombre, position, hauteur, épaisseur et longueur du seuil.

1.4.1 Ouvrages ne possédant pas de seuil

1.4.1.1 Trous dans le mur

Ce sont les plus anciens ouvrages (Figure1.7), le principe hydraulique de cet ouvrage est de permettre l'évacuation des eaux déversées par un orifice (Vazquez et al 2009).

Aujourd'hui abandonnés pour deux raisons (Vazquez et al 2006).

- La première est due à une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement. En effet, pour évacuer le débit rejeté, l'ouvrage fonctionne comme un réservoir avec vidange par le fond. Il faut donc une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Le niveau de l'eau risque donc d'atteindre le terrain naturel avant d'atteindre le débit de décharge maximal.
- La deuxième raison est due à une mise en charge du réseau pour que le déversement ait lieu.

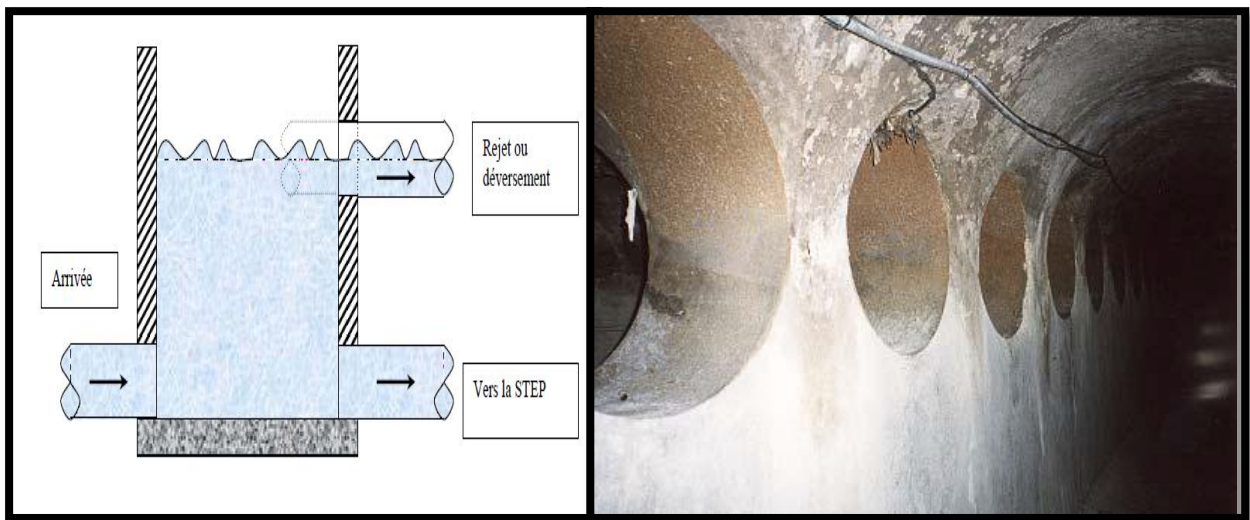


Figure 1.7 : Trou dans le mur (Vazquez 2009)

1.4.1.2 Déversoirs à ouverture de radier : leaping weir

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation (Figure 1.8) (Vazquez et al 2009). La forme de l'ouverture peut être rectangulaire (proposée par Hager, 1992) ou elliptique (proposée par Taubmann, 1972).

Les débits excédentaires de temps de pluie sont évacués en franchissant l'ouverture pour continuer dans l'alignement de la conduite amont. L'ouverture dans le radier est réglable à l'aide d'une plaque métallique cintrée, rectangulaire ou avec une découpe parabolique que l'on place dans la conduite déversée (accessibilité en temps sec).

L'objectif de cette plaque mobile est de permettre un réglage de l'ouverture et donc une modification du débit de référence. Ce déversoir devient donc ajustable facilement dans le cas où une modification des caractéristiques hydrauliques est nécessaire.

Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente (quelques %) (Vazquez et al 2006).

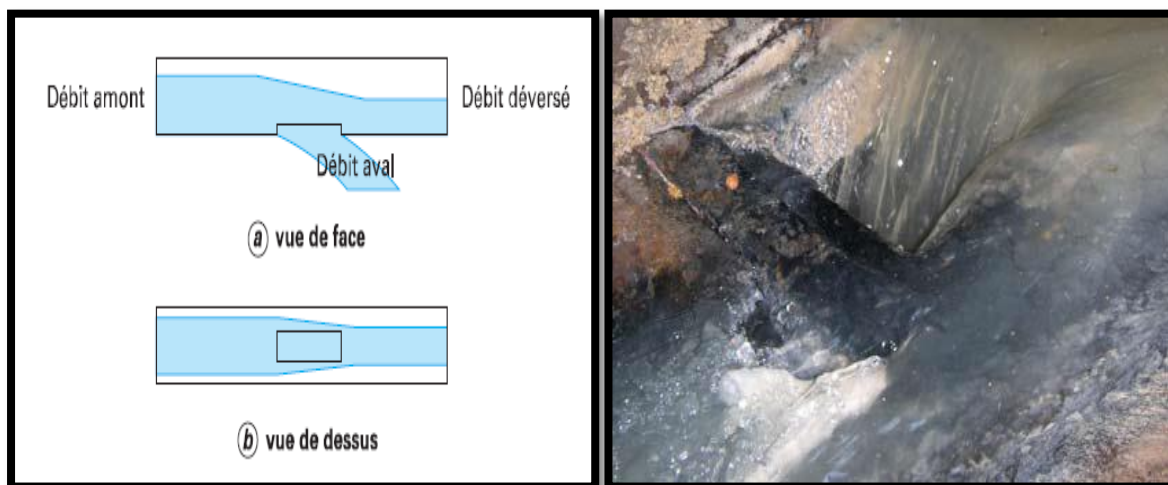


Figure 1.8: déversoir à ouverture de fond (Vazquez 2006)

1.4.1.3 Déversoir tangentiel à effet vortex ou tourbillonnaire

Le principe de ces ouvrages est de réduire l'énergie cinétique de l'écoulement pour aider au dépôt des particules en suspension grâce à l'allongement du trajet, grossièrement hélicoïdal. De plus, ce mouvement tourbillonnaire produit des courants secondaires centripètes près du fond et y rassemble les particules décantées (Vazquez et al 2006).

La différence entre déversoirs à effet vortex et déversoir tourbillonnaire réside essentiellement dans la valeur du débit dirigé vers la station d'épuration (1 % à 5 % dans le cas d'une séparation tourbillonnaire ; 10 % à 30 % dans le cas d'une séparation par effet vortex) (Konicek et Marsalek, 1993). La Figure présente le schéma de principe d'un déversoir à effet vortex (Bertrand Krajewski 2007).

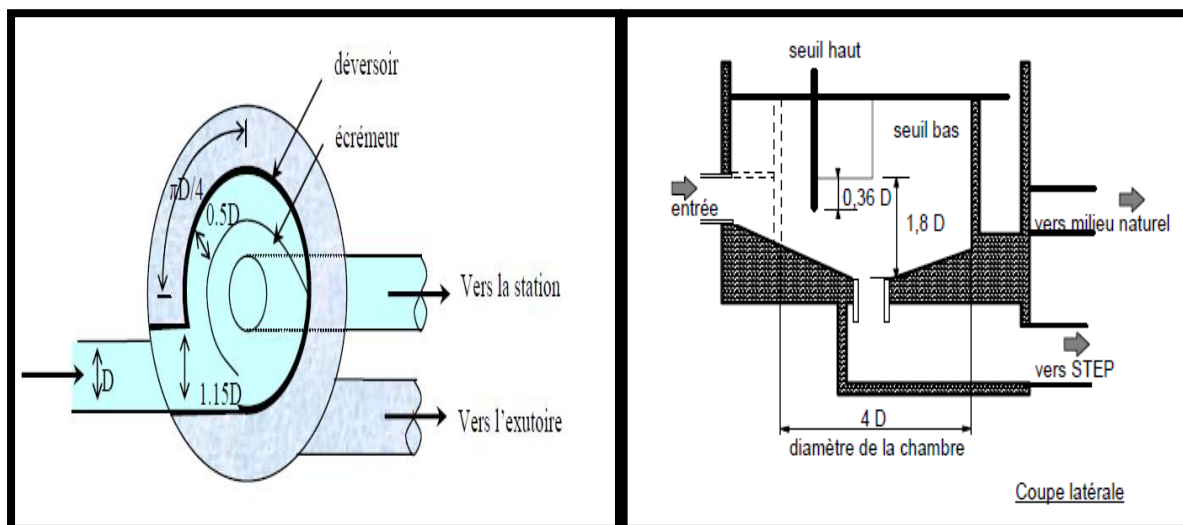


Figure 1.9 : Déversoir tangentiel à effet vortex ou tourbillonnaire (Vazquez 2006, Bertrand-Krajewski 2007)

1.4.2 Ouvrages à seuil

1.4.2.1 Détermination selon le nombre de seuils

1.4.2.1.1 Déversoirs à seuil simple

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage (Figure 1.10). Ce type de déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil (Vazquez et al 2006).

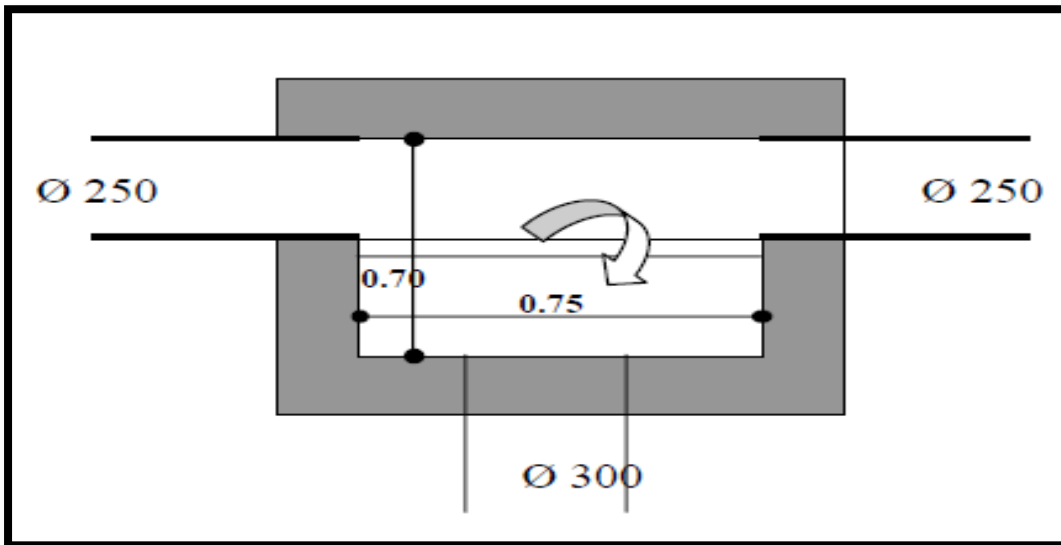


Figure 1.10 : déversoir à seuil simple (Vazquez 2006)

1.4.2.1.2 Déversoirs à seuil double

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage (Figure 1.11). Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus. (Vazquez et al 2006). au niveau de leur fonctionnement hydraulique, l'objectif est de d'augmenter la longueur de déversement afin favoriser le délestage (Vazquez et al 2009).

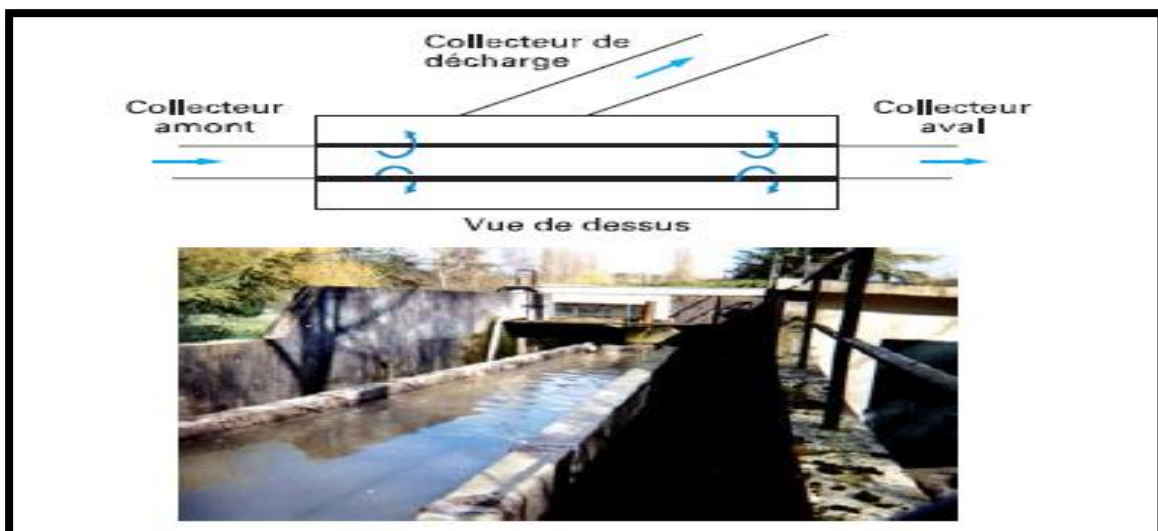


Figure 1.11 : deversoir double crête(Vazquez 2006)

Ce type de DO est issu d'études sur modèles réduits conduites au début des années 1980 (Saul et Delo, 1978), présente les avantages suivants :

- la présence d'une chambre de tranquillisation étroite et longue, permet aux particules les plus denses de décanter et aux flottants de remonter à la surface ;
- la présence d'un étranglement à la sortie contrôle l'écoulement et empêche l'apparition d'un régime torrentiel dans la chambre ;
- les joues latérales se comportent comme des seuils hauts et retiennent les flottants. (Bertrand Krajewski, 2007)

1.4.2.2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont

1.4.2.2.1 Déversoirs à seuil latéral

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement (Figure 1.12) (Vazquez et al 2009).

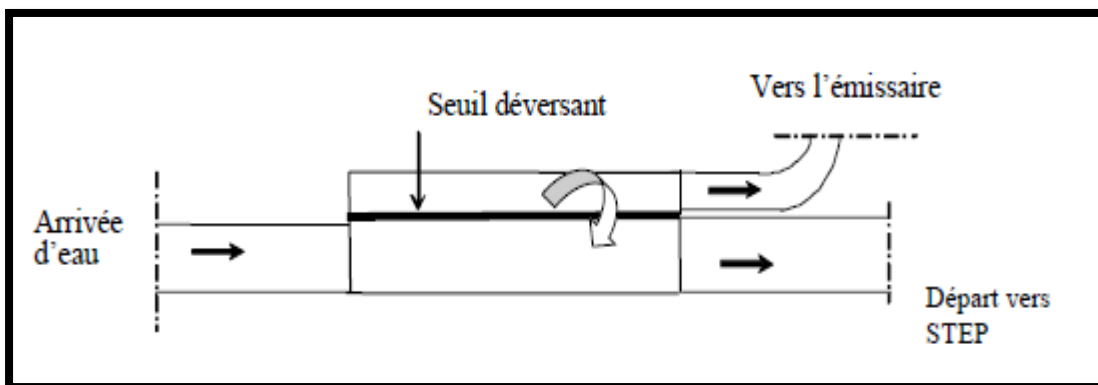


Figure 1.12 : déversoir à seuil latéral (Vazquez 2006)

Le déversoir avec entonnement oblige la crête à s'incliner par rapport à l'écoulement pour relier linéairement la conduite amont et la conduite aval (Vazquez et al 2006).

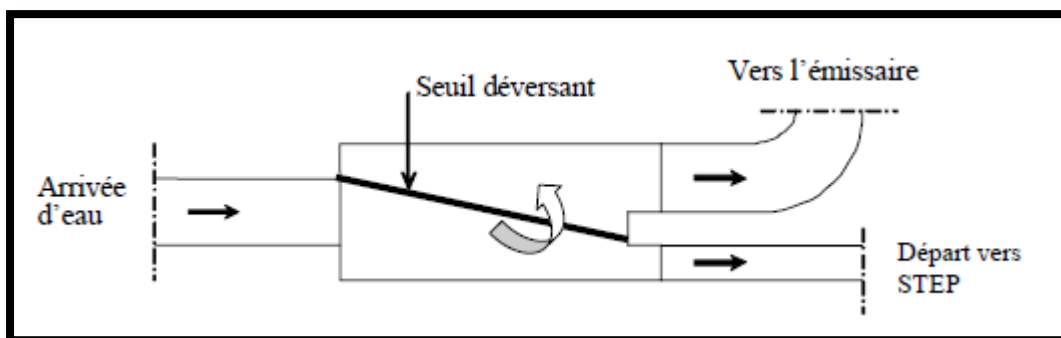


Figure 1.13 : déversoir à entonnement (Vazquez 2006)

1.4.2.2.2 Déversoirs à seuil frontal

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement (Figure 1.14). Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête (Figure 1.15).

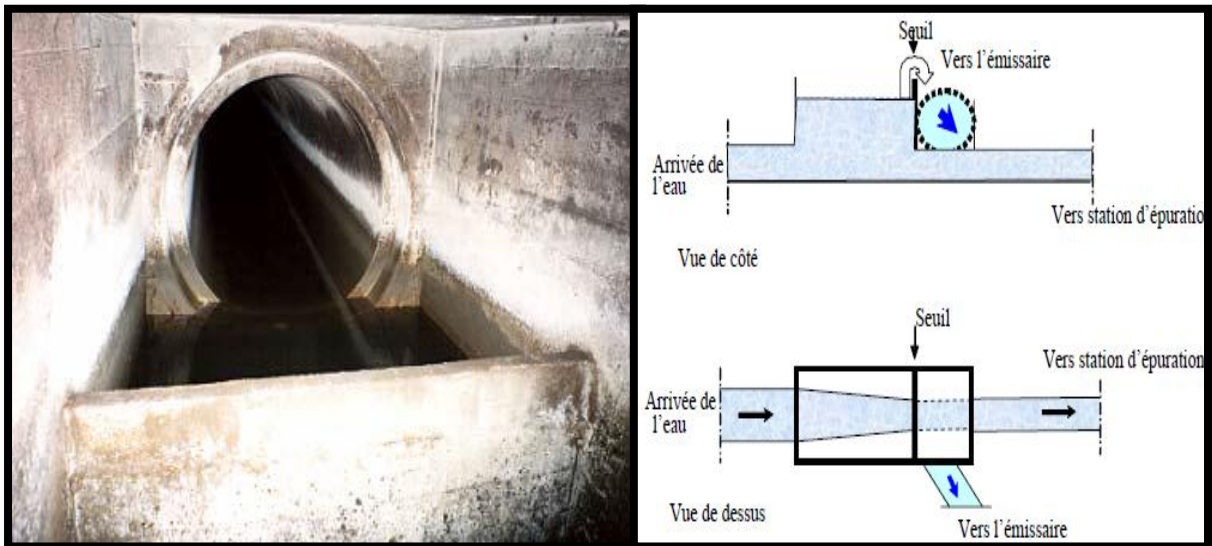


Figure 1.14 : déversoir frontal (Vazquez 2006)

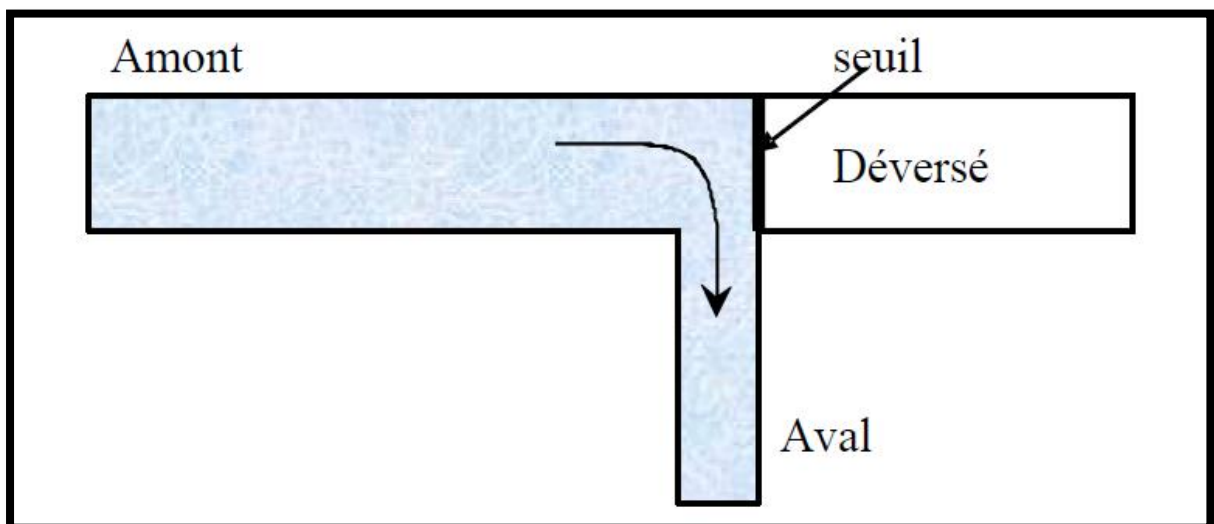


Figure 1.15 : déversoir frontal avec contraction (Vazquez 2006)

On distingue alors :

- les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de l'ouvrage de déversement,
- les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de l'ouvrage de déversement.

1.4.2.2.3 Seuil curviligne

Ce sont les déversoirs dont le seuil présente une forme non rectiligne, et leur comportement hydraulique est mal connu.



Figure 1.16 : déversoir à seuil curviligne (Vaequez 2006)

1.4.2.2.4 Seuil complexe

Dans certains cas, la contrainte de site peut obliger le concepteur du déversoir à créer une jonction de plusieurs canalisations et un déversoir en même temps. Cela peut, par exemple, se traduire par un déversoir qui peut à la fois être frontal et latéral suivant l'angle des collecteurs arrivant dans l'ouvrage.

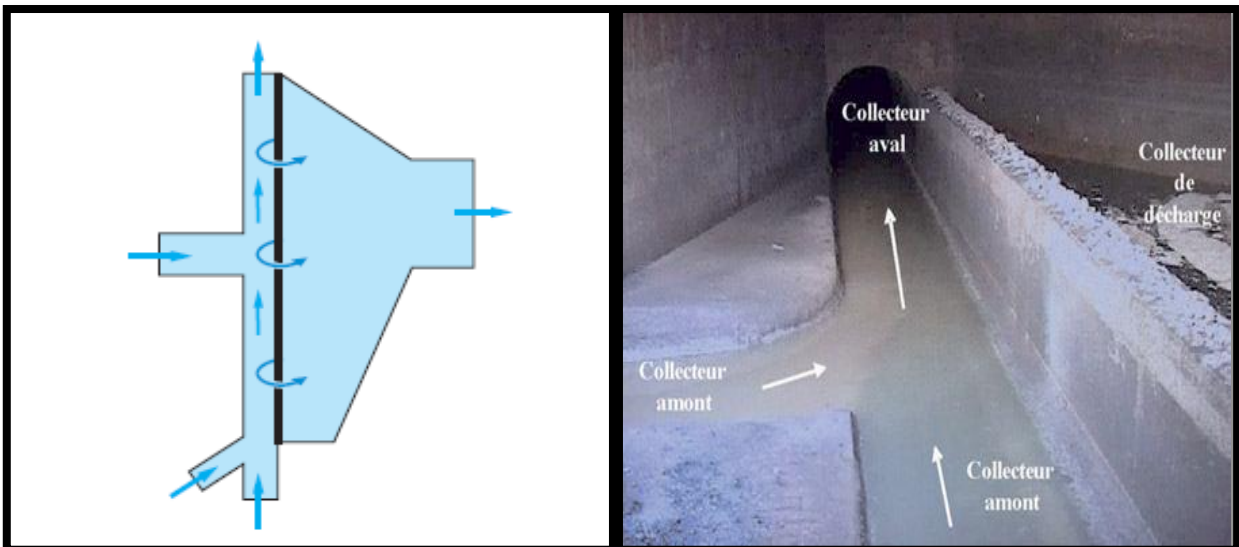


Figure 1.17: déversoir complexe (Vazquez 2006)

1.4.2.3 Détermination selon la hauteur du seuil

1.4.2.3.1 Déversoirs à seuil bas

Généralement la faible hauteur du seuil oblige un positionnement de la conduite déversante plus basse que le radier du déversoir afin d'éviter que celui-ci soit noyé. Toutefois la hauteur de crête à imposer lors d'un dimensionnement doit être supérieure à 25 cm indépendamment du débit afin d'éviter un déversement en temps sec dû aux dépôts présents au droit de la crête.

Le déversoir à seuil bas présente des conditions d'écoulement hydraulique et de déversement très variées suivant la pente du radier du collecteur. La ligne d'eau au droit du déversoir peut présenter différentes configurations (hauteur d'eau plus faible en tête de déversoir qu'en extrémité, ressaut à l'amont, à l'aval..).

Ce type de déversoir représente deux inconvénients :

- La difficulté de dimensionnement. Il y a donc de très nombreux cas de fonctionnement possibles, plus ou moins bien connus, ce qui explique le nombre de formules proposées par différents auteurs.
- la pollution déversée est très importante notamment pendant la reprise des dépôts.



Figure 1.18 : déversoir à seuil bas (Vazquez 2006)

1.4.2.3.2 Déversoirs à seuil haut

Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite) (Figure 1.19). Ce déversoir est utilisé de préférence lorsque le régime amont est fluvial. Son comportement hydraulique est connu et le dimensionnement est accessible avec une bonne marge de sécurité. Dans la plupart des cas, le seuil élevé évite le retour des eaux de l'émissaire dans le réseau.



Figure 1.19 : déversoir à seuil haut (Vazquez 2006)

1.4.2.3.4 Déversoirs à seuil "identique"

Les déversoirs sont dits à seuil identique lorsque le niveau du seuil déversant se situe au même niveau que la génératrice supérieure de la conduite aval. Ces déversoirs ont un comportement à surface libre lorsqu'ils ne déversent pas et en charge dans le cas contraire. Or, le passage d'un écoulement en charge à un écoulement à surface libre peut être brutal et fortement perturber le fonctionnement de l'ouvrage.

1.4.2.4 Selon l'épaisseur du seuil

On distingue deux types de déversoirs, des déversoirs à seuil mince et des déversoirs à seuil épais :

- seuil mince si $h_{am} > 2c$
- seuil épais si $h_{am} < 1.5c$ avec c est l'épaisseur du seuil et h_{am} est la hauteur d'eau à l'amont au-dessus du seuil.

D'un point de vue hydraulique, plus le seuil est épais et plus il nécessite une hauteur d'eau à l'amont élevée pour évacuer un débit donné, ce qui constitue un inconvénient (Vazquez et al 2009).

1.4.2.5 Selon la longueur du seuil

Parmi les déversoirs à seuil latéral, on peut établir une catégorie selon la longueur du seuil. on définit la longueur d'un seuil par le rapport de sa longueur sur le diamètre de la conduite amont. On distingue alors (Vazquez et al 2009) :

- les seuils courts dont la rapport est inférieur ou égal à 3
- les seuils longs dont la rapport est supérieur à 3

1.5 CLASSIFICATION DES DÉVERSOIRS D'ORAGE

La détermination des règles de fonctionnement d'un tel système d'assainissement dépend des ouvrages constituant ce dernier, la diversité de ces ouvrages ne permet pas de donner facilement les règles de fonctionnement et par conséquent le fonctionnement du réseau. Selon [Chocat 1997], une telle diversité de formes est la conséquence des situations techniques propres à chaque contexte (géographique, historique, etc).

La classification des déversoirs d'orage, qui vise évidemment leur recensement et l'analyse de leur fonctionnement, s'impose donc comme un élément nécessaire pour la « bonne » gestion des eaux urbaines par temps de pluie (Garcia Salas 2003).

Plusieurs classifications sont possibles selon que l'on s'intéresse aux principes constructifs utilisés ou au mode de fonctionnement des ouvrages. Deux typologies différentes seront présentées. La première, proposée par Touzo (1994), s'appuie sur une vision systémique du déversoir, et s'intéresse à la façon dont le système est régulé, l'autre classification est celle de Sogreah.

1.5.1 Classification selon Touzo 1994

Le système est caractérisé par trois variables de flux Figure (1.20) :

- Q_e : débit entrant (Q_e),
- Q_{prin} : débit sortant et dirigé vers la branche principale (Q_{prin}),
- Q_{dev} : débit déversé (Q_{dev}) vers le milieu récepteur.

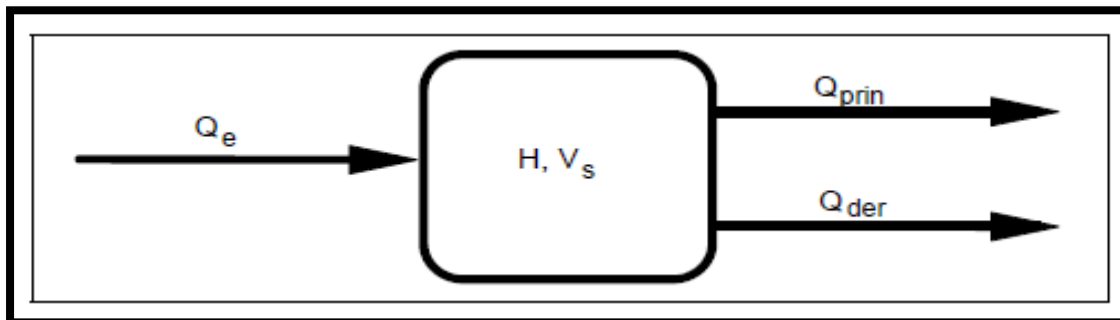


Figure 1.20 : Représentation systémique d'un déversoir d'orage (Vazquez 2006)

Le système est caractérisé également par deux variables d'état :

- H : hauteur d'eau dans l'ouvrage,
- V_s : volume stocké dans l'ouvrage et à l'amont de l'ouvrage.

Ces caractéristiques permettent alors de distinguer trois familles au sein des déversoirs d'orage :

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé par le débit déversé :

$$Q_{prin} = Q_e - Q_{dev} \quad (1.1)$$

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé par le débit dirigé vers la branche principale :

$$Q_{dev} = Q_e - Q_{prin} \quad (1.2)$$

- les ouvrages dont le fonctionnement est régulé à la fois par le débit dérivé et par le débit dirigé vers la branche principale. Dans ce cas, il est nécessaire de tenir compte de l'évolution du volume stocké dans l'ouvrage et à l'amont de l'ouvrage.

$$Q_{prin} = f_1(H) \text{ et } Q_{dev} = f_2(H) \quad (1.3)$$

$$V_s = g(H) \quad \text{et} \quad dV_s/dt = Q_e - Q_{prin} - Q_{dev} \quad (1.4)$$

En phase de dimensionnement, une telle classification est intéressante puisque l'on peut prévoir le mode de fonctionnement et ensuite choisir le déversoir qui correspond.

En phase de diagnostic, on ne dispose que des caractéristiques hydrauliques et des conditions aux limites de l'ouvrage. Ce n'est donc qu'après le diagnostic hydraulique que l'on pourra classer l'ouvrage.

1.5.2 Classification selon Sogreah 1986

Selon Sogreah l'ouvrage de dérivation est l'élément principal dans un déversoir d'orage, Cette méthode de classification combine la position et le type de composant de dérivation et met en évidence, d'une certaine façon, le type de fonctionnement hydraulique de l'ouvrage (Garcia Salas 2003). On distingue alors :

- les déversoirs à seuil bas.
- les déversoirs d'orage à seuil haut.
- les déversoirs d'orage dont le fonctionnement est lié à autre chose qu'un seuil.

CONCLUSION

Un déversoir d'orage est un élément principal dans un réseau d'assainissement unitaire, leur rôle hydraulique peut être différent en fonction du débit amont. En temps sec, il protège le milieu naturel. En temps de petite pluie il soulage la station d'épuration à l'aval et, dans certains cas, il alimente un bassin d'orage et en temps de forte pluie, il protège contre les inondations : la ville, les ouvrages (bassin, station de pompage...) et la station de traitement.

Deux classifications sont traitées dans ce chapitre, celle de Sogreah qui s'intéresse au dispositif de dérivation (la position et le type de composant de dérivation) et celle de Touzo qui s'intéresse à la façon dont le système est régulé.

Le chapitre suivant donne une synthèse de lois d'écoulement au droit des déversoirs d'orage.

Chapitre 2

INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent on a identifié les types de déversoir qui existe et on a cité les éléments principal d'un déversoir, dans le présent chapitre on va donner une méthodologie de calcul de ces éléments.

Dans la première partie de ce chapitre on va traiter les éléments communs aux différents types de déversoir (les débits, la conduite d'amenée, la conduite aval et conduite de décharge) et dans la deuxième partie on donne les formules de calcul du débit déversé pour chaque type de déversoir.

2.1 LES ÉLÉMENTS COMMUNS AUX DIFFÉRENTS TYPES DE DÉVERSOIRS

2.1.1 Les débits

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit de consigne et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection qui doivent être assurées par le réseau d'assainissement (Joannis 2009).

- **Le débit de consigne ou de seuil**

Est le débit amont à partir duquel l'ouvrage commence à déverser, il peut être :

- ✓ Le débit maximal admissible à l'aval du réseau.
- ✓ Le débit d'alimentation de la STEP.
- ✓ Le débit des petites pluies.

- **Le débit amont maximal**

La connaissance du débit amont peut être issue de mesure ou de modélisation de réseau d'assainissement à l'aide de modèle pluie-débit (Joannis 2009).

- **Le débit déversé**

Est le débit transité vers le milieu récepteur, ce débit est donné par la relation suivante (Salah 2014):

$$Q_{dev} = Q_{amax} - Q_{cons} \quad (2.1)$$

Q_{dev} : débit déversé

$Q_{am\ max}$: débit amont max.

Q_{cons} : débit conservé.

2.1.2 La conduite d'amenée

Cette conduite est caractérisée par son diamètre et sa pente (Salah 2014), cette conduite est dimensionnée avec l'ensemble du réseau d'assainissement amont on calculant les hauteurs de remplissages et les vitesses.

2.1.3 La conduite aval

La conduite aval relie le déversoir avec la STEP, dimensionnée en fonction du débit d'alimentation de la STEP.

2.1.4 Le collecteur de décharge

Cette conduite relie le déversoir au milieu récepteur, elle en général courte (Salah 2014)

2.2 CALCUL DU DÉBIT DÉVERSÉ

2.2.1. Lois d'écoulement pour les ouvrages ne possédant pas de seuil

2.2.1.1 Formule d'orifices (trou dans le mur)

Les modèles utilisés reposent essentiellement sur la formule de TORRICELLI (Joannis 2009) :

$$V = \sqrt{2gh} \quad (2.2)$$

Avec :

- V : vitesse de sortie,
- h : tirant d'eau amont.

Pour obtenir le débit, il faut prendre en compte :

- un coefficient de frottement et de viscosité (coefficient de vitesse C_v), de l'ordre de 0.96 à 0.99.
- un coefficient de contraction C_c qui traduit la diminution de la veine liquide à la traversée de l'orifice de section S .
- le fonctionnement hydraulique de l'orifice :
 - Orifice complètement dénoyé : le niveau d'eau aval est au-dessous du bord inférieur de l'orifice.
 - Orifice noyé : le niveau d'eau aval est au-dessus du bord supérieur de l'orifice.
 - Orifice partiellement noyé : le niveau d'eau aval est compris entre le bord supérieur et le bord inférieur de l'orifice.
- l'épaisseur e de la paroi : celle-ci doit être plus petite que la moitié de la plus petite dimension transversale de l'orifice (par exemple, le rayon de l'orifice s'il est circulaire).

2.2.1.1.1 Orifice complètement dénoyé

Dans les cas pratiques, on emploie en général les formules suivantes en tenant compte que h représente la charge au centre de gravité de l'orifice (Joannis et al 2009):

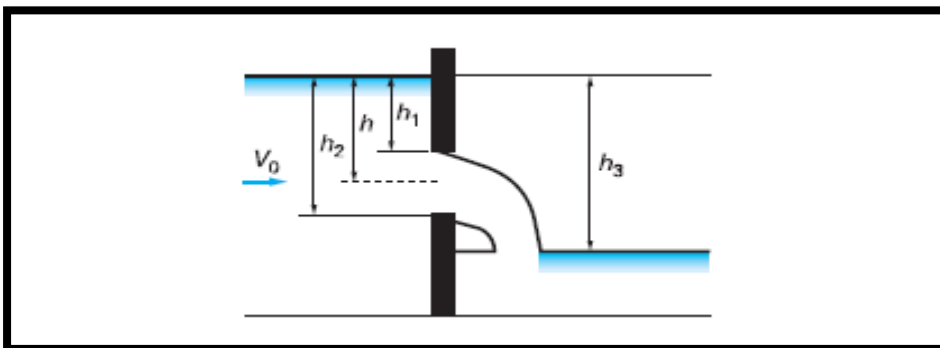


Figure 2.1 : Vue en plan d'un orifice dénoyé (Joannis et al 2009)

$$Q_{orifice} = m_d S \sqrt{2gh} \quad (2.3)$$

Comme valeur approchée pour le coefficient de débit dénoyé m_d on peut prendre 0.6, pour tous les liquides, quelque que soit la forme de l'orifice. On peut considérer comme limites usuelles les valeurs 0.59 et 0.63. Pour des charges très faibles, on peut atteindre 0.7 (Lencastre 1995).

2.2.1.1.2 Orifice partiellement noyé

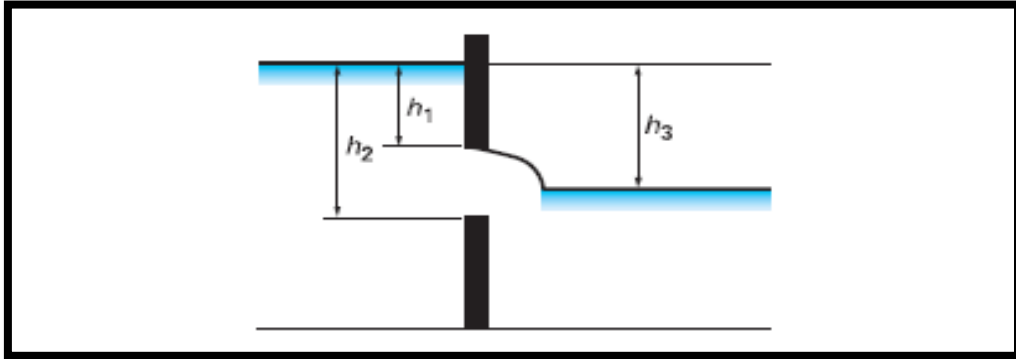


Figure 2.2 : Vue en plan d'un orifice partiellement noyé (Joannis et al 2009)

On considère les orifices partiellement noyés comme divisés en deux parties, dont l'une est libre et l'autre noyée.

Pour un orifice rectangulaire de largeur L , le débit est alors donné par (vazquez et al 2006, Joannis et al 2009) :

$$Q_{dev} = m_1 l (h_2 - h_3) \sqrt{2gh_3} + 2/3 m_2 l \sqrt{2g} (h_3^{3/2} - h_1^{3/2}) \quad (2.4)$$

Les valeurs de m_1 et m_2 sont mal connues, mais on peut les prendre égales à 0.60 (Vazquez et al 2006, Joannis et al 2009).

2.2.1.1.3 Orifice noyé

Le débit à travers l'orifice est donné par (Vazquez 2006, Joannis 2009) :

$$Q_{orifice} = m_n S [V_2 + \sqrt{2gh + V_1^2 - V_2^2}] \quad (2.5)$$

Avec :

h est la différence de hauteur entre les niveaux amont et aval

V_1 et V_2 respectivement vitesses moyennes amont et aval (elles peuvent être négligées dans une première approche).

m_n coefficient de débit de l'orifice noyé, Weissbach a indiqué la formule :

$$m_n = 0.986 m_d$$

Avec :

m_d coefficient de débit dénoyé.

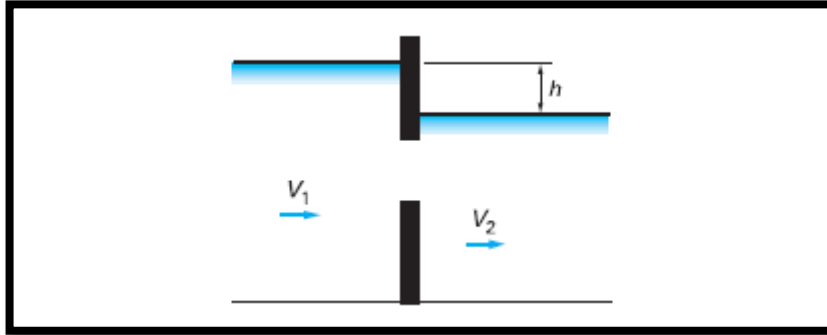


Figure 2.3 : Vue en plan d'un orifice noyé (Joannis et al 2009)

2.2.1.2 Formules de leaping weir

On distingue couramment deux types de forme de leaping Weir les rectangulaire et les paraboliques.

Quelque que soit la forme du leaping weir considérée, les conduites amont et déversé sont circulaires de même diamètre. On rappelle que le leaping weir ne peut être utilisé qu'en torrentiel avec un nombre de Froude supérieur à 1 pour le débit de consigne et pour le débit amont maximal (Joannis 2009).

2.2.1.2.1 Leaping weir rectangulaire

Le calcul de la largeur de l'ouverture dans le radier se fait de la façon suivante (Joannis 2009) :

➤ En phase de dimensionnement

Les paramètres nécessaires sont :

-pour la canalisation amont :

- D(m) diamètre de la canalisation
- Ks coefficient de Strickler
- I(m/m) pente du canal

-pour le déversoir :

- Qseuil débit de consigne du déversoir.

Calcul de la hauteur normal à l'amont h_{seuil}

$$y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D} \quad (2.6)$$

$$\text{Avec } y_{seuil} = 0.926(1 - (1 - 3.11q_{seuil})^{\frac{1}{2}})^{1/2} \text{ et } q_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{KsI^{1/2}D^{8/3}} \quad (2.7)$$

Et pour la limite de validité $y_{seuil} \leq 0.95$

La largeur de l'ouverture peut être calculée avec la relation :

$$La = 2D \left(\frac{h_{seuil}}{D} - \left(\frac{h_{seuil}}{D} \right)^2 \right)^{0.5} \quad (2.8)$$

La longueur de l'ouverture peut être calculée avec la relation :

$$Lo = h_{seuil} Froude \quad (2.9)$$

Avec

$$Froude = \frac{Q_{seuil}}{\sqrt{gDh_{seuil}^4}} \quad (2.10)$$

Et pour contrainte : $0.1 < y_{seuil} < 0.35$

Froude représente le nombre de Froude pour le débit de consigne.

- **En phase de diagnostic** : l'objectif est le calcul du débit de consigne et du débit déversé au débit maximal amont connaissant la largeur et la longueur de l'ouverture.

Le débit de consigne est calculé en utilisant la relation (Joannis 2009) :

$$Q_{seuil} = Ks I^{1/2} D^{8/3} \frac{3}{4} \gamma_{seuil}^2 \left(1 - \frac{7y_{seuil}^2}{12} \right) \quad (2.11)$$

Avec :

$$y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D}; \quad h_{seuil} = \frac{D}{2} \left(1 - \left(1 - \left(\frac{La}{D} \right)^2 \right)^{0.5} \right) \quad (2.12)$$

Le débit conservé est calculé avec la relation :

$$Q_{cons} = 0.61(2gh_{seuil})^{0.5} La Lo - 0.4 \left(\frac{La^3}{Dh_{seuil}^2} \right)^{0.5} Q_{amont\ max} \quad (2.13)$$

2.2.1.2.2 Leaping weir parabolique

- **En phase de dimensionnement**

Le calcul de la largeur de l'ouverture dans le radier se fait de la façon suivante (Joannis 2009) :

Les paramètres nécessaires sont :

-pour la canalisation amont :

D(m) diamètre de la canalisation

Ks coefficient de Strickler

I(m/m) pente du canal

-pour le déversoir :

Qseuil débit de consigne du déversoir.

Calcul de la hauteur normal à l'amont h_{seuil} (Joannis 2009, Salah 2014) :

$$y_{seuil} = \frac{h_{seuil}}{D} \quad (2.14)$$

Avec : $y_{seuil} = 0.926(1 - (1 - 3.11q_{seuil})^{\frac{1}{2}})^{1/2}$ et $q_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{KsI^{1/2}D^{8/3}}$ (2.15)

Et pour la limite de validité $y_{seuil} \leq 0.95$

Calcul de la surface S_{seuil}

$$\frac{S_{seuil}}{D^2} = \frac{4}{3}y_{seuil}^{3/2} \left(1 - \frac{y_{seuil}}{4} - \frac{4y_{seuil}^2}{25}\right) \quad (2.16)$$

Calcul de la vitesse amont pour le débit de consigne :

$$V_{seuil} = \frac{Q_{seuil}}{S_{seuil}} \quad (2.17)$$

Calcul du rayon hydraulique $R_{h.seuil}$

$$\frac{R_{h.seuil}}{D} = 0.40y_{seuil}^{0.80} \quad (2.18)$$

Calcul du coefficient de Boussinesq B_{seuil} :

$$B_{seuil} = \frac{V_{seuil}}{\sqrt{gR_{h.seuil}}} \quad (2.19)$$

Calcul de la hauteur $h_{c.seuil}$:

$$h_{c.seuil} = h_{seuil} \frac{2B_{seuil}^2}{2B_{seuil}^2 + \cos^2 \delta_{am}} \quad (2.20)$$

Avec δ_{am} la pente en radian de la canalisation amont.

Calcul de paramètre défini par :

$$\cos \frac{\beta_{c.seuil}}{2} = \frac{D - 2h_{c.seuil}}{D} \quad (2.21)$$

Calcul de la largeur :

$$La = D \sin \left(\frac{\beta_{c.seuil}}{2} \right) \quad (2.22)$$

Le calcul de la longueur maximale d'ouverture se fait en utilisant les relations suivantes :

-si la pente amont est inférieure à 10% :

$$Lo_{max} = \alpha V_{seuil} \sqrt{\frac{2h_{seuil}}{g}} \quad (2.23)$$

-si la pente amont est supérieure à 10% :

$$Lo_{max} = \alpha V_{seuil} \sqrt{\frac{2h_{seuil}}{g \cos \delta_{am}}} + h_{seuil} \tan \delta_{am} \quad (2.24)$$

Avec $\alpha = 0.95665 + \sqrt{0.001879 + 0.93349 \tan \delta_{am}}$ on peut la tiré de l'abaque annexe 1 (Salah 2014)

δ_{am} Pente amont exprimée en angle.

Dans le repère (x,y) d'origine O, la forme de l'ouverture est défini par :

$$h_x = \frac{D}{2} \left(1 - \left(1 - \left(\frac{2y}{D} \right)^2 \right)^{0.5} \right) \quad (2.25)$$

$$x = L_{o_{max}} \sqrt{1 - \frac{h_x}{h_{seuil}}} \quad (2.26)$$

➤ En phase de diagnostic

L'objectif est le calcul du débit de consigne et du débit maximal amont connaissant la largeur et la longueur de l'ouverture.

Le débit de consigne est calculé en utilisant les relations précédentes mais avec pour inconnue h_{seuil} et Q_{seuil} et pour variables initiales : L_a , L_o et δ_{am} .

Le débit conservé est calculé avec la relation (Joannis 2009, Salah 2014) :

$$Q_{cons} = \varepsilon V_{cons} S_{cons} \quad (2.26)$$

Avec : ε paramètre de correction déterminé par la relation :

$$\varepsilon = 1.00909 + \sqrt{0.10909 \frac{Q_{amint\ max}}{Q_{seuil}} - 0.109008} \quad (2.27)$$

La vitesse conservée est calculée par la relation (Joannis 2009) :

$$V_{cons} = \sqrt{V_{amont\ max}^2 + 2gh_{amont\ max} \cos \delta_{am}} \quad (2.28)$$

Avec $V_{amont\ max}$ $h_{amont\ max}$ calculées en régime permanent et uniforme (relation de Manning Strickler) au débit amont maximal.

On peut alors définir :

$$h_{c.amont\ max} = h_{amont\ max} \frac{2B_{amont\ max}^2}{2B_{amont\ max}^2 + \cos^2 \delta_{am}} \quad (2.30)$$

$$B_{amont\ max} = \frac{V_{amont\ max}}{\sqrt{gR_{h_{amont\ max}}}} \quad \text{et} \quad \frac{R_{h_{c.amont\ max}}}{D} = 0.40 y_{c.amont\ max}^{0.80} \quad (2.31)$$

$$y_{c.amont\ max} = \frac{h_{c.amont\ max}}{D} \quad (2.32)$$

La surface $S_{c.amont\ max}$ peut être calculée à partir de la relation :

$$\frac{S_{c.amont\ max}}{D^2} = \frac{4}{3} y_{c.amont\ max}^{3/2} \left(1 - \frac{y_{c.amont\ max}}{4} - \frac{4y_{c.amont\ max}^2}{25} \right) \quad (2.33)$$

On peut ainsi calculer :

$$V_{c.amont\ max} = \frac{Q_{amontmax}}{S_{c.amont\ max}} \quad (2.34)$$

-si la pente est inférieure à 10% :

$$h_{cons} = \frac{gLo_{max}^2}{2V_{c.amont\ max}} \quad (2.35)$$

-si a pente est supérieure à 10% :

$$h_{cons} = \frac{gLo_{max}^2 \cos \delta_{am}}{2V_{c.amont\ max}^2 + 2Lo_{max}g \sin \delta_{am}} \quad (2.36)$$

On peut alors calculer :

$$S_{cons} = \frac{1}{2} (\theta r_{cons}^2 - La r_{cons} h_{cons}) \quad (2.37)$$

$$r_{cons} = \frac{La^2}{8h_{cons}} + \frac{h_{cons}}{2} \quad et \quad \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{La}{2r_{cons}} \quad (2.38)$$

2.2.2. Formules de déversoir à seuil

2.2.2.1. Déversoir frontal

2.2.2.1.1. Déversoir frontal à seuil haut

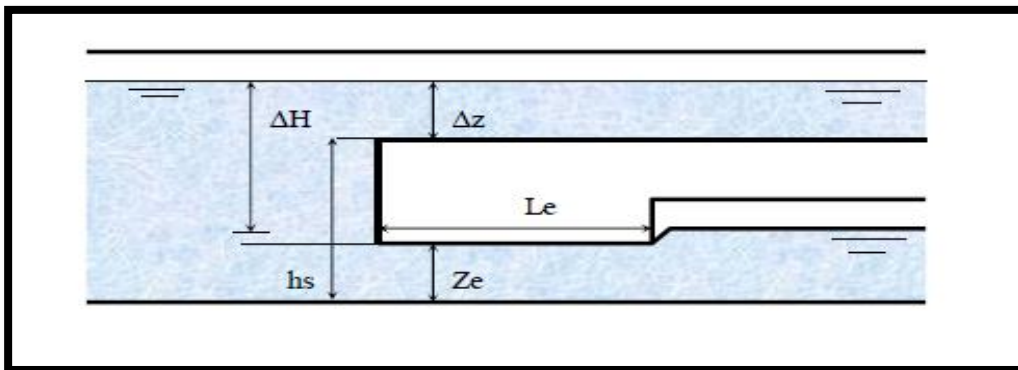


Figure 2.4 : Déversoir frontal à seuil haut (Vazquez et al 2006)

Pour les déversoirs frontaux à seuil haut, c'est principalement la capacité d'évacuation de la conduite aval et la hauteur de crête qui déterminent la quantité de déversement.

Ce type de déversoir a deux modes de fonctionnements hydrauliques différents : dans les conduites amont et déversante, l'écoulement est à surface libre tandis que la conduite principale a un écoulement en charge. Si le débit principal amont est inférieur à la capacité d'écoulement à surface libre de l'étranglement, aucun débit n'est déversé. Sinon, l'étranglement inférieur se met en charge et on peut calculer le déversement de ce type d'ouvrage moyennant les hypothèses suivantes (Joannis 2009):

- le calcul est fait en régime permanent uniforme ou non uniforme pour la conduite aval déversée,
- il y a influence aval de la crête frontale sur la hauteur d'eau à l'amont, c'est-à-dire que le régime dans la conduite amont du déversoir est fluvial,
- la conduite déversante impose la hauteur d'eau au droit de la crête déversante (régime fluvial) (Vazquez et al 2006).

Le débit conservé peut être calculé par la relation suivante (Joannis et al 2009) :

$$Q_{cons} = VeSe = Se \sqrt{\frac{2g(h_s - Ze)R_{he}}{\lambda Le}} \quad (2.39)$$

Avec :

Ze : hauteur de l'étranglement

Le : longueur de l'étranglement

Ve : vitesse moyenne de l'écoulement dans l'étranglement.

R_{he} : rayon hydraulique de l'étranglement.

Se : section de l'étranglement.

λ : Coefficient de pertes de charge linéaires.

h_s : hauteur du seuil par rapport au fond.

g : accélération due à la pesanteur.

Lorsque le déversoir est en fonctionnement, le débit amont est la somme du débit aval et déversé :

$$Q_{amont} = Q_{conservé} + Q_{déversé} \quad (2.40)$$

Lors d'un déversement, l'étranglement est en charge et la perte de charge est la suivante :

$$\Delta H = \frac{\lambda V_e^2 Le}{8gR_{he}} \quad (2.41)$$

Donc

$$Q_{cons} = VeSe = Se \sqrt{\frac{2g\Delta HR_{he}}{\lambda Le}} \quad \text{Et} \quad Q_{déversé} = Q_{amont} - Q_{cons} \quad (2.42)$$

Calcul de Δz à partir de Q_{dev} par Manning-Strickler

2.2.2.1.2. Déversoirs frontaux à seuil bas

On distingue plusieurs cas selon la forme du seuil déversant, la configuration et la contraction éventuelle de la nappe déversant. Il est important de garantir un écoulement fluvial à l'amont du déversoir pour rendre applicable l'ensemble des formules disponibles (Vazquez et al 2006). on distingue les déversoirs à seuils minces avec et sans contraction latéral et les seuils épais (Joannis 2009).

❖ Déversoir frontal à seuil mince sans contraction

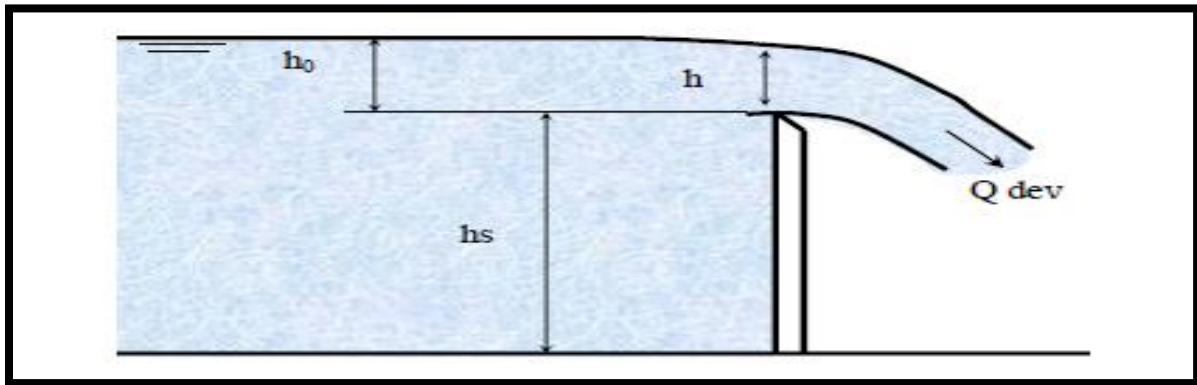


Figure 2.5 : Vue en coupe du déversoir rectangulaire à seuil mince (Vazquez et al 2006)

Il y a plusieurs formules concernant ce type de déversoir.

➤ FORMULE DE POLENI (Vazquez 2006)

$$Q_{dev} = mLh_0\sqrt{2gh_0} \quad (2.43)$$

Avec :

g : accélération de pesanteur (9.81m/s^2)

Q_{dev} : débit déversé

h_0 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil(m).

m : coefficient pondérateur du débit (m_3/s)

V_0 : vitesse à l'amont (m/s) avec $(V_0)^2 \ll h$ vitesse d'écoulement faible.

L : largeur du seuil(m)

h : hauteur de la ligne d'eau par rapport au seuil (m)

h_s : hauteur du seuil

Et m variant suivant différentes hypothèses :

-d'après BAZIN dans le cas d'un canal amont rectiligne de grande longueur avec les limites suivantes(Vazquez 2006) :

$0.008\text{m} < h_0 < 0.70\text{m}$; $L > 4h_0$ et $0.2\text{m} < h_s < 2\text{m}$:

$$m = \left(0.405 + \frac{0.003}{h_0}\right) \left(1 + 0.55 \left(\frac{h_0}{h_0+h_s}\right)^2\right) \quad (2.44)$$

-d'après la SIA (société suisse des ingénieurs et architectes), dans le cas d'un canal de faible longueur , à fond horizontal et dispositif de régulation de vitesse (grilles...) :

$0.025\text{m} < h_0 < 0.80\text{m}$; $L > 0.3\text{m}$; $0.3 < h_s$; $h_0 < h_s$:

$$m = 0.410 \left(1 + \frac{1}{1000h_0 + 1.6} \right) \left(1 + 0.5 \left(\frac{h_0}{h_0 + h_s} \right)^2 \right) \quad (2.45)$$

➤ **Formule de BAZIN**

Pour tenir compte de l'influence de la vitesse V_0 , Bazin remplace h_0 de la formule de Poleni par H_0 tel que :

$$H_0 = h_0 + \alpha \sqrt{\frac{V_0}{2g}} \quad (2.46)$$

Avec $m = 0.418 + 0.012H_0/h_s$ avec pour limites $0.03 < H_0/h_s < 2.5$ et $\alpha = 1$

✚ **Cas des seuils inclinés**

Le seuil dans ce cas est incliné d'un angle i , la théorie de Boussinesq prévoit que le débit que l'on observe est égal au débit que l'on obtient avec le déversoir vertical de même caractéristique multiplié par le coefficient k suivant (Vazquez et al 2006) :

$$Q_{dev} = KmLh_0\sqrt{2gh_0} \quad \text{et } K = 1 - 0.3902(i/180) \quad (2.48)$$

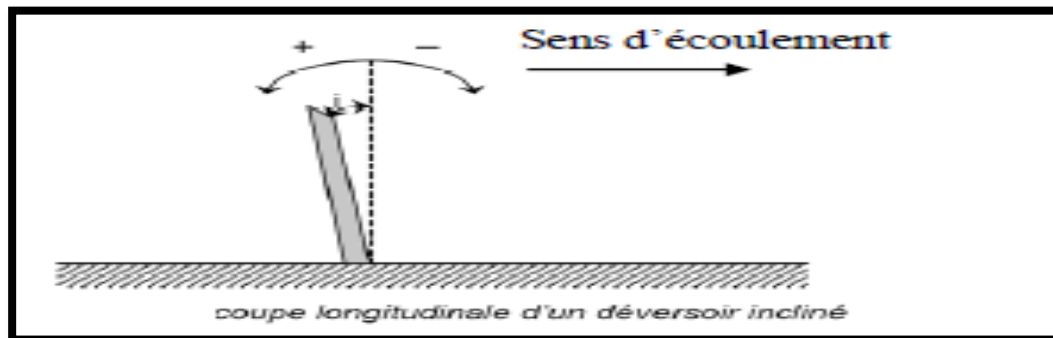


Figure 2.6 : Coupe longitudinale d'un déversoir incliné (Vazquez et al 2006)

Avec i exprimé en degrés, compté positivement si le déversoir est incliné vers l'amont (débit diminué) négativement si l'inclinaison est vers l'aval.

❖ **Déversoir frontal à seuil mince à contraction**

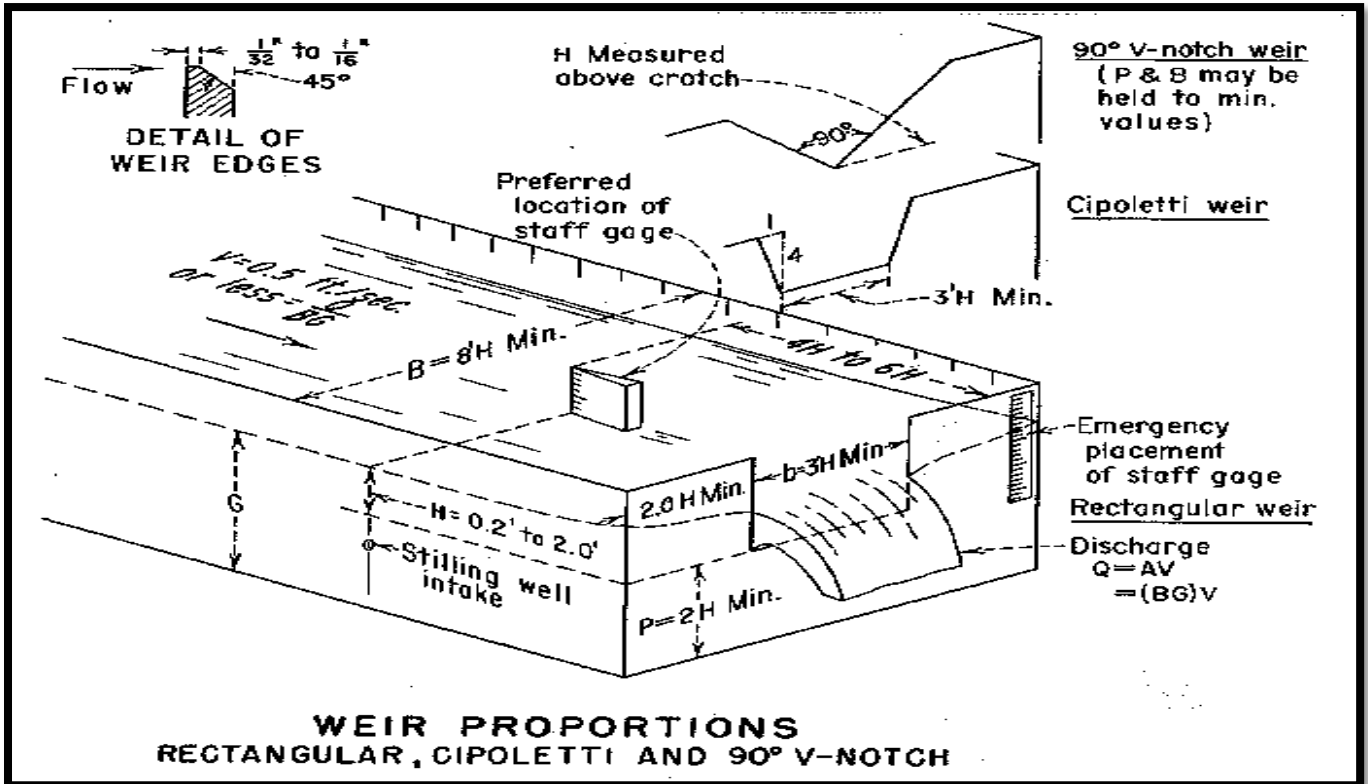


Figure 2.7: propriété du déversoir frontal contracté

La figure ci-dessus donne les normes de construction d'un déversoir frontal à seuil contracté tel que :

- ✓ La largeur du seuil b égal trois fois la hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (H)
- ✓ La largeur de la conduite d'amené B est égal à huit fois la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (H)
- ✓ L'épaisseur supérieure des plaques latérales et de la crête doit être comprise entre 0,03 et 0,08 pouce (in).
- ✓ Tous les déversoirs doivent avoir la même épaisseur pour l'ensemble de limites de la crête de débordement. Si les plaques sont plus épaisses que celles spécifiées dans la condition précédente les bords de la plaque sont ramenées à l'épaisseur requise par chanfreinage du bord aval de la crête et des côtés d'un angle d'au moins 45 degrés à 60 degrés.

Formule de FRANCIS (Vazquez et al 2006)

La détermination du débit déversé à travers un déversoir frontal à seuil mince à contraction ce fait par la formule de Francis donné par l'équation suivante :

$$Q_{dev} = 3.33(L - 0.2h_1)h_1^{3/2} \quad (2.49)$$

Avec :

L : longueur du seuil (pied)

h_1 : hauteur de la ligne d'eau en amont par rapport au seuil (pied)

Les expériences de Francis ont été faites pour des déversoirs longs dont la longueur de crête égale à 3m et la hauteur d'eau en amont varie de 0.12 m à 0.49 m, donc l'équation de Francis est applicable particulièrement à ces déversoirs.

D'autres expériences ont été faites par le bureau of réclamation sur des déversoirs dont la longueur de crête est égale à 0.15m ; 0.30m ; et 0.61 m, montrent que l'équation applique également assez bien à des longueurs de crête plus courts, à condition que la hauteur d'eau sur le déversoir est inférieure à un tiers de la longueur du déversoir.

On peut également déterminer le débit déversé à partir du tableau (2.1) en annexe

❖ **Déversoir frontal à seuil épais**

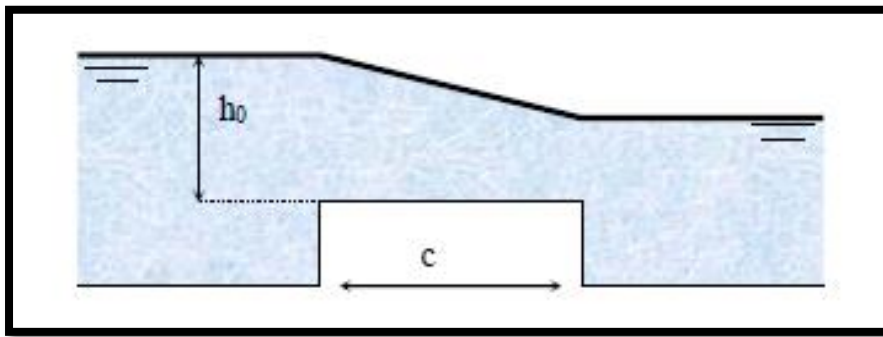


Figure 2.8 : deversoir frontal à seuil épais (Vazquez et al 2006)

Pour le calcul des seuils épais, la relation de BAZIN est couramment utilisée (Joannis 2006) :

$$Q_{dev} = 0.385Lh_0\sqrt{2gh_0} \quad (2.53)$$

Avec : L(m) largeur du seuil.

On peut également utiliser la formule de RAO et SHULKA

$$Q_{dev} = mLh_0\sqrt{2gh_0} \quad (2.54)$$

En calculant m par interpolation linéaire à partir des valeurs citées dans le tableau (2.1):

Tableau 2.1 : valeur de m par interpolation

h_0	M
$h_0 > 0.08c$	0.66 (0.265+0.011 h_0/c)
$c > h_0 > 0.08c$	0.66 (0.290+0.027 h_0/c)
$1.60 > h_0 > c$	0.66 (0.318+0.033 h_0/c)
$h_0 > 1.60c$	0.66 (0.36+0.044 h_0/c)

2.2.2. Déversoir latéral

2.2.2.1. Déversoirs latéraux à seuil bas

Dans ce type de déversoir le régime d'écoulement peut être fluvial ou torrentiel. La formule générale pour le calcul du débit déversé par un déversoir latéral est identique à celle du déversoir frontal (Yared 2003) :

$$Q = C_d L \sqrt{2gh}^{3/2} \quad (2.55)$$

La valeur de la charge h prise en compte dans cette équation varie suivant les auteurs. Ça peut être la charge en amont ou en aval du déversoir ou la moyenne des deux. Le coefficient de débit C_d varie en fonction de la vitesse, de la hauteur de la crête du déversoir, du rapport du débit déversé avec le débit dans le canal principal [Hager 1987].

➤ Formule d'UYUMAZ et MUSLU

La formule suivante est valable dans le cas d'un régime d'écoulement fluvial dans un déversoir dont la canalisation amont est circulaire (Joannis 2009):

$$Q = C_d L \sqrt{2gh_m}^{3/2} \quad (2.56)$$

Avec :

$$h_m = \frac{h_{am} + h_{av}}{2} \quad (2.57)$$

Et

$$C_d = 0.40 + 0.01 \frac{L}{D} - 0.188 \frac{F_0^2}{\left(\frac{L}{D}\right)} \quad (2.58)$$

Si $0.24 < W/D < 0.56$; $1 < L/D < 3.4$ et $F_0 < 2$

Avec L : la longueur du déversoir.

H_{av} : hauteur de la ligne d'eau à l'aval par rapport au seuil.

H_{am} : hauteur de la ligne d'eau à l'amont par rapport au seuil.

D : diamètre du collecteur amont.

F_0 : nombre de Froude à l'amont.

W : hauteur de pelle (égale à la hauteur de crête de déversoir par rapport au radier amont).

➤ Formule de DOMINGUEZ

Quel que soit le régime d'écoulement dans le déversoir, le débit déversé est donné par la formule suivante (Joannis 2009) :

$$Q_{\text{déversé}} = m \varphi L h \sqrt{2gh} \quad (2.59)$$

Avec m : coefficient dépendant des caractéristiques de déversoir (le type de crête et la charge moyenne), m peut être pris égal aux valeurs données dans le Tableau (2.2).

Tableau 2.2: les valeurs de m

Charge moyenne(m)	0.10	0.15	0.20	0.30	0.50	0.70
Crête mince, nappe libre	0.370	0.360	0.355	0.350	0.350	0.350
Crête épaisse et arrondie	0.315	0.320	0.320	0.325	0.325	0.330
Crête épaisse à arêtes vives	0.270	0.270	0.273	0.275	0.276	0.280

La détermination du coefficient φ nécessite la connaissance des caractéristiques de l'écoulement. Pour cela on introduit un coefficient k qui s'exprime par :

- h_0 : Charge à l'amont du déversoir
- h_1 : Charge à l'aval du déversoir
- $k < 1$, le régime d'écoulement est fluvial
- $k > 1$, le régime d'écoulement est torrentiel

Tableau 2.3: Valeurs de coefficient φ

Régime fluvial $K = (h_{am}/h_{av}) < 1$	Régime torrentiel $K = (h_{am}/h_{av}) > 1$	φ
0	∞	0.400
0.05	20	0.417
0.1	10	0.443
0.2	5	0.491
0.3	3.33	0.543
0.4	2.50	0.598
0.5	2	0.659
0.6	1.67	0.722
0.7	1.43	0.784
0.8	1.25	0.856
0.9	1.11	0.924
1.0	1.0	1.0

➤ **Formule de Gisonni et Hager**

Cette formule est valable dans le cas des déversoirs latéraux courts (Joannis 2009) :

$$Q_{dév} = C_{da} \sqrt{2g} h_{am}^{1.5} L \quad (2.60)$$

$$C_{da} = 1 + \frac{LF_0^2}{2D} \quad (2.61)$$

Avec

h_{am} : hauteur de la ligne d'eau à l'amont par rapport au seuil.

F_0 : nombre de Froude à l'amont.

L : longueur de déversoir.

Cette relation est valable pour les écoulements torrentiels avec un nombre de Froude inférieur à 3.

2.2.2.2. Déversoirs latéraux à seuil haut

À la différence des déversoirs à crête basse, les déversoirs à crête haute sont des ouvrages qui nécessitent une longueur de crête plus courte mais la présence d'une conduite aval étranglée. Cependant, leur construction est en général recommandée car l'excès de débit conservé pour les fortes pluies est en général faible et la présence d'un seuil élevé empêche l'entrée des eaux de l'émissaire dans le réseau. Il existe plusieurs recommandations de construction en ce qui concerne la conduite aval étranglée :

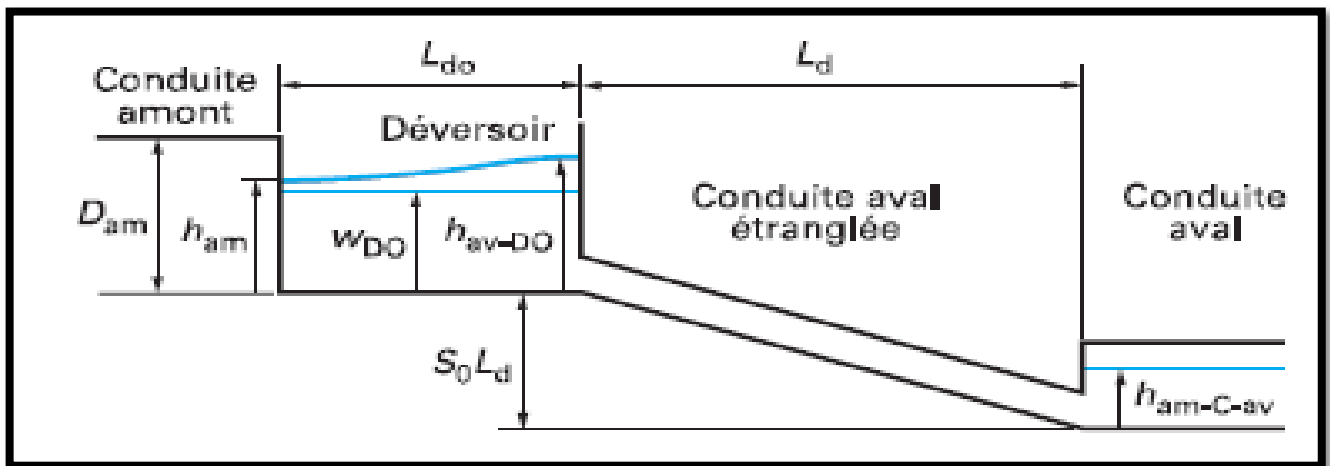


Figure 2.8 : déversoir latéral à crête haut (Joannis et al 2009)

- le diamètre : $200 \leq D_d \leq 500$ mm On recommande de prendre D_d deux classes en dessous du diamètre de la conduite aval.
- la longueur : on conseille de prendre une conduite inférieure à 100 m mais telle que le rapport de la longueur sur le diamètre soit supérieur à 20.
- la pente : elle doit vérifier :

$$S_0 \leq \frac{1}{80} \left(\frac{L_d}{D_d} + 20 \right) \quad (2.62)$$

Ce qui permet d'être en charge sur toute la conduite et d'éviter une partie à surface libre au début de la conduite.

Le fonctionnement hydraulique d'un déversoir à crête haute est régi par la conduite aval étranglée. Le régime fluvial est imposé à l'extrémité aval de la crête du déversoir. La conduite aval doit être à surface libre. Deux cas sont possibles :

- si le régime est torrentiel dans cette conduite, il y a pilotage amont et on choisit comme condition à la limite $h_{am-c-av} = D_d$ (diamètre de la conduite étranglée).
- si il est fluvial, le pilotage se fait par l'aval et on prend $h_{am-c-av}$ égal à la hauteur normale dans la conduite aval.

Le débit conservé peut être calculé en utilisant la relation :

$$Q_{\text{conservé}} = S_d \left(\frac{h_{av-DO} - h_{am-c-av} + S_0 L_d}{\frac{\xi}{2g} + \frac{L_d}{K_{s-d}^2 R_h^{4/3}}} \right)^{0.5} \quad (2.63)$$

Avec

$H_{av,DO}$: hauteur d'eau à l'aval du déversoir.

$H_{am-c-av}$: hauteur d'eau à l'aval de la canalisation aval

S_0 : pente de la canalisation étranglée.

L_d : longueur de la canalisation étranglée

K_{s-d} : rugosité de Strickler de la canalisation étranglée

S_d : section de la canalisation étranglée

R_h : rayon hydraulique de la canalisation étranglée

ξ : Coefficient de perte de charge singulière au passage entre le déversoir et la canalisation étranglée, ce coefficient peut être évalué en utilisant le tableau(2.4) suivant :

Tableau 2.4: coefficient de perte de charge singulière

$(H_{av-DO})/D_d$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	5.0
ξ	0.40	0.75	0.95	1.10	1.15	1.20	1.35	1.45

Le débit déversé peut être calculé en utilisant les formules suivantes :

$$Q_{\text{déversé}} = g^{0.5} D_{am} h_{av-DO}^{1.5} 0.2 \left(\frac{h_{\text{conservé}}}{h_{av-DO}} + 2 - 3 \frac{W_{DO}}{h_{av-DO}} \right)^{1.5} \left(\frac{1 - \frac{W_{DO}}{h_{av-DO}}}{5 - 2 \frac{h_{am}}{h_{av-DO}} - 3 \frac{W_{DO}}{h_{av-DO}}} \right)^{0.5} \frac{n^* c_w L_{DO}}{D_{am}} \quad (2.64)$$

$$\frac{h_{am}}{h_{av-DO}} = 1 - \frac{(Q_{\text{conservé}} - Q_{\text{déversé}})^2}{2g D_{am}^2 h_{av-DO}^3} \quad (2.65)$$

Avec :

D_{am} : diamètre de la canalisation amont.

h_{am} : hauteur d'eau dans la canalisation amont

W_{DO} : hauteur de crête au milieu du déversoir.

n^* : nombre de crête déversantes

c_w : vaut 1 pour les crêtes minces et 0.8 pour les crêtes épaisses

L_{DO} : longueur de la crête du déversoir.

CONCLUSION

Dans ce chapitre c'est la partie formule qui a été abordé, et vu la diversité des déversoirs d'orage les formules l'étaient aussi même au sein du type on trouve plusieurs auteurs sachant que la différence réside dans le coefficient de débit.

Chapitre 3

INTRODUCTION

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre (Lamraoui 2009) et décrire en détail le fonctionnement d'un réseau (SIARA 2008), donc la simulation a pour but de faire vivre un système. (LIPEME 2004). On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste (Zug et Vazquez 2010).

En assainissement urbain, pour s'approcher au mieux à la réalité des phénomènes hydrauliques produits au niveau d'un déversoir d'orage dans un système d'assainissement, plusieurs logiciels sont disponibles tel que CANOE (modèle Français), MOUSE (modèle danois) et SWMM (modèle américain) et calDO.

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués :

- d'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié,
- d'un ensemble de relations mathématiques Barrée de Saint-Venant et l'équation de Hager

Dans notre étude on a choisi de simuler le réseau d'assainissement de la cite Sidi BOUMAAZA et Polyclinique de la ville BOU ISMAIL willaya de TIPAZA à l'aide du logiciel SWMM et calDO.

3.1 LES ÉQUATIONS DE BARRÉE DE SAINT-VENANT ET HAGER

➤ Barrée de Saint-Venant

Les équations de Barrée de Saint Venant (1797-1886) décrivent les écoulements non permanents à surface libre, unidimensionnels (Chocat 1997). Les équations de Barrée de S^{nt} - V^{nt} sont issues de deux principes fondamentaux de la mécanique classique (le principe de conservation de la masse et le principe de conservation de la quantité de mouvement) (calDO 2005). La résolution de ces équations permet de définir, selon l'abscisse x de l'écoulement, les variations temporelles de la ligue d'eau et des débits (Chocat 1997).

Le principe de conservation de la masse :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = Q_{dév} \quad (3.1)$$

Le principe de conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{S} + gI_1 \right)}{\partial x} = gI_2 + gS(S_0 - S_f) + \frac{QQ_{dév}}{S} \quad (3.2)$$

Avec :

Q : débit à l'abscisse x ,

A : section mouillée à l'abscisse x,
 I_1 : terme de pression hydrostatique,
 I_2 : terme de la force de pression,
 S : frottements,
 g : gravité,
 x : abscisse,
 S_0 : Pente du déversoir,
 $Q_{\text{dév}}$: débit déversé par unité de longueur.

S_f : Correspond aux pertes de charges dues aux frottements sur les parois du collecteur. Sa valeur est obtenue par des relations de nature empiriques dont la plus utilisée est la relation de Manning-Strickler donnée par :

$$S_f = \frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{4/3}} \quad (3.3)$$

Avec :

K : coefficient de Manning Strickler
 R_h : rayon hydraulique.

Et $Q_{\text{dév}} = \frac{dQ}{dx}$: la variation de débit dans la direction longitudinale.

➤ Équation de Hager

Les travaux de Hager, ont notamment permis d'étendre la formule générale de Poléni qui a été bâtie pour les déversoirs frontaux. Ainsi, prenant en compte les effets du déversement latéral, Hager introduit différents coefficients traduisant l'effet de :

- la pente de fond du déversoir,
- la vitesse latérale (u),
- la direction de la vitesse latérale (Φ),
- l'effet d'un entonnement éventuel dans le déversoir.

Ainsi, la loi de déversement générale de Poléni a été réécrite sous la forme :

$$\frac{dQ}{dx} = -\frac{3}{5} n^* c \sqrt{gH^3} (g-w)^{3/2} \omega_u \omega_\Phi \quad (3.4)$$

Avec :

c : Coefficient de forme du déversoir (c=1 dans le cas où le déversoir a une paroi mince). Pour d'autres formes de déversoirs (seuil épais, crête arrondie), c'est défini en fonction de la géométrie de la crête,

H : Énergie spécifique,

n^* : $n^*=1$ pour une crête déversante et 2 pour deux crêtes déversantes,

h : tirant d'eau,

w : hauteur de crête,

$y = h/H$: Variable adimensionnelle de hauteur d'eau,

$W = w/H$: Variable adimensionnelle de hauteur de crête,

ω : Terme correctif à la loi de Poléni associé à la vitesse latérale,

ω_{ϕ} : Terme correctif à la loi de Poléni associé à la direction de la vitesse latérale, à un éventuel entonnement θ et à la pente de fond du déversoir,

L'équation de Hager sous sa forme finale avec l'expression de $Q_{dév}$ (débit sortant par unité de longueur) est alors la suivante :

$$Q_{dév} = \frac{dQ}{dx} = \frac{3}{5} n^* c \sqrt{gH^3} (y - W)^{3/2} \left(\frac{1-W}{3-2y-W} \right)^{1/2} \left(1 - (\theta + S_0) \left(\frac{3(1-y)}{y-W} \right) \right)^{1/2} \quad (3.5)$$

La résolution de ces équations fait appel aux plusieurs méthodes classiques tel que la méthode des caractéristiques et les méthodes aux différences finies. L'algorithme de résolution retenu dans CalDo, met en œuvre un schéma numérique aux volumes finis explicite de type TVD (Total Variation Diminishing) capable de prendre en compte et de localiser correctement les discontinuités en régime transitoire.

3.2 PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

➤ La cité dite Sidi Boumaaza

La cité de Sidi Boumaaza est située à l'Ouest de la ville de Bou Ismail. Elle est limitée :

- ✓ par la mer méditerranée au Nord.
- ✓ par l'établissement du CEM à l'Est.
- ✓ par un terrain agricole à l'Ouest.

➤ Lotissement polyclinique

Le lotissement polyclinique est situé au Nord de la ville de Bou Ismaïl, limité :

- ✓ par la mer méditerranée au Nord.
- ✓ par la route nationale N°11 au Sud.
- ✓ par l'avenue Colonel CHABOU à l'Est.
- ✓ Par la rue DIDOUCHE Mourad à l'Ouest.

Le périmètre d'étude dispose d'un réseau de type unitaire formé de collecteurs, de section circulaire avec des diamètres variant entre 800 et 1500. Le transit des eaux pluviales et usées se fait dans la direction Sud-Nord en aval des exutoires et se déverse directement dans la mer (Benaouda 2011). Ce réseau comporte deux déversoirs d'orage le premier de type frontal et le deuxième de type latéral.

Le déversoir d'orage N°1 (frontal) placé à une cote de terrain de 3.66m, à l'aval du collecteur principal, draine le sous bassin n°02. Il est chargé de déverser les pointes de ruissellement provenant des sous bassins 01 et 02 et d'évacuer les eaux usées avec une double dilution vers une bache qui est à l'amont d'un aéro-éjecteur. Ce déversoir est caractérisé par une hauteur de crête égale à 0.5m et une largeur de 2.13m. Le déversoir d'orage N°2 (bilatéral) placé à une cote de terrain de 4.45m, au milieu de l'intercepteur, ce déversoir est caractérisé par une largeur de 11.5m et une hauteur de crête de 0.6m.

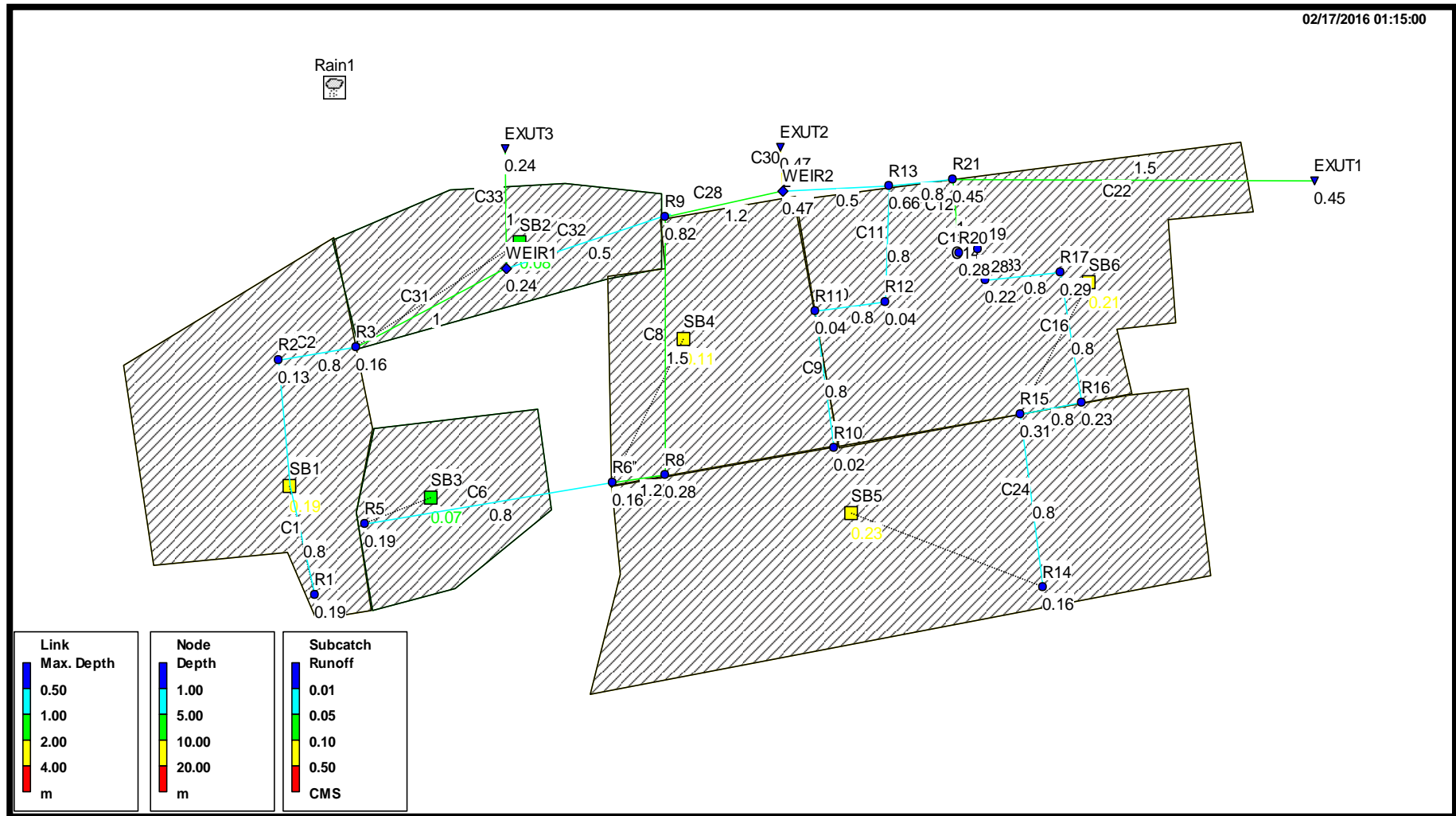


Figure 3.1 : schéma du réseau d'assainissement de la zone d'étude

3.3 MODÉLISATION DU FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D'ORAGE PAR SWMM

3.3.1 Présentation du logiciel SWMM

Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model, prononcé SWIM) est le logiciel le plus utilisé en Amérique du Nord pour l'analyse des réseaux d'égouts. Il a été développé à partir de 1971 par l'US EPA (Environmental Protection Agency) (Gilles 2015). En collaboration avec un groupe de recherche situé à l'université de Floride et à l'université de L'État d'Oregon (Boud 2008).

Ce programme permet la simulation du comportement des eaux pluviales tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif. Il est particulièrement bien adapté au bassin urbain pour le calcul des réseaux d'assainissement simples ou complexes et s'applique soit pour des événements ponctuels ou pour des simulations continues (Boud 2008).

Tous les aspects hydrauliques qu'on retrouve dans un réseau urbain peuvent être simulés à l'aide du logiciel SWMM (Gilles 2015). L'écoulement est transporté dans des conduites ou chenaux prédéfinis sur la base des équations Barrée de St-Venant (Boud 2008).

3.3.2 Capacité de SWMM

SWMM permet :

- de manipuler des réseaux de taille illimitée ;
- d'utiliser une grande variété de conduite à section standard ainsi que des canaux naturels ;
- de modéliser des ouvrages hydrauliques tels que des unités de rétention/traitement, des pompes, des ouvrages de diversions, des déversoirs et des orifices ;
- d'utiliser l'onde cinématique ou l'onde dynamique comme méthode de routage ;
- d'appliquer des écoulements externes tels que des débits d'eaux usées par temps sec ;
- de simuler le fonctionnement des pompes, orifices et déversoirs en fonction de lois définies par l'utilisateur.

3.3.3 Modèle de simulation

Trois modèles de transfert disponibles dans SWMM correspondent à différents degrés de simplification utilisés dans la résolution numérique des équations de Barré de Saint Venant :

- Steady Flow Routing : Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme
- Kinematic Wave : Modèle de l'onde cinématique
- Dynamic Wave : Modèle de l'onde dynamique

Dans notre cas on s'intéresse au modèle de l'onde dynamique et au Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme.

- ❖ **Modèle dynamique** : il résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis, Ce modèle permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés et les réseaux comportant des diffluences (Telliez 2010).
- ❖ **Modèle de translation simple en régime uniforme** : Modèle le plus simple possible qui considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme.

3.3.4 Modèle d'infiltration

Trois modèles d'infiltration sont disponibles dans SWMM sont les suivants :

- Modèle d'infiltration de Green Ampt
- Modèle d'infiltration d'Horton
- Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS.

Dans la présente simulation on va utiliser le modèle de Curve Nombre de SCS, mis au point par le Service de la Conservation de Sols des USA, ce modèle relie le cumul de ruissellement à l'exutoire du BV $Q(t)$ au cumul de la pluie brute $P(t)$, par l'équation suivante (Telliez 2010) :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (3.6)$$

Avec :

- Q : Écoulement cumulé ou pluie nette (en mm).
- P : Précipitation cumulée ou pluie brute (en mm)
- I_a : Perte initiale (en millimètres).
- S : Perte maximale potentielle (en mm).

Après avoir effectué de nombreuses expériences, le SCS a proposé une relation empirique supplémentaire liant les pertes initiales aux pertes maximales potentielles (Musy 1998) :

$$I_a = 0.2S \quad (3.7)$$

Donc l'équation 7 s'écrit :

$$Q = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad (3.8)$$

En fonctions des conditions d'humidité, du type et d'utilisation du sol, le SCS a introduit un paramètre sans dimensions nommé CN (Curve Nombre) (Muzy 1998) donné par la relation suivantes :

$$CN = \frac{25400}{S+254} \quad (3.9)$$

Les valeurs de CN sont données dans le tableau (3.2) annexe (2) pour des conditions normales d'humidité du sol (d'après Chow 1988).

Dans notre cas, le sol est de type D(tableau (3.1)annexe 2) (d'après la géologie du site) et d'après le plan d'urbanisme notre zone d'étude est une zone résidentielles, donc on prend CN égal à 91

Les caractéristiques des collecteurs, des regards et les sous bassins sont citées dans les tableaux (3, 4, 5) annexe (3).

Parmi les données nécessaire pour la simulation l'intensité de pluie, dans notre cas on a utilisé une intensité de pluie de duré 15 minute de période de retour 10 ans, le graphique suivant représente la courbe intensité duré fréquence.

Figure 3.2: identification de la station de KOLEA

station	code	X (Km)	Y(Km)	Z(m)	Nobre d'observation	Période d'observation
KOLEA	021233	653.3	382.9	/	29	1981-2010

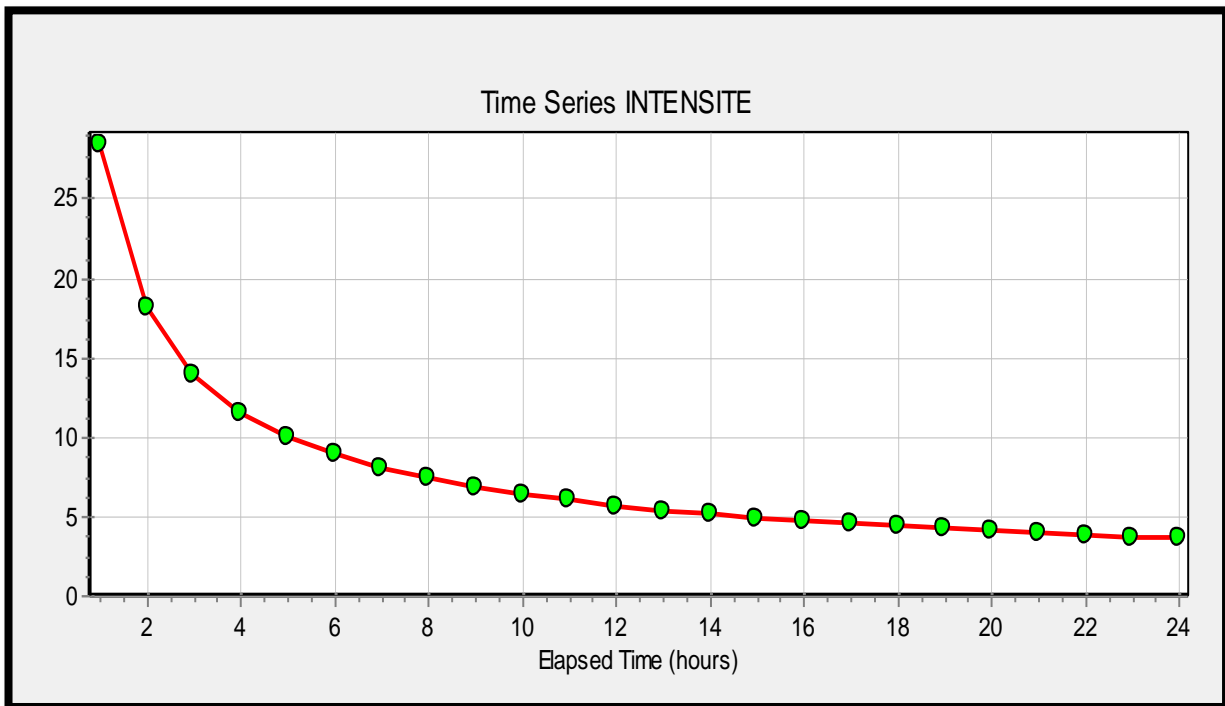


Figure 3.2: intensité de pluie de duré 15 min et période de retour 10 ans

3.3.5 Simulation et visualisation des résultats

3.3.5.1 Cas du modèle de l'onde dynamique

Après avoir introduire les données nécessaires pour lancer la simulation, Le logiciel SWMM a ressorti un certain nombre de défaillances qu'on peut les résumer comme suit :

- L'existence d'une mise en charge au niveau des collecteurs C32 (aval de premier déversoir d'orage), C28 et C29 amont et aval respectivement de deuxième déversoir et C21,
- La variation du régime d'écoulement du régime torrentiel au régime fluvial ce qui montre l'apparition d'un ressaut hydraulique au niveau des déversoirs.

3.3.5.2 Cas du modèle de translation simple en régime uniforme

La simulation du réseau dans le cas d'un régime uniforme a ressorti les résultats suivants :

- Mise en charge dans les mêmes collecteurs (C32, C28, C29, C21).
- Un nombre de débordement au niveau des regards R9 et R13.

Les tableaux descriptifs des différents résultats de la simulation ainsi que les profils en long des collecteurs contenant les hauteurs d'eau sont données dans l'annexe(4).

Le tableau suivant donne un descriptif des débits ; vitesse et nombre de Froude ainsi que le régime d'écoulement dans les différents tronçons des collecteurs.

Tableau 3.6: Tableau descriptif des débits maximums, vitesse, nombre de Froude, régime d'écoulement et des observations

modèle de l'onde dynamique					modèle de translation simple en régime uniforme		
Collecteurs	débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	froude	régime d'écoulement	débit (m ³ /s)	vitesse (m/s)	observations
C1	0.456	3.49	2.43	torrentiel	0.46	3	
C2	0.464	4.03	2.91	torrentiel	0.468	4.66	
C31	0.709	3.87	2.46	torrentiel	0.715	4.74	
C32	0.042	1.64	0.3	fluvial	0.075	2.75	en charge
C28	2.187	3.08	1.28	torrentiel	1.604	1.42	en charge
C29	0.086	0.51	0.04	fluvial	0.143	0.73	en charge
C21	0.665	2.3	0.7	fluvial	0.352	0.7	en charge
C22	1.865	3	1.47	torrentiel	1.613	2.88	
C12	1.226	3.09	1.31	torrentiel	1.229	3.76	
C13	1.195	3.66	1.97	torrentiel	1.197	3.65	
C14	1.168	4.15	2.35	torrentiel	1.17	4.94	
C16	1.129	4.11	2.18	torrentiel	1.131	4.86	
C10	0.008	0.97	1.68	torrentiel	0.008	0.97	
C11	0.012	0.06	0.03	fluvial	0.012	1.14	
C23	1.146	4.4	2.4	torrentiel	1.148	3.78	
C24	0.564	2.45	1.36	torrentiel	0.565	4.13	
C25	1.117	3.88	2.01	torrentiel	1.119	3.32	
C8	1.349	2.99	0.88	fluvial	1.351	5.05	
C9	0.004	0.71	1.41	torrentiel	0.004	0.84	
C30	2.164	3.34	1.75	torrentiel	1.209	2.82	
C6	0.181	1.08	0.64	fluvial	0.182	1	
C7	0.477	2.31	1.17	torrentiel	0.479	2.66	
C33	0.735	3.37	2.17	torrentiel	0.233	2.42	

Le tableau ci-dessous donne les résultats de la simulation dans les déversoirs d'orage

Tableau 3.7 : résultats de la simulation par les deux modèles

DO	modèle de l'onde dynamique		modèle de translation simple en régime uniforme		observations
	Q conservé	Q déversé	Q conservé	Q déversé	
DO1	0.042	0.735	0.075	0.233	collecteur aval en charge
DO2	0.665	2.164	0.352	1.209	collecteur aval en charge

3.3.6 Comparaison entre les deux simulations

Les simulations par les deux modèles ont montré l'insuffisance des collecteurs à évacuer l'ensemble des eaux pluvial et usées. Ces insuffisances sont concentrées sur les collecteurs : C32 collecteur à l'aval du premier déversoir, C28 et C29 collecteurs amont et aval respectivement du deuxième déversoir et le collecteur C21, Mais avec une différence faible dans les débits à transiter par ces collecteurs tel que l'écart quadratique total est de 14.59%. Sur la figure ci-dessous on a une comparaison entre les débits maximum obtenu par la simulation par le modèle de l'onde dynamique et la simulation par le modèle de translation simple en régime uniforme.

On remarque qu'au niveau des collecteur C32 et C29 qui représente les collecteurs à aval des déversoirs d'orage , le débit donné par le modèle de translation simple en régime uniforme est plus important que celui obtenu par le modèle de l'onde dynamique, tel que l'erreur dans le collecteur C32 est de 97% et dans le collecteur C29 est de 40%.

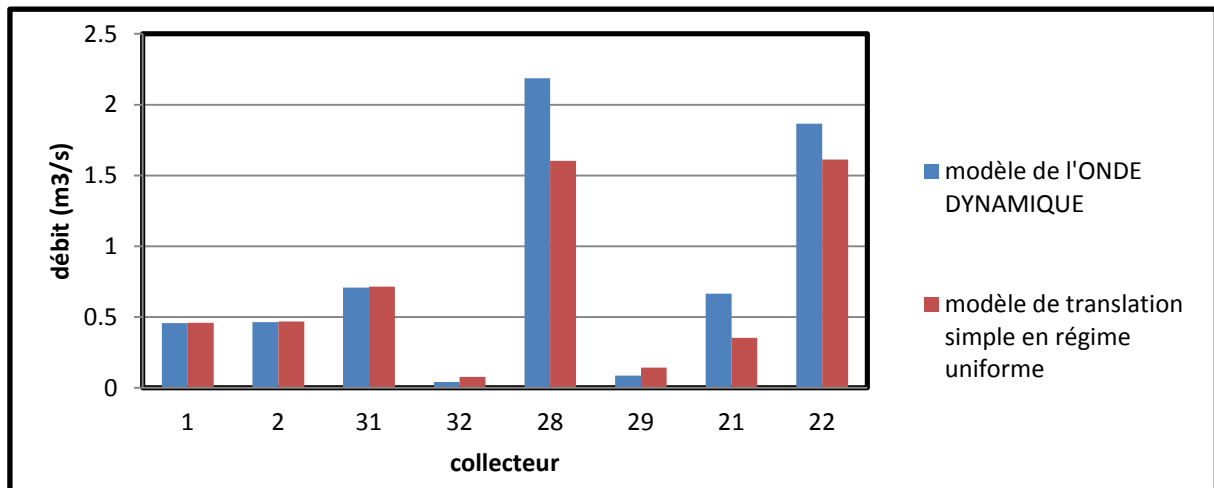


Figure 3.3: comparaison entre les deux modèles de simulation

3.4 MODÉLISATION DU FONCTIONNEMENT DES DÉVERSOIRS D'ORAGE PAR CALDO

3.4.1 Présentation du logiciel de calcul des déversoirs latéraux calDO

Le logiciel CalDO est développé par l'ENGEES et Anjou Recherche – Veolia Water, peut décrire le fonctionnement et le diagnostic hydraulique des déversoirs d'orage dits à seuils latéraux. En introduisant les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (hauteur de crête, longueur,...) ainsi que les caractéristiques des conduites amont et aval, le logiciel **Cal Do** est capable de fournir le débit déversé en fonction du débit amont, la ligne d'eau le long de la crête déversante, la courbe de fonctionnement du déversoir ainsi que son débit de référence (cal DO 2005).

Trois phénomènes sont simulés par le logiciel **calDO** sont les suivantes :

- la propagation des débits dans l'entité par la résolution des équations de Barrée de Saint Venant,
- le calcul des débits déversés au droit du ou des seuils par le couplage des équations de Barrée de Saint Venant et d'une équation locale de déversoir latéral déterminée par Hager
- la prise en compte des phénomènes de mise en charge et des phénomènes d'influence aval due à la vanne.

3.4.2 Étape de la modélisation à l'aide du calDO

Après la saisie des données d'entrées tableaux (6 et 7), la modélisation passe par trois étapes, diagnostic avant calcul, calcul et diagnostic après calcul.

3.4.2.1 Diagnostic avant calcul

Le diagnostic avant le calcul permet de donner les caractéristiques hydrauliques des conduites amont et aval (débit à pleine section en régime permanent et uniforme, régime d'écoulement...) ainsi que sur les caractéristiques géométriques du déversoir. Un graphique permet d'illustrer l'évolution du régime d'écoulement en fonction du débit au régime permanent et uniforme, il représente en ordonnée le Nombre de Froude et en abscisse le rapport Débit/Débit maximal (calDO 2005).

Ce diagnostic hydraulique et géométrique est présenté en trois parties :

- Diagnostic « courant » : donne la variation de la section mouillée, périmètre mouillée, largeur mouillée et rayon hydraulique en fonction du tirant d'eau.
- Diagnostic « expert » : donne l'évolution du débit, de la vitesse en fonction de la hauteur normale, du débit en fonction de la hauteur critique, du Froude en fonction du débit normal et, enfin de la pente critique.
- Diagnostic « mise en mouvement potentielle de dépôts en conduite » : ce diagnostic indique si l'écoulement aurait tendance à mettre en suspension ou à déposer les particules en fonction du tirant d'eau sélectionné

3.4.2.2 Calcul

Le calcul permet de déterminer la ligne d'eau, l'évolution de la vitesse ainsi que celle du débit sur l'ensemble de l'ouvrage (conduites et déversoir), de calculer le débit aval et déversé en fonction du débit amont (calDO 2005). Les paramètres de calcul sont mentionnés dans le tableau(8).

3.4.2.3 Diagnostic après calcul

Le diagnostic après calcul permet de visualiser l'ensemble des calculs réalisés précédemment (débits déversés, lignes d'eau,...), de visualiser la courbe de fonctionnement du déversoir et de la « modéliser » sous forme de polynôme, et, enfin de calculer le débit de référence de l'ouvrage (calDO 2005).

➤ **Les données d'entrées**

Les tableaux ci-dessous donnent les caractéristiques des collecteurs amont et aval et celle du déversoir d'orage nécessaires pour la modélisation par calDO.

Tableau 3.8: Les caractéristiques du Collecteur amont et aval

paramètre	Collecteur amont	Collecteur aval
Diamètre(m)	1.2	0.5
Débit(l/s)	2840	1506
Pente (%)	1.83	0.67
Rugosité Ks	60	60
Longueur(m)	135.9	138.8

Tableau 3.9 : Les caractéristiques du déversoir

Hauteur du seuil (m)	0.605
Pente de la crête amont(%)	0
Rugosité	60
Longueur (m)	11.5
Pente du radier (%)	1.8
Nombre de crête	2

Tableau 3.10 : Les paramètres de calcul

Débit (l/s)	2840
Le nombre de calcul	10
Le nombre d'itérations	5000
La précision sur la convergence(%)	Précision élevé (5%)
La précision sur la ligne d'eau	Précision élevé (20 tronçons)

3.4.3 Simulation et visualisation des résultats

3.4.3.1 Diagnostic avant calcul

La figure (3) montre que : Le régime d'écoulement dans la conduite amont est torrentiel jusqu'à 92% du débit maximum et il devient fluvial, Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial (Lencastre 1995 ; Buyer 2002), donc dans notre cas il y a risque d'apparition d'un ressaut hydraulique dans la conduite amont.

Le régime d'écoulement dans la conduite aval est entièrement fluvial.

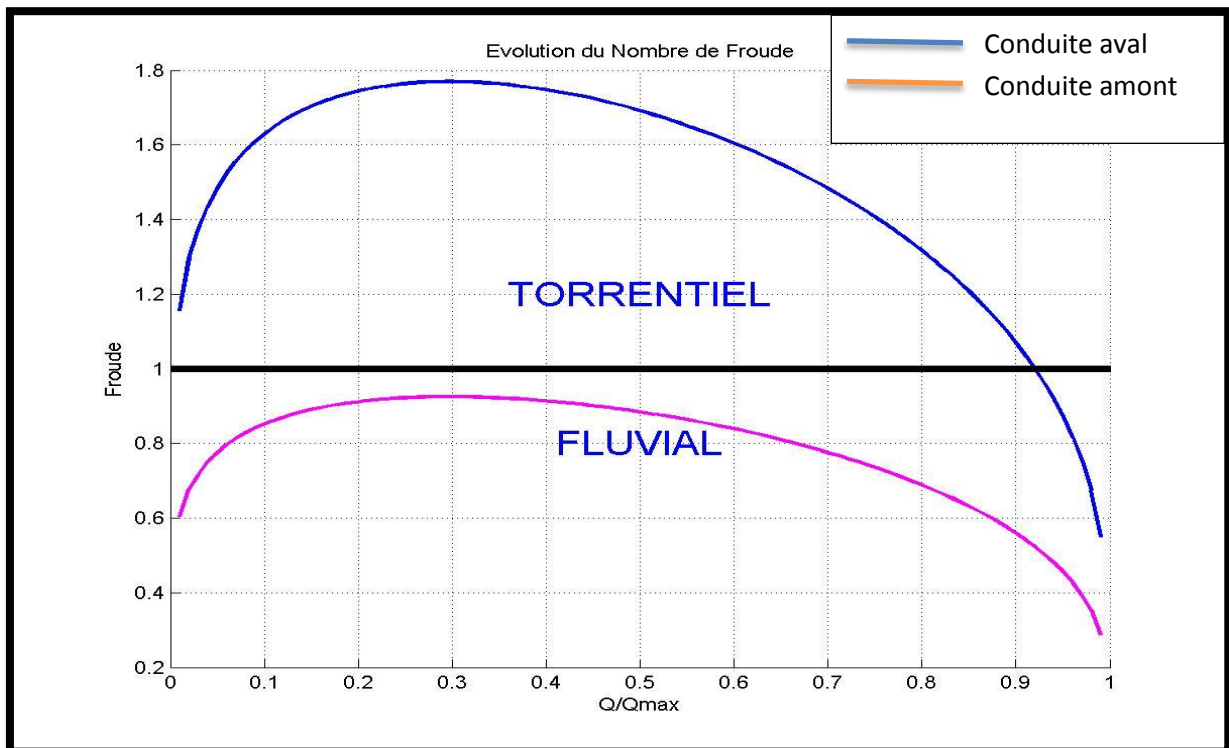


Figure 3.4: évolution du nombre de Froude en fonction Q/Q_{max}

Les informations suivantes sont tirées de la figure (4):

- Le débit de pleine section de la conduite amont est de $4.113\text{m}^3/\text{s}$
- Le débit de pleine section de la conduite aval est de $0.241\text{m}^3/\text{s}$
- Le rapport longueur du déversoir/diamètre amont est de 9
- L'angle d'entonnement est de 1.7°

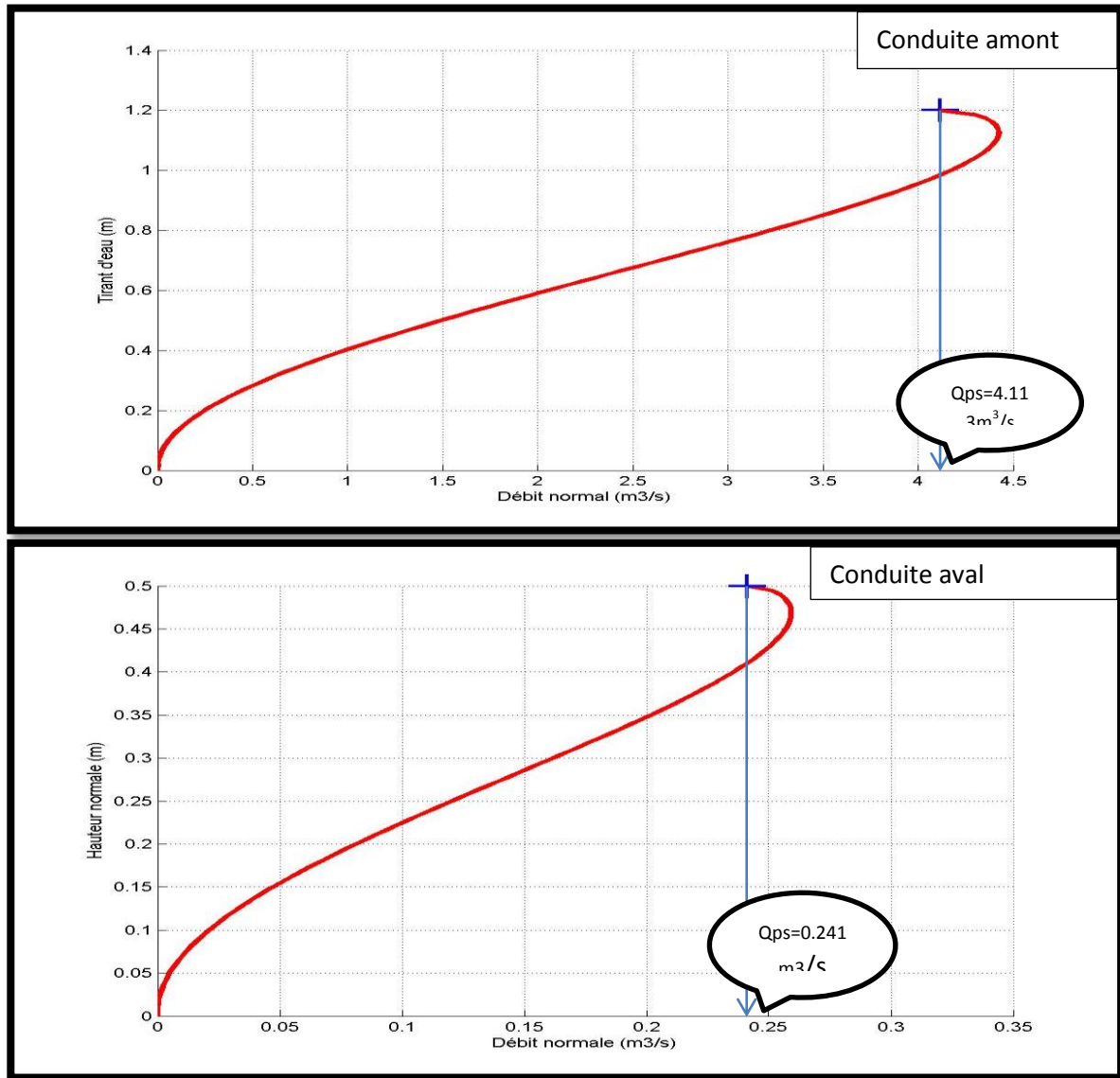


Figure 3.5: Courbe débit normal en fonction du tirant d'eau

3.4.3.2 Calcul pour quelques débits amont

Un premier calcul avec un débit amont égal à 284l/s ($0.284\text{m}^3/\text{s}$).

La figure (5) montre qu'il y a mise en charge de la conduite aval et que l'ouvrage ne déverse pas, le régime d'écoulement est fluvial au niveau du déversoir.

Le deuxième calcul fait pour un débit amont égal à 2840l/s ($2.840\text{m}^3/\text{s}$).

Dans le deuxième calcul il y a mise en charge de la conduite aval, l'ouvrage déverse (débit déversé est de $2.37\text{m}^3/\text{s}$) et il y a un ressaut hydraulique à l'aval du seuil comme le montre la figure(6).

De la courbe de fonctionnement figure(7) on peut tirer le débit de référence qui est de 371 l/s Ainsi que l'équation de la courbe de fonctionnement :

$$Q_{\text{aval}} = 5.47331\text{e-}011 \cdot Q_{\text{am}}^4 + 3.84426\text{e-}007 \cdot Q_{\text{am}}^3 + 0.000921583 \cdot Q_{\text{am}}^2 + 0.777744 \cdot Q_{\text{am}} + 550.82 \quad (3.10)$$

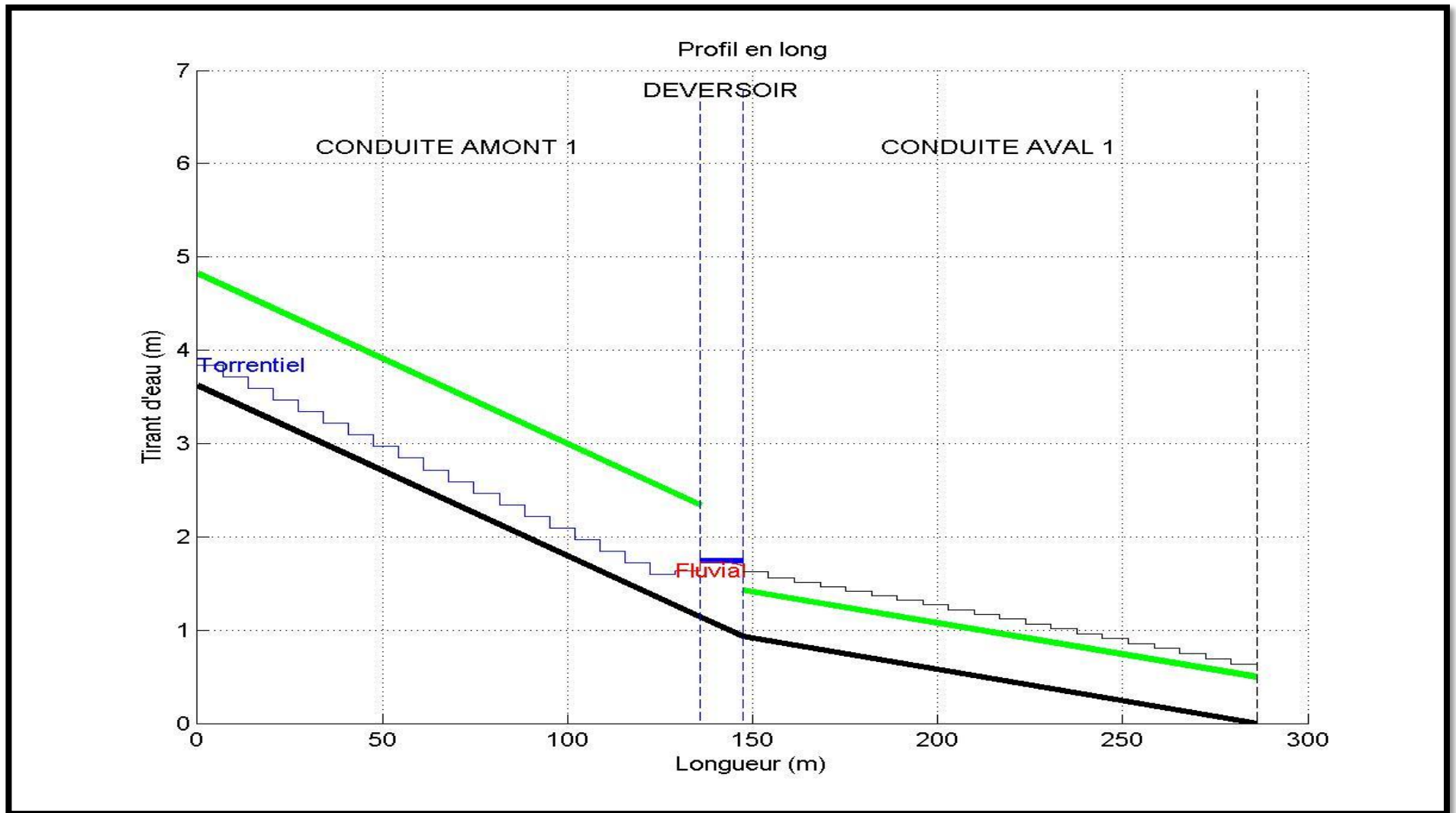


Figure 3.6: Profil en long pour un débit amont égal à 284l/s

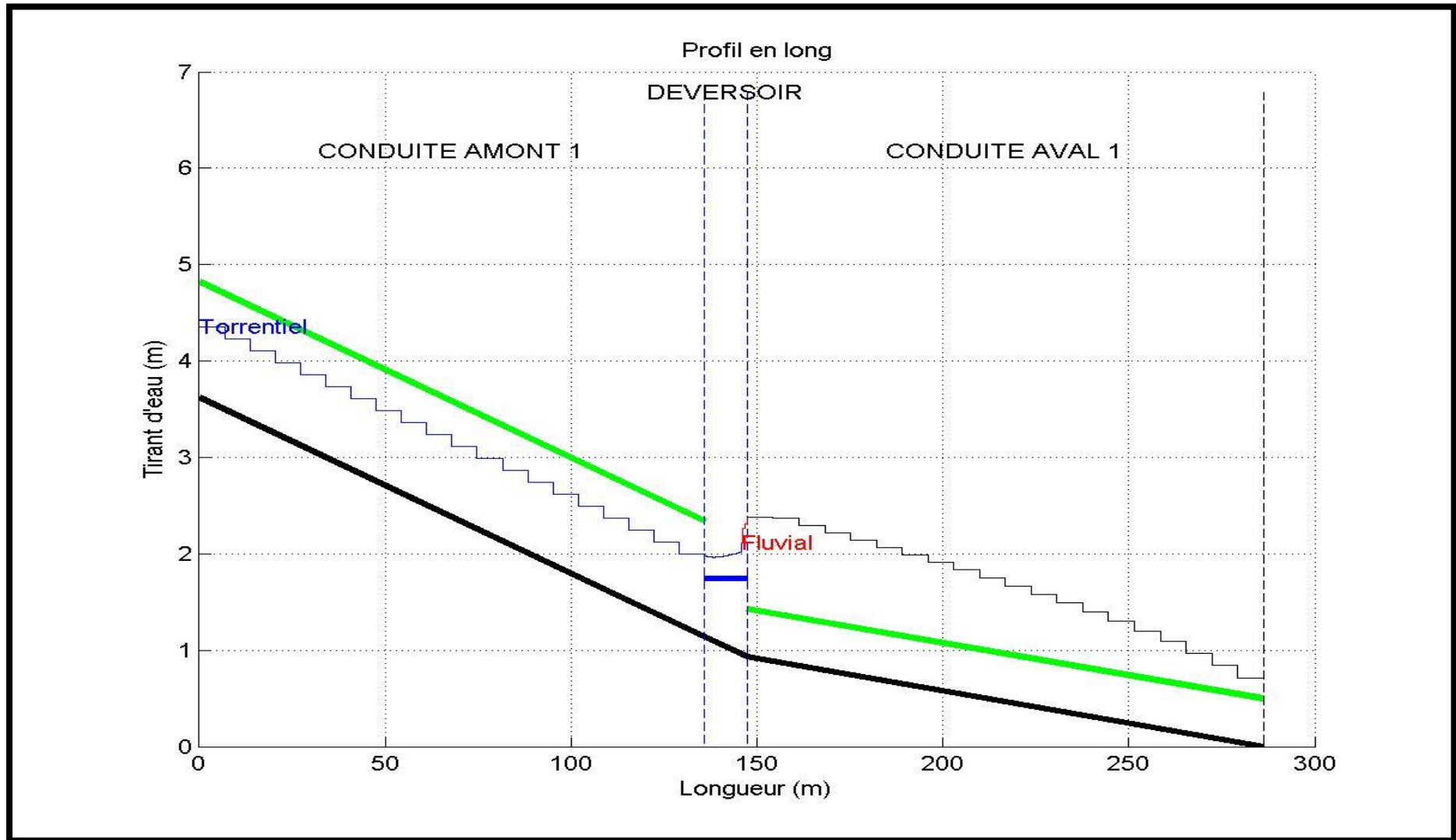


Figure 3.7: Profil en long pour un débit amont égal à 2840l/s

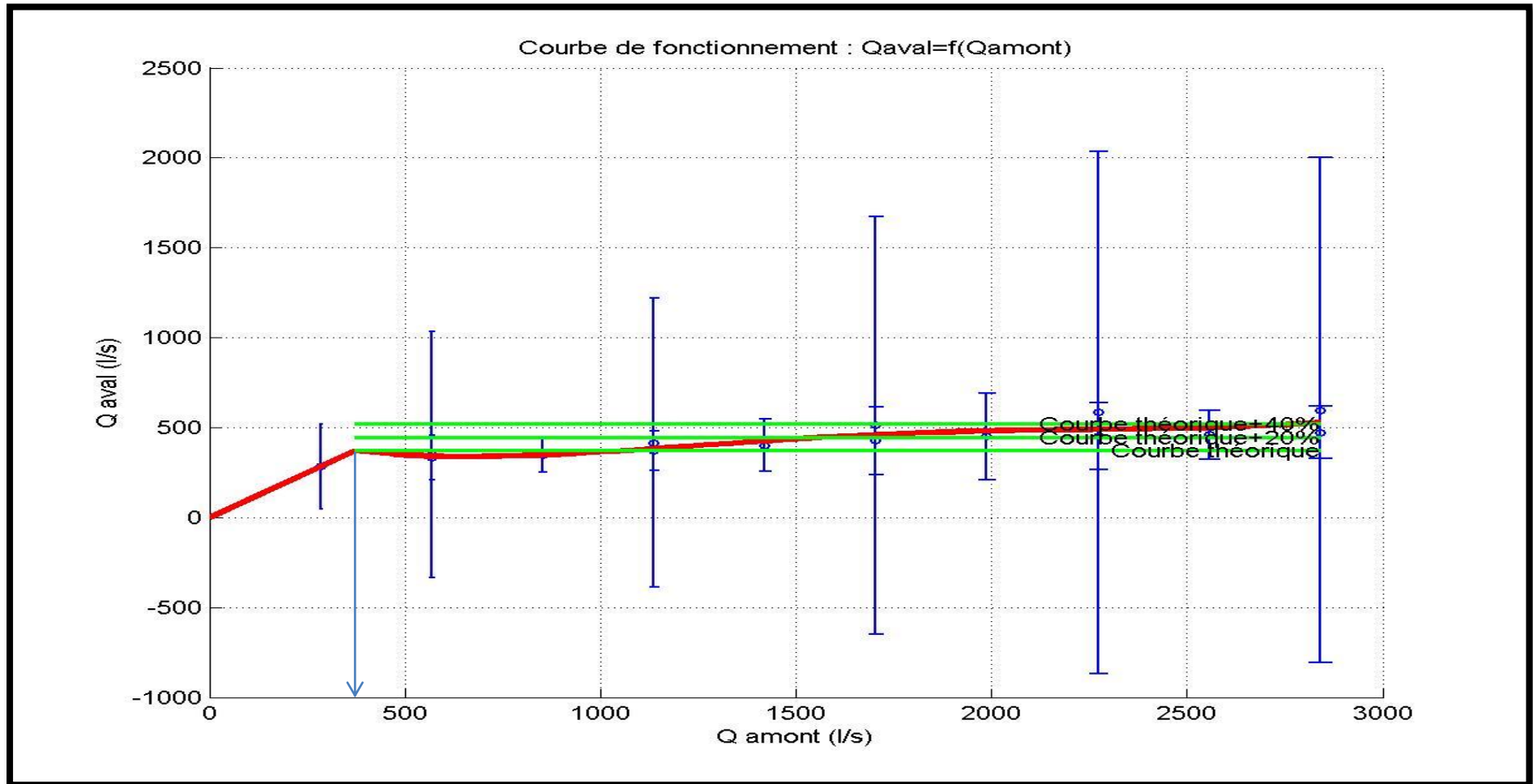


Figure 3.8 : courbe de fonctionnement

3.5 COMPARAISON DES RÉSULTATS DE LA SIMULATION PAR LE LOGICIEL CALDO ET SWMM

La simulation du déversoir latéral par les deux logiciels a ressorti les résultats suivants :

- ✓ Mise en charge de la conduite aval.
- ✓ Apparition d'un ressaut hydraulique au niveau du seuil
- ✓ Le débit déversé est de $2.16\text{m}^3/\text{s}$ dans la simulation par SWMM et de $2.36\text{m}^3/\text{s}$ dans la simulation par calDO.

Le graphique ci-dessous représente la ligne d'eau en fonction de la longueur (conduite amont-déversoir-conduite aval) on remarque que les hauteurs donné par le logiciel caldo est plus élevée par rapport à celle donné par SWMM, ils sont trois fois plus grand.

Au niveau du seuil de déversoir on remarque l'apparition d'un ressaut hydraulique à l'aval du seuil dans le cas de la simulation par calDO par contre on remarque une élévation faible à l'amont du seuil dans le cas de la simulation par SWMM, le pourcentage d'erreurs entre les hauteurs d'eau donné par CALDO et celle donné par SWMM est de 71.78%.

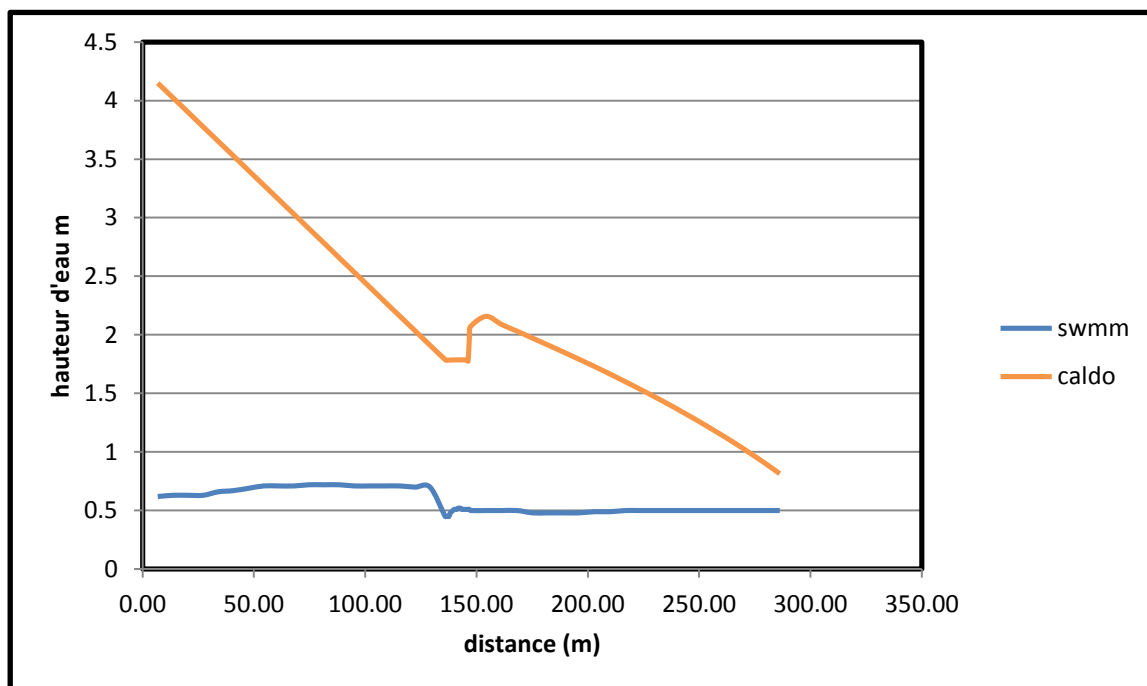


Figure 3.9 : variation de la ligne d'eau

CONCLUSION

Les simulations par les deux logiciels ont donnés les mêmes résultats mise en charge dans les collecteurs aval ce qui implique le dysfonctionnement des déversoirs implantés sur le réseau ou le sous dimensionnement de la conduite aval.

Il est nécessaire de préciser que les résultats obtenu par la simulation avec le logiciel calDO sont plus grands de deux à trois fois de ceux obtenu par SWMM.

Chapitre 4

INTRODUCTION

La connaissance du fonctionnement des déversoirs d'orage nécessite l'étude du fonctionnement hydraulique et l'étude de la séparation particulaire (transport solide) dans ces derniers, le transport solide est lié aux conditions hydrauliques donc la maîtrise du fonctionnement hydraulique est primordiale avant de passer au transport solide.

4.1 FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE

La maîtrise du comportement hydraulique du déversoir d'orage est difficile, car ce dernier est caractérisé par un régime turbulent et un écoulement clairement tridimensionnel à surface libre et/ou en charge (cas des déversoirs latéral à crête haute). En fonction des conditions aux limites et de la géométrie de l'ouvrage, les régimes d'écoulement du type fluvial ou torrentiel peuvent s'y établir. Ainsi, il est possible qu'un ressaut hydraulique se développe dans ou à l'extérieur de l'ouvrage (Lipeme 2004). Donc le comportement hydrodynamique d'un déversoir d'orage dépend des conditions hydrauliques amont et/ou aval et de la géométrie de l'ouvrage.

4.1.1 Détermination du régime d'écoulement

Il est extrêmement difficile de prévoir à l'avance les régimes d'écoulement dans le déversoir puisqu'il y a une forte interaction entre les conduites amont, aval et l'ouvrage. Ainsi, faire l'hypothèse que le régime d'écoulement sera toujours le même à l'amont, à l'intérieur ou à l'aval du déversoir peut s'avérer hasardeux et donc faire rapidement diverger le calcul. De plus, cette démarche se complique davantage dans le cas d'un déversoir avec entonnement et d'un écoulement transitoire (Lipeme 2004).

4.1.2 Variation de la ligne d'eau

Afin de montrer la complexité du fonctionnement des déversoirs d'orage, la Figure (1) représente un déversoir d'orage latéral en cours de déversement (pilote d'Obernai). On constate qu'il déverse un peu à l'amont et beaucoup à l'aval de la crête alors qu'en partie centrale, il n'y a pas de déversement, Aux deux tiers de la crête déversante, on a une élévation rapide de la ligne d'eau qui représente un ressaut hydraulique (Buyer 2002, Lepeme 2004, Vasquez 2006), donc le tirant d'eau n'est pas constant sur la crête. (Buyer 2002, Lipeme 2004).

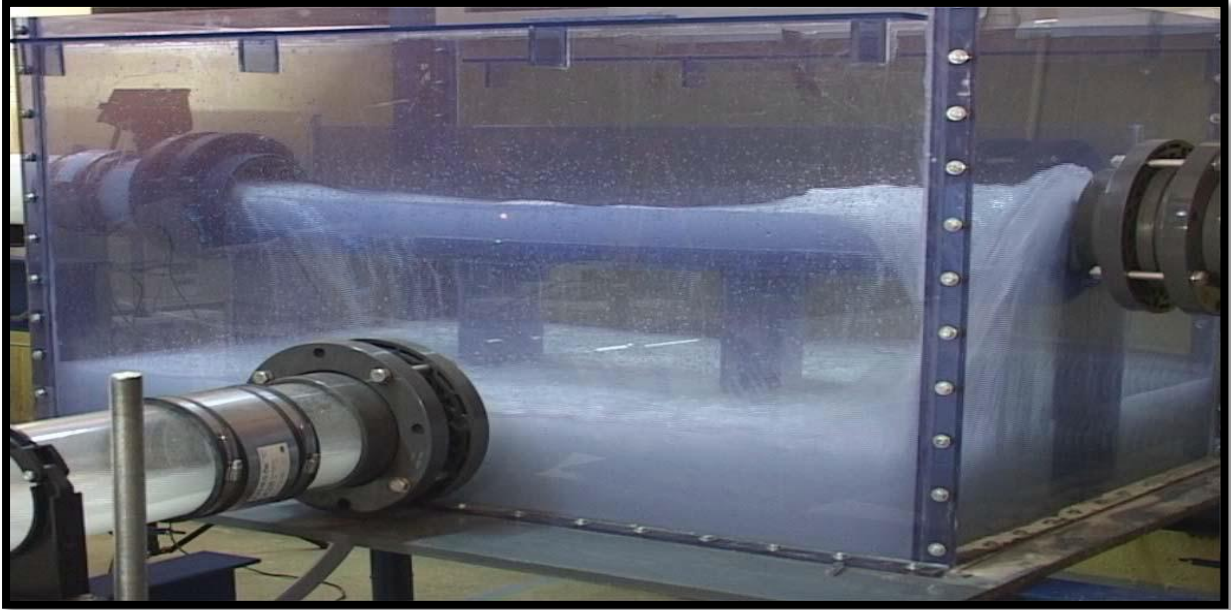


Figure 4.1: Fonctionnement d'un déversoir d'orage latéral à seuil bas

D'un point de vue hydraulique, dès qu'il y a déversement, la conduite aval est en charge. La figure ci-après illustre le fonctionnement d'un déversoir latéral à crête haute. Dans ce type d'ouvrage, il y a souvent une réduction de diamètre entre la conduite d'entrée (amont) et la conduite aval, cela se traduit par une diminution de la section. Les effets de cet entonnement et de la mise en charge de la conduite aval génèrent une élévation importante de la ligne d'eau à l'aval. Les mêmes phénomènes ont été observés par Del Giudice et Hager (1999).



Figure 4.2: Fonctionnement d'un déversoir latéral à seuil haut

Les travaux de Frazer puis de James et Mitri ont permis de décrire les lignes d'eau possibles dans un déversoir (Chocat, 1997). On peut observer qu'en régime torrentiel dans le DO (d) la ligne d'eau descend, alors qu'en régime fluvial (a) elle monte dans le cas du déversoir prismatique (sans entonnement du seuil).

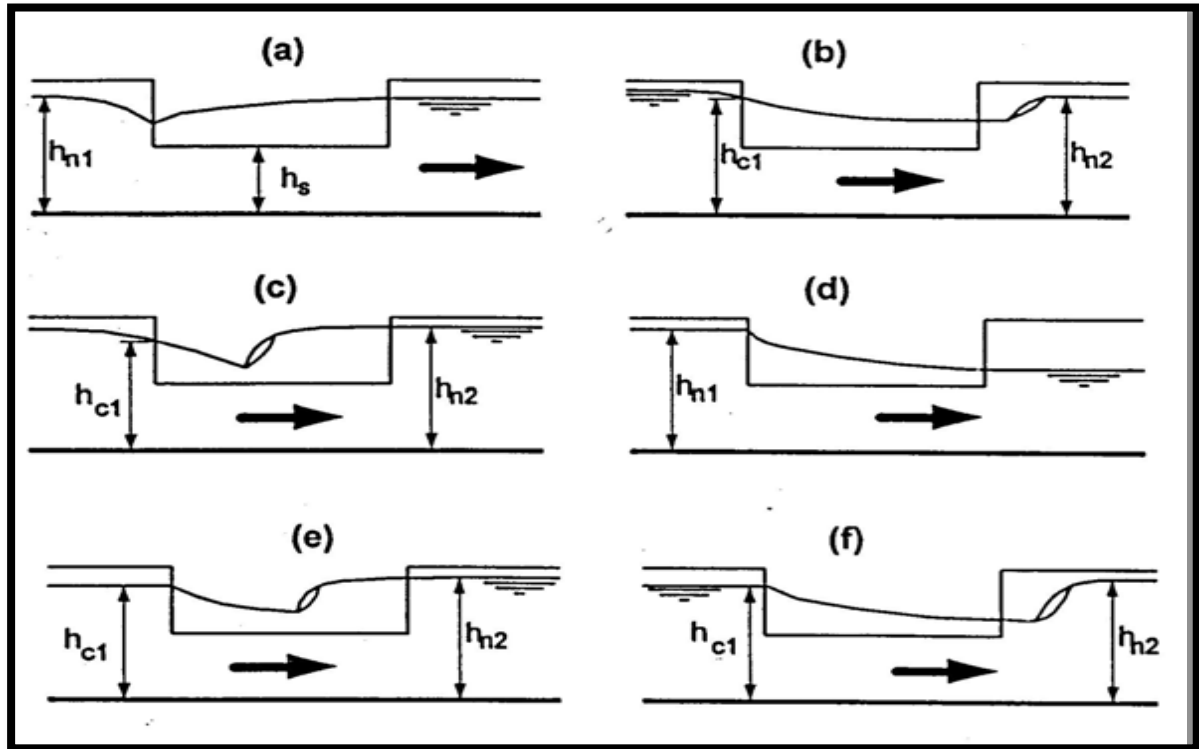


Figure 4.3 : Lignes d'eau possibles dans un déversoir latéral prismatique.

Dans le cas du déversoir non prismatique le nombre de forme de lignes d'eau susceptibles d'apparaître dans le déversoir est encore plus important (Hager 1999). En effet, la figure ci-dessous montre que dans le cas d'un canal non prismatique ($\theta < 0$) en fluvial la ligne d'eau peut non seulement monter comme dans le cas prismatique mais également baisser. Dans le cas torrentiel, elle peut baisser mais également monter si le canal n'est plus prismatique ($\theta < 0$). Donc la variation de la hauteur d'eau le long du seuil introduit en effet une difficulté supplémentaire au fonctionnement des déversoirs d'orage (lipeme 2004).

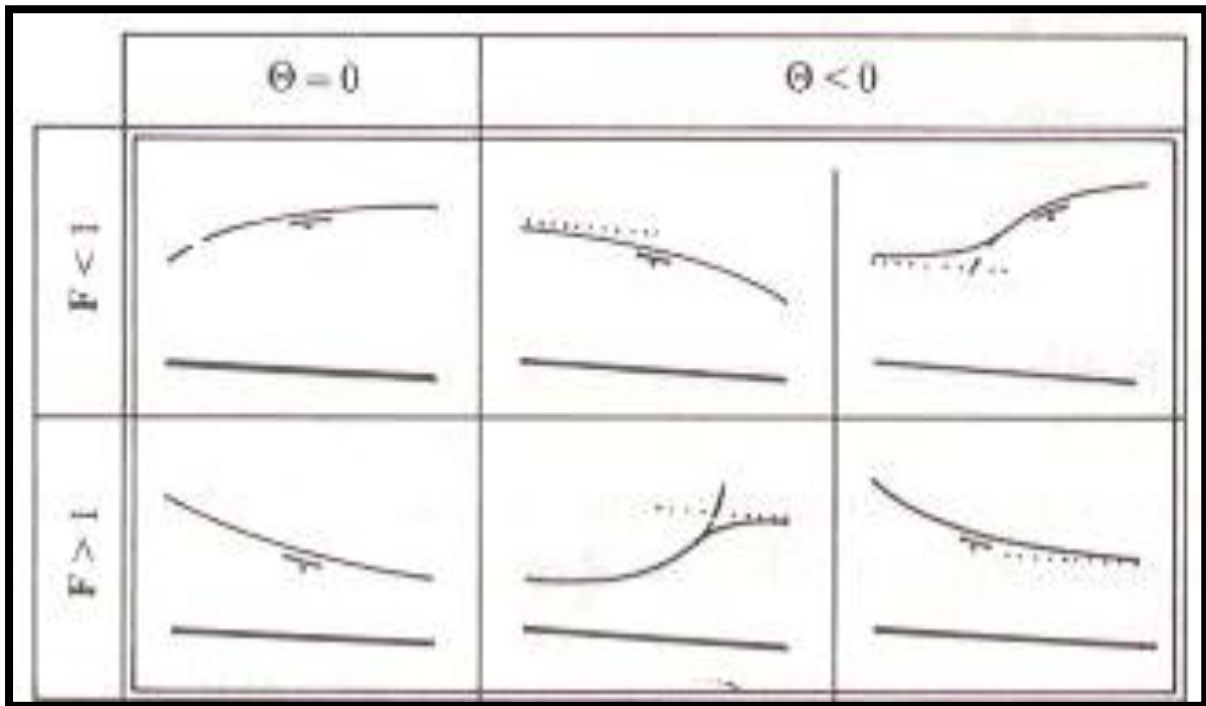


Figure 4.4: Types de profils de surface pour des nombres de Froude $F < 1$ et $F > 1$ dans les cas prismatique ($\theta > 0$) et non prismatique ($\theta < 0$)

4.1.3 Estimation des débits déversés

Initialement, les débits déversés par l'intermédiaire des déversoirs d'orages ont été évalués à travers l'utilisation de relations empiriques. Ces équations sont toutes bâties à partir de résultats expérimentaux. On trouve par exemple les formules de Engels (1917), de Coleman et Smith (1923), de Balmaceda et Gonzales (1930) ou encore de Dominguez (1945) qui permettent le calcul du débit déversé en fonction des valeurs de hauteur d'eau à l'amont et/ou à l'aval du déversoir [El Khashab-1975]. Ces relations ne sont applicables que pour certains types d'écoulement et uniquement pour certaines géométries de déversoir (Buyer 2002, Lipeme2004).

Cependant, dès que la longueur du seuil devient importante, il est nécessaire de tenir compte des variations de la ligne d'eau. De plus, un régime fluvial à l'amont et à l'aval du déversoir ne signifie pas qu'il le reste dans le déversoir. Enfin, toutes ces formules contiennent un coefficient déterminé expérimentalement ; il permet de tenir compte des approximations choisies mais fait toujours référence à une géométrie et à des conditions d'écoulement précises. Or, il est impossible de trouver une formule pour chaque cas de figure, c'est pourquoi on cherche à modéliser le fonctionnement par des équations plus fondamentales pour disposer d'outils plus généraux (Buyer 2002).

4.2 TRANSPORT SOLIDE

La présence des matières solides dans un réseau d'assainissement crée de nombreux problèmes aussi bien sur le plan d'évacuation des eaux que sur celui de l'entretien du réseau. L'écoulement dans les conduites et les ouvrages particuliers est caractérisé par des variations brusques et importantes des débits liquide et solide qui se traduit par un changement incessant des conditions de transport et de l'état des sédiments (Chocat 1997).

4.2.1 Types de matière solide

Les matières solides dans un réseau d'assainissement peuvent prendre plusieurs types (Lipeme2004)

- Pollutions organiques : MVS, DBO5, DCO, COT
- Pollutions mécaniques : MES, turbidité
- Pollutions azotées et phosphorées : NTK (azote Kjeldahl), azote ammoniacal, nitrates
NO₃, nitrites NO₂, phosphore, phosphate.
- Pollutions toxiques : Pb, Zn, Cu, Cd, Cr, Hg, phénols, hydrocarbures, HAP et pesticides
- Pollutions microbiologiques : coliformes totaux et fécaux, streptocoques fécaux

La plus part des polluants organiques, minéraux ou microbiologiques sont fixés sur les particules. Les solides constituent donc le principal vecteur de la pollution des rejets urbains par temps de pluie (Lipeme 2004).

4.2.2 Caractéristiques des matières solides

On peut caractériser la pollution particulaire par leur granulométrie, leur masse volumique ou leur vitesse de chute (Lipeme 2004). cette dernière caractéristique détermine le comportement de la particule dans un fluide au repos et englobe plusieurs paramètres relativement difficile à mesurer : la dimension (diamètre) de la particule, sa masse volumique, sa forme, etc. (Chocat 1997)

- ❖ **La granulométrie** : Les résultats des différents programmes de recherche (Chebbo, 1992 ; Verbanck, 1992 ; Michelbach *et al*, 1993 ; Verbank *et al*, 1994) montrent que :
 - ✓ Plus de 70 % des solides transportés par suspension ont une taille inférieure à 100 µm,
 - ✓ les particules de diamètre supérieur à 100 µm sont plus importantes en réseau unitaire et celles dont le diamètre est inférieur à 100 µm ont tendance à s'agglomérer,
 - ✓ la proportion des particules de diamètre supérieur à 100 µm augmente avec la hauteur et l'intensité de la pluie.

- ❖ **Masses volumiques :** Les résultats des différents programmes de recherche montrent que (Lipeme 2004) :
 - ✓ contrairement aux particules fines, les masses volumiques des particules grossières sont relativement stables (autour de 1.8 g/cm^3) quel que soit le type de rejet,
 - ✓ les masses volumiques sont décroissantes avec la taille des particules,
 - ✓ les teneurs en matières organiques sont plus élevées en réseau unitaire,
 - ✓ en réseau unitaire, les particules grossières sont relativement organiques alors que les plus fines sont relativement minérales.
- ❖ **Vitesse de chute :** Les résultats de Chebbo (1992) montrent que :
 - ✓ les vitesses de chute médianes pour les particules dont le diamètre est inférieur à $50 \mu\text{m}$ varient entre 3 et 5.7 m/h pour les réseaux d'eaux pluviales. Par contre, pour les réseaux unitaires, ces valeurs varient de manière importante d'une pluie à l'autre,
 - ✓ les vitesses de chute médianes pour les particules dont le diamètre est supérieur à $50 \mu\text{m}$ se situent en moyenne autour de 50 m/h pour les réseaux pluviaux et autour de 39 m/h pour les réseaux unitaires,
 - ✓ les solides en temps de pluie chutent plus rapidement qu'en temps sec, sans que les masses volumiques puissent expliquer totalement cette différence.

La vitesse de chute est l'un des paramètres les plus importants dans le transport des sédiments. Les vitesses de chute ont une influence considérable sur l'efficacité de rétention d'un déversoir d'orage (Luyckx *et al.* 1999).

La connaissance de toutes ces caractéristiques (granulométrie, masse volumique et vitesse de chute) est indispensable pour étudier les mécanismes de séparation particulaire dans les déversoirs.

4.2.3 Influence des caractéristiques des matières solides sur le fonctionnement des DO

❖ La vitesse de chute

Lipeme dans son étude expérimentale sur la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage, où il a comparé le rendement de séparation particulaire dans trois modèles de déversoir (le modèle 1 ou déversoir latéral simple, le modèle 2 ou déversoir frontal et le modèle 3 ou déversoir latéral double), en se basant sur la représentation $\eta = f(Q_{ent})$ et $\eta = f(q_A/ws)$ tel que Q_{ent} est le débit amont ws est la vitesse de chute des particules Polystyrol P423 et q_A représente la charge hydraulique, Lipeme a montré que la vitesse de chute est l'un des paramètres qui influence le rendement de séparation particulaire.

Les résultats obtenus dans l'étude de Lipeme 2004 sont comme suit (Lipeme 2004) : La comparaison des rendements des modèles, à partir de la représentation $\eta = f(Q_{ent})$, désigne le modèle 3 (DO latéral double) comme étant le plus efficace concernant la séparation des sédiments. Son rendement est plus élevé. Par contre, en se basant sur la représentation $\eta = f(q_A/ws)$, le modèle 1 (DO latéral simple) semble meilleur.

Pour un rapport qA/ws important, les courbes de rendement des trois modèles sont pratiquement confondues.

❖ La masse volumique et La granulométrie

Un bon fonctionnement d'un déversoir d'orage s'apparaitre dans la masse de pollution dirigée vers la station d'épuration qui doit être maximum.

Pollert et Stransky (2002) ont étudié la séparation particulaire dans un déversoir latéral à crête haute à l'aide du code Fluent. Le modèle lagrangien « Particle tracking » a été utilisé. Les particules de masse volumique 1300, 1500, 1800 et 2600 kg/m^3 et de diamètre 1, 0.1, 0.01 et 0.001 mm ont été injectées à l'amont du déversoir. L'efficacité de séparation du déversoir est ensuite déterminée en fonction des débits (amont, déversé et conservé), du diamètre et de la masse volumique des particules. L'efficacité est définie par le rapport entre la masse des particules présentes dans le débit conservé et la masse des particules entrantes.

L'exploitation des résultats des simulations montre qu'à masse volumique égale, les particules de petite taille suivent la sortie déversée alors que celles de plus grande taille sont dirigées vers l'aval. Les particules de grande taille sont remises en suspension par les recirculations présentes dans le déversoir, et sont déversées plutôt dans la zone de l'étranglement.

Quelle que soit la masse volumique, les particules de taille inférieure à 0.1 mm sont uniformément distribuées et restent en suspension. En somme, l'efficacité de séparation du déversoir étudié est proportionnelle à la taille des particules. Lorsque 75 % des particules (en termes de masse) ont un diamètre inférieur à 0.1 mm, l'efficacité ne dépasse pas 20 %. Dans le cas contraire (75 % des particules ont un diamètre supérieur à 0.1 mm), l'efficacité du déversoir dépasse 50 % (Lipeme 2004).

4.3 IMPACT DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUE EN PRÉSENCE DES SÉDIMENTS SUR LE FONCTIONNEMENT DE DÉVERSOIR

Dans ce qui suit on va étudier l'impact des paramètres géométrique tel que la hauteur de la crête et le diamètre de la conduite aval sur le fonctionnement du déversoir d'orage latéral on utilisant le logiciel calDO et en supposant la présence des sédiments. Afin de montrer l'influence de ces paramètres, on va vérifier le fonctionnement du déversoir suite à la variation de ces éléments (hauteur du crête et diamètre aval).

4.3.1 La hauteur de la crête

Dans un premier temps la hauteur de la crête a été minoré de 5% ; 10% ; 15% puis de 20% par rapport à ça valeur initiale. Pour des particules de type sableuse de diamètre 2.5mm et de densité 2.65, Le diagramme de Schields ci-dessous montre que :

- **Conduite amont :** Lorsque la hauteur d'eau est inférieure à 0.016 m (1.6cm) il y a mise en dépôt des particules par contre lorsque la hauteur d'eau est supérieure les particules sont en suspension.

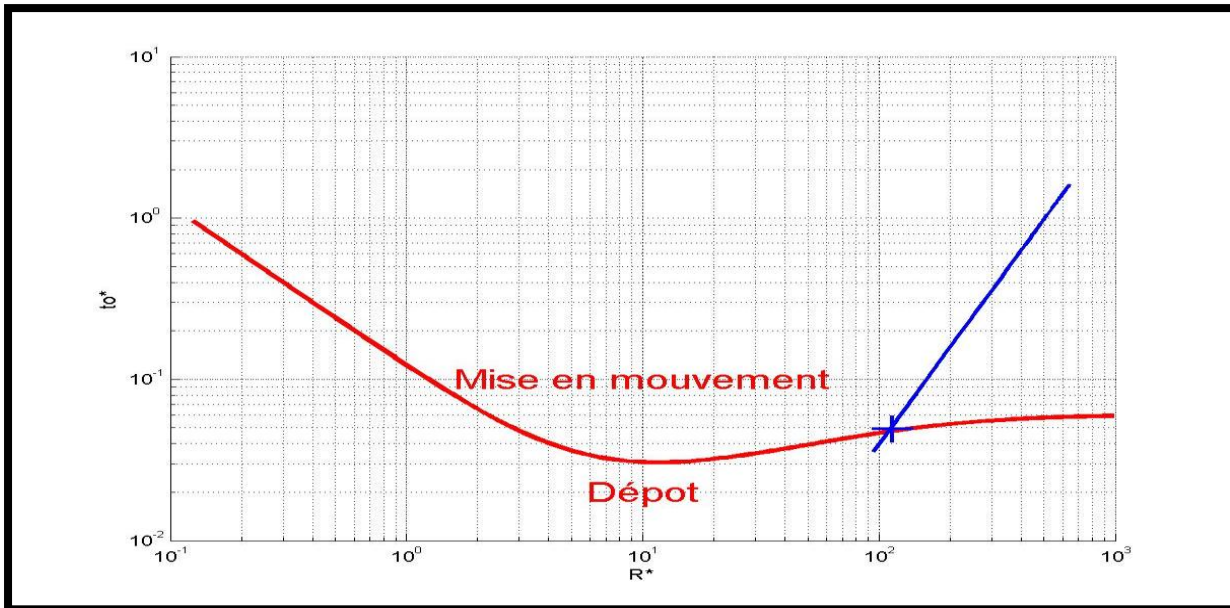


Figure 3.5 : diagramme de Shields pour la conduite amont

- **Conduite aval :** les particules sont en dépôt lorsque la hauteur d'eau est inférieure à 0.046m (4.6 cm), et en suspension lorsque la hauteur est supérieure.

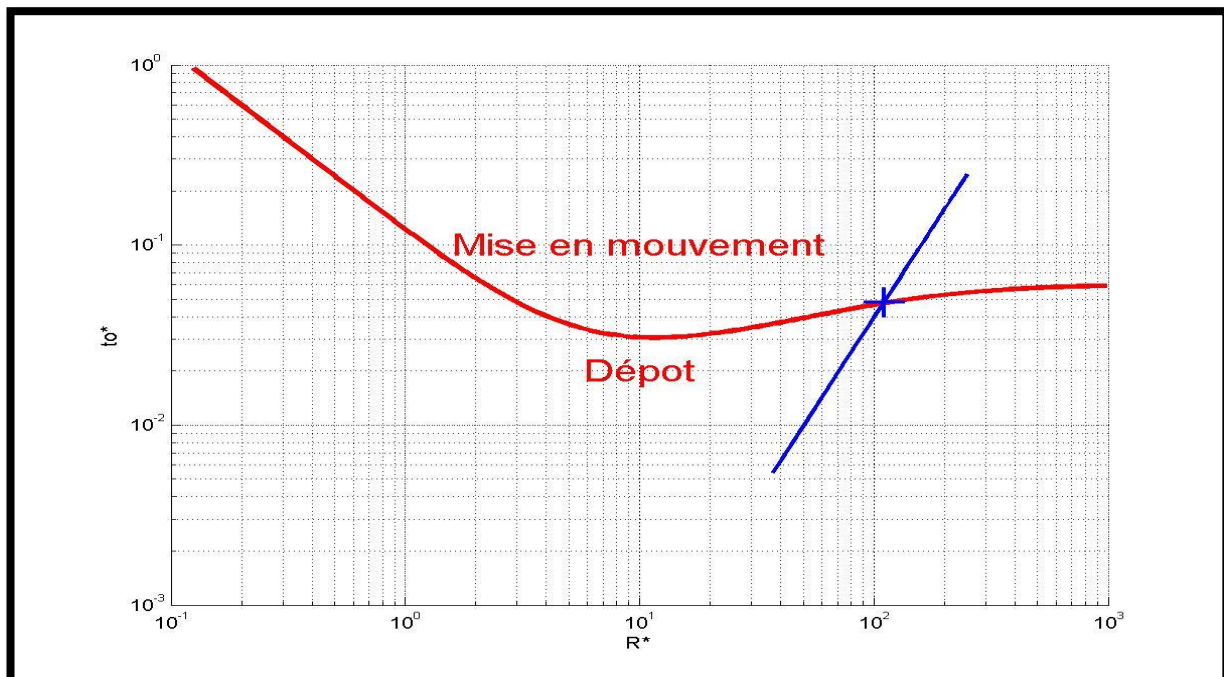


Figure 4.6 : diagramme de Shields pour la conduite aval

Le graphique ci-dessous représente la variation de la ligne d'eau le long du collecteur amont, seuil du déversoir d'orage et le collecteur aval en variant la hauteur du seuil et en gardant le même débit amont.

On remarque que la hauteur d'eau est constant le long de la conduite amont par contre dans la conduite aval une légère variation entre les lignes d'eau donnée par un écart quadratique total varié de $5.21 \cdot 10^{-5}\%$ à $19.79 \cdot 10^{-2}\%$.

La figure (4) représente la variation de la ligne d'eau le long du seuil, on remarque que La hauteur d'eau est plus élevée à l'aval du seuil. Le déversement est favorisé à l'aval. L'évolution importante de la ligne d'eau montre l'apparition du ressaut hydraulique donc changement de régime.

L'écart quadratique total de la variation de la hauteur d'eau le long du seuil est donné dans le tableau (4.1)

Tableau 4.1: écart quadratique total

h seuil	0.605 et 0.603	0.605 et 0.599	0.605 et 0.514	0.605 et 0.484
écart quadratique total(%)	$5.21 \cdot 10^{-05}$	$3.748 \cdot 10^{-4}$	$09.64 \cdot 10^{-2}$	0.197

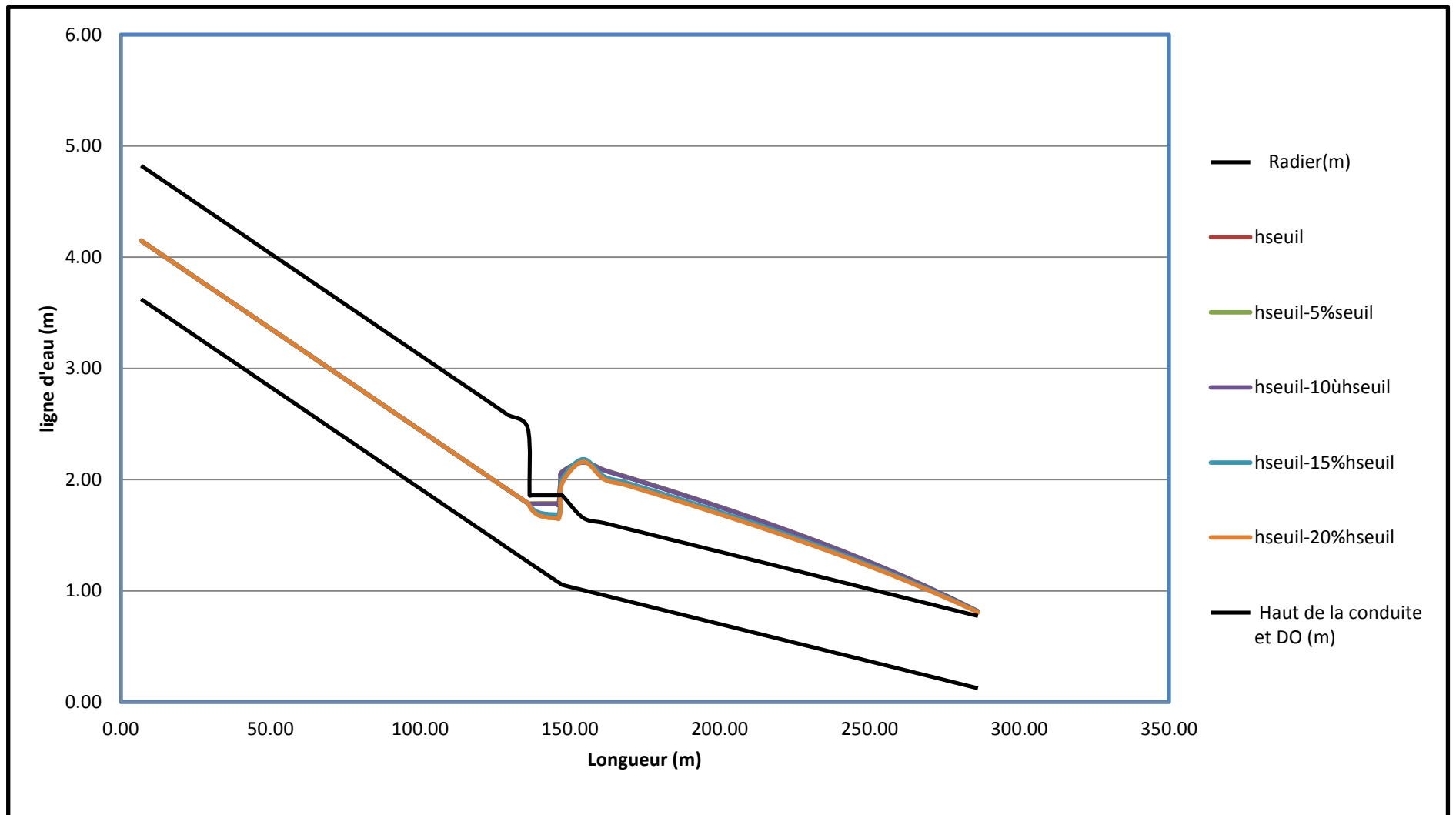


Figure 4.7 : variation de ligne d'eau

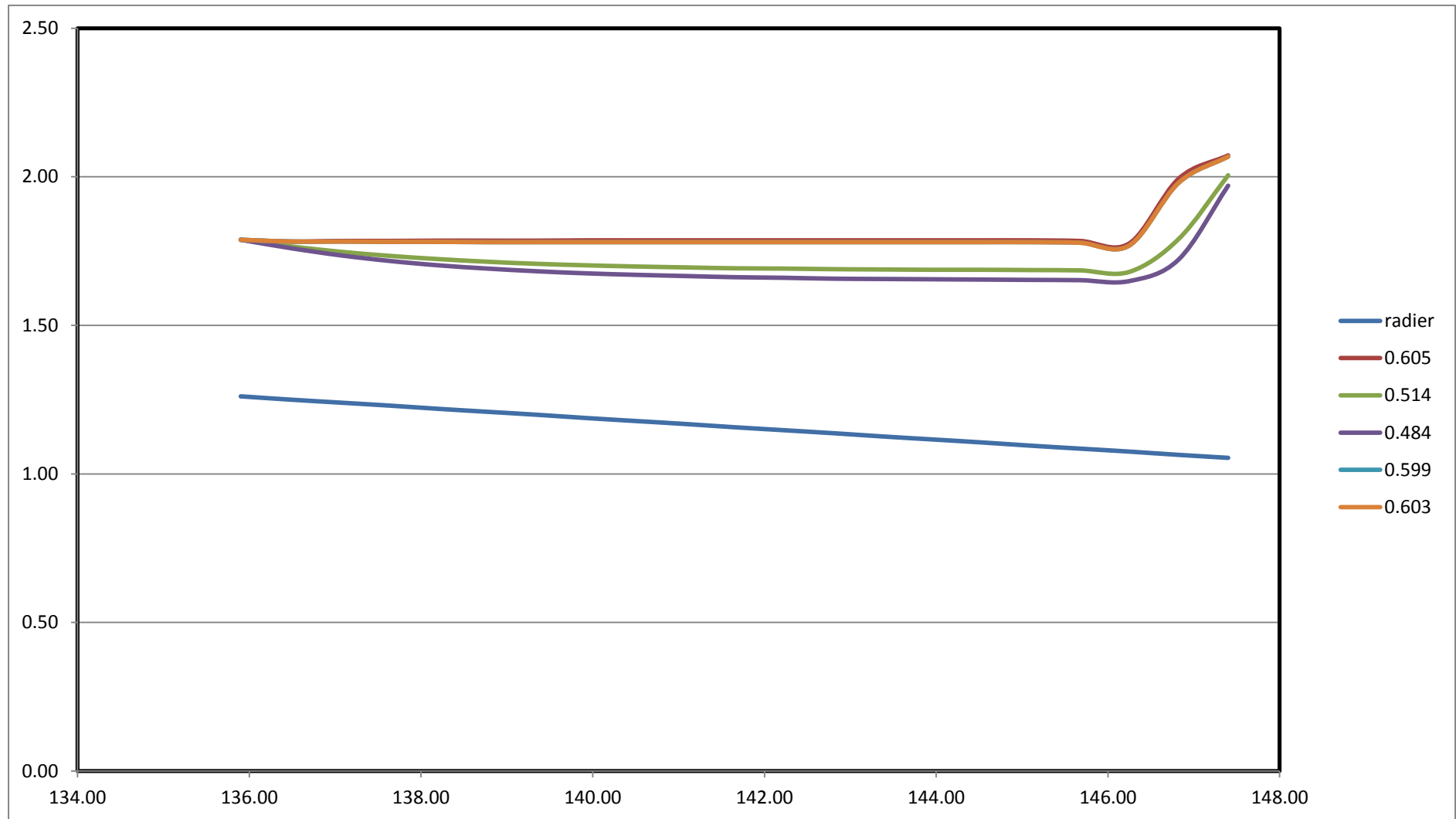


Figure 4.8 : ligne d'eau au-dessus de la crête

4.3.2 Étude de la diminution de la section d'écoulement

Dans cette partie le diamètre de la conduite aval sera majoré de 5% à 40% ; par rapport à ça valeur initiale.

Le tableau (2) donne les résultats de la simulation par calDO. On remarque que pour le même débit amont 2840l/s, le débit aval augmente avec l'augmentation du diamètre et il est toujours inférieur au débit demandé par la station de traitement des eaux usées 1500l/s.

Tableau 4.2 : Variation des débits aval, déversé en fonction du diamètre

% de majoration	diamètre	Q aval	Q déversé	observation
0%	500	472.3	2367.7	$Q_{av} < Q_{STEP}$
5%	525	525.8	2314.2	$Q_{av} < Q_{STEP}$
10%	550	573	2267	$Q_{av} < Q_{STEP}$
15%	575	640	2200	$Q_{av} < Q_{STEP}$
20%	600	689.2	2150.8	$Q_{av} < Q_{STEP}$
25%	625	755.6	2084.4	$Q_{av} < Q_{STEP}$
30%	650	818.7	2021.3	$Q_{av} < Q_{STEP}$
35%	675	875.6	1964.4	$Q_{av} < Q_{STEP}$
40%	700	945	1895	$Q_{av} < Q_{STEP}$

Le graphique ci-dessous représente la variation de la ligne d'eau en variant le diamètre de la conduite aval.

Le tirant d'eau est constant le long de la conduite amont, le régime d'écoulement est entièrement torrentiel, au niveau de la crête figure (7) la ligne d'eau est constante à l'amont et au centre du seuil puis une élévation brutale de la ligne d'eau à l'aval du seuil ce qui implique que le déversement est favorisé à cette zone. Cette variation brusque de la ligne d'eau traduit la naissance d'un ressaut hydraulique. Concernant la conduite aval elle est dans tous les cas en charge et le régime d'écoulement est fluvial.

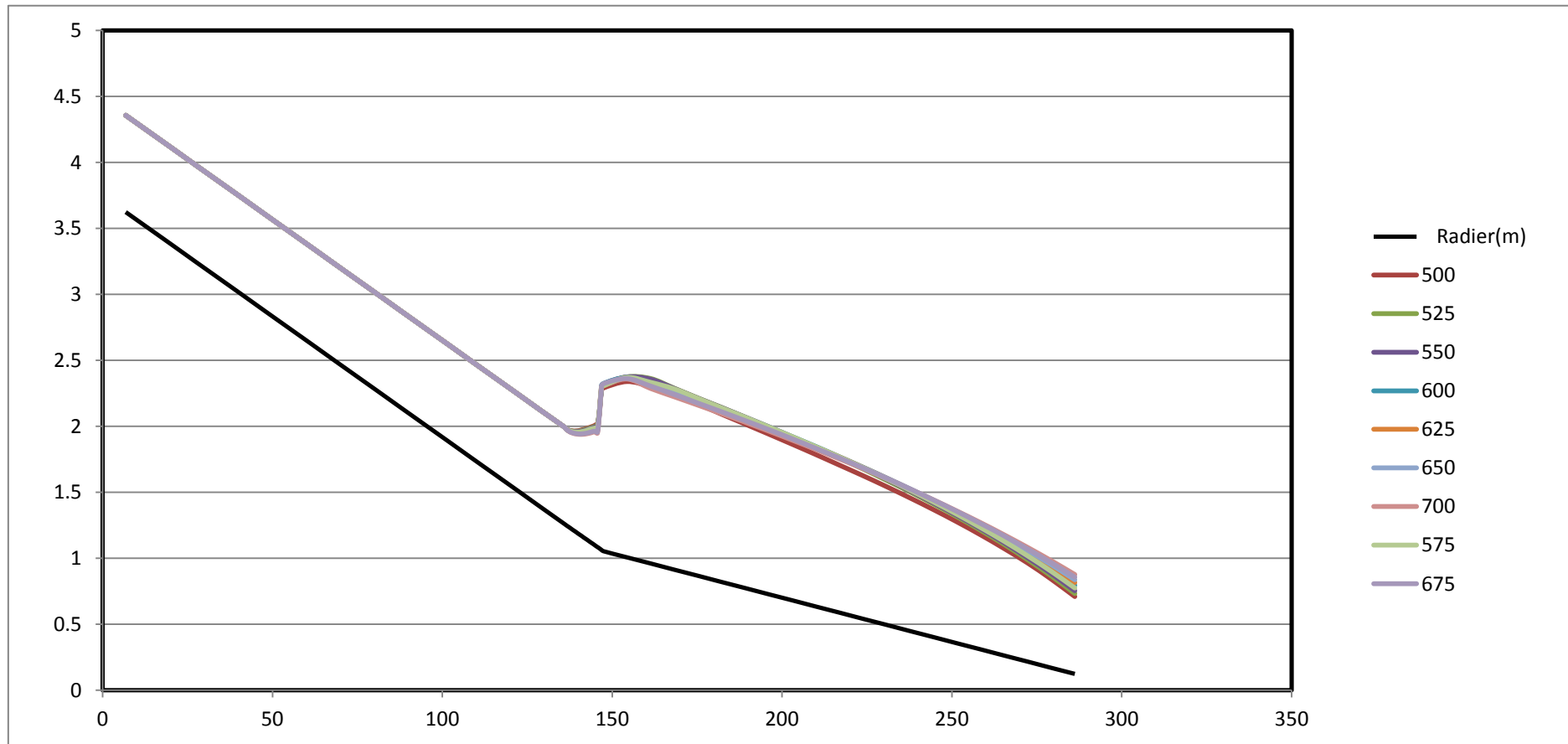


Figure 4.9 : variation de lign d'eau

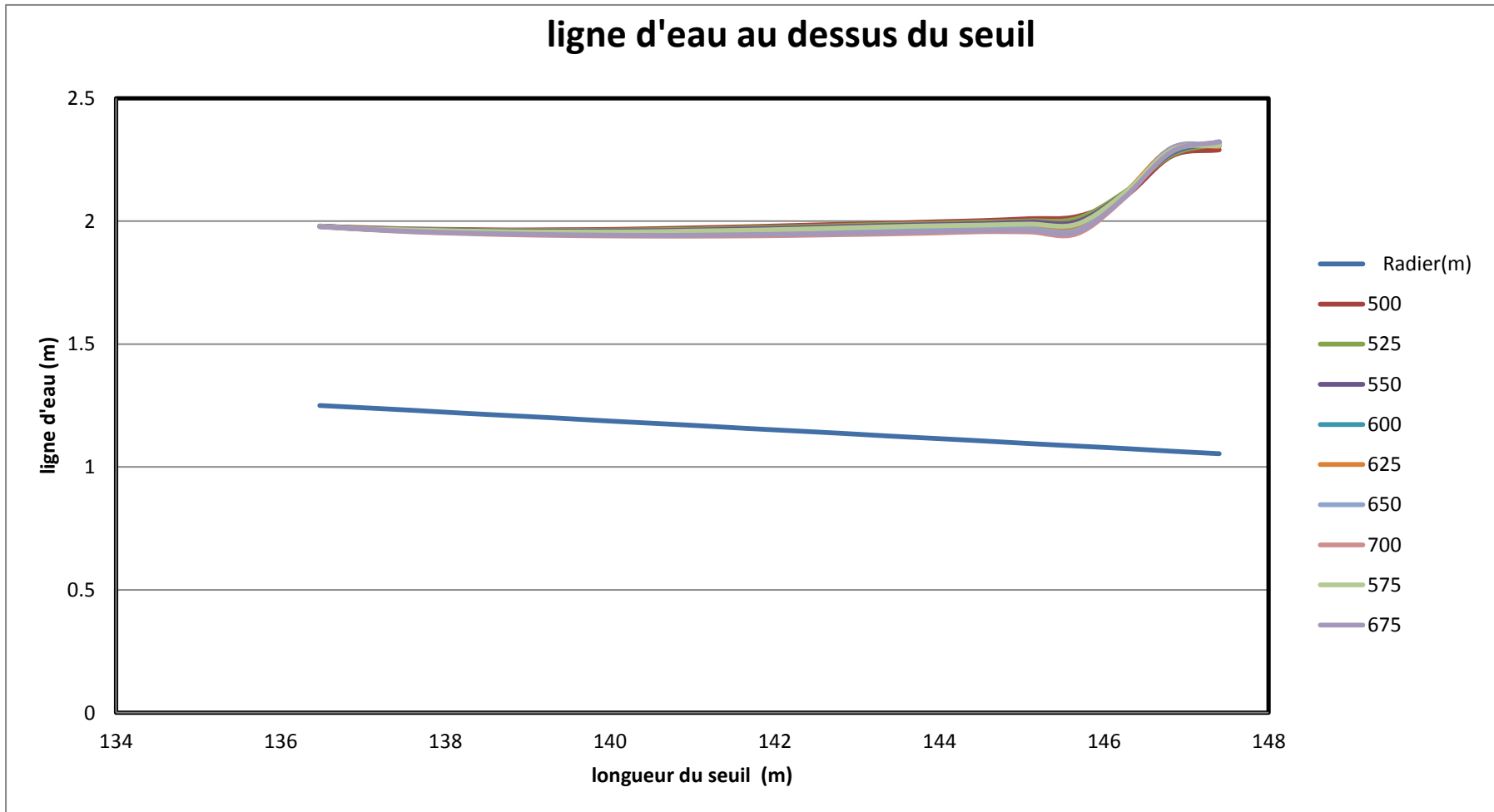


Figure 4.10 : ligne d'eau au-dessus de la crête

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons détaillé la complexité du fonctionnement des déversoirs d'orage, l'écoulement dans ces derniers est turbulent à surface libre et/ou en charge, la détermination du régime est difficile vu la variation de ce dernier. Le transport solide est l'un des contraintes qui perturbe le fonctionnement hydraulique des déversoirs, la présence du dépôt à l'amont du seuil minimise la hauteur de ce dernier qui provoque la surverse même en temps sec.

L'étude du fonctionnement du déversoir latéral en utilisant le logiciel calDO et en variant la hauteur su seuil et le diamètre de la conduite aval a donné les résultats suivant :

- ✓ Ligne d'eau constante le long de la conduite amont et écoulement à surface libre.
- ✓ Régime torrentiel dans la conduite amont et dans le déversoir
- ✓ Apparition d'un ressaut hydraulique à l'aval du déversoir due au changement du régime d'écoulement.
- ✓ Des variations légères de la ligne d'eau et mise en charge de la conduite aval.
- ✓ régime d'écoulement fluvial dans la conduite aval.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'importance des déversoirs d'orage s'apparaitre sur deux plans, sur le plan économique, les déversoirs d'orage favorise une conception économique et sur le plan technique, ils protègent la station de traitement des eaux usées d'une charge hydraulique importante et le milieu récepteur de la pollution. Donc il devient indispensable de comprendre leur fonctionnement hydraulique et de quantifier les charges polluantes déversées.

À travers ce travail, on a envisagé d'évaluer le fonctionnement des déversoirs d'orage. Afin de réaliser cet objectif, on a opté à cerner cette étude en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre on a pu définir deux typologies de déversoir d'orage :

- Les ouvrages ne possédant pas de seuil : Trous dans le mur, Déversoirs à ouverture de radier : leaping weir et Déversoir tangentiel à effet vortex ou tourbillonnaire.
- Les déversoirs d'orage possédant un seuil : sont défini soit selon le nombre de seuil, soit selon la position du seuil par rapport à la conduite amont et encore selon les caractéristiques géométriques du seuil (hauteur, longueur et épaisseur).

Ces déversoirs sont classés en deux principales classes, celle de Sogreah qui s'intéresse au dispositif de dérivation (la position et le type de composant de dérivation) et celle de Touzo qui s'intéresse à la façon dont le système est régulé.

On a pu aussi montrer l'importance de la construction de la courbe de fonctionnement que ce soit dans le dimensionnement ou dans le diagnostic.

Dans le deuxième chapitre on a établi une synthèse de lois d'écoulement au droit de chaque type de déversoir.

Le troisième chapitre a été consacré pour la modélisation du fonctionnement d'un déversoir d'orage par SWMM et calDO, en étudiant le cas de la ville BOU ISMAIL willaya de TIPAZA. Pour réussir cette étude, on a suivi les étapes suivantes :

1. Modélisation du fonctionnement des déversoirs d'orage par SWMM en utilisant deux modèles, le modèle de l'onde dynamique et le modèle de translation simple en régime uniforme ensuite la comparaison des résultats.
2. Modélisation du fonctionnement du déversoir latéral par calDO.
3. Comparaison entre les deux simulations dans le cas de déversoir latéral.

Les principaux résultats de ce chapitre sont comme suit :

- ✓ L'existence d'une mise en charge au niveau des collecteurs
- ✓ Variation du régime d'écoulement
- ✓ Apparition d'un ressaut hydraulique
- ✓ le débit aval donné par le modèle de translation simple en régime uniforme est plus important que celui obtenu par le modèle de l'onde dynamique.
- ✓ le pourcentage d'erreurs entre les hauteurs d'eau donné par calDO et celle donné par SWMM est de 71.78%.

Pour déterminer l'impact des paramètres géométrique et la présence des sédiments sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, le quatrième chapitre a été cerné en deux parties, dans la première partie on a élaboré une étude théorique sur la complexité du fonctionnement des déversoirs (fonctionnement hydraulique et le transport solide dans les déversoirs) puis dans la deuxième partie on a modélisé le fonctionnement du déversoir latéral par calDO en variant les paramètres géométriques (hauteur de la crête et diamètre de la conduite aval) en supposant la présence des sédiments, cette modélisation a donné les résultats suivants :

- ✓ Ligne d'eau constante le long de la conduite amont et écoulement à surface libre.
- ✓ Régime torrentiel dans la conduite amont et dans le déversoir
- ✓ Apparition d'un ressaut hydraulique à l'aval du déversoir due au changement du régime d'écoulement.
- ✓ Des variations légères de la ligne d'eau et mise en charge de la conduite aval.
- ✓ régime d'écoulement fluvial dans la conduite aval.

La modélisation permet le diagnostic et l'identification des points noirs (ressaut hydraulique, mise en charge), et la détermination des hauteurs d'eau à chaque pas de temps et/ou à chaque unité de distance, ce qui donne une bonne visibilité à l'ingénieur sur le fonctionnement hydraulique des déversoirs d'orage. Donc la modélisation numérique du fonctionnement des déversoirs d'orage est un outil indispensable dans une étude de dimensionnement ou de diagnostic vu la fiabilité de ces résultats.

Reference bibliographique

Benaouda, M. (2011) diagnostic et conception du réseau d'assainissement de la cite sidi Boumaaza et polyclinique (ville .Bou Ismail) w.Tipasa. mémoire de fin d'étude. école nationale supérieure de l'hydraulique, Algérie. 114P

Bertrand-Krajewski. J-L (2007) Cours d'Hydrologie urbaine, modélisation des écoulements dans les ouvrages spéciaux (confluence, défluence, déversoirs d'orage). 26P

Boud, J. (2008) Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanisé : Méthodologie de construction d'un modèle en vue d'une application avec le logiciel PCSWMM.net. Rapport de master, Faculté de l'Environnement Naturel, Architectural et Construit (ENAC).école polytechnique Lausanne.31P

Buyer, M. (2002) transport de flux en réseau d'assainissement : modèle 1d pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités. Thèse de doctorat, École Doctorale Sciences Pour l'Ingénieur. Université Louis Pasteur, Strasbourg .238P

Buyer, M. et al (2004) (Modélisation du comportement hydraulique des déversoirs d'orage latéraux en régime transc ENGEES / VEOLIA WATER ANJOU RECHERCHE ritique. revue des sciences de l'eau, rev.Sci Eau 18/1(2005)23-46

Chocat, B. (1997), Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement coordonnateur Éditions Lavoisier, ISBN : 2-7430-0126-7.

Garcia Salas, J.C. (2003), Évaluation des performances, Sources d'erreur et incertitudes dans les modèles de déversoirs d'orage. Thèse de doctorat. École doctorale Mécanique, Énergétique, Génie Civil, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. 425P

Gilles, R. (2015) analyse et conception de réseaux d'égouts avec swmm 5 et pswmm

Joannis, C.et al. (2009) modélisation et métrologie. Technique de l'ingénieur. [en ligne].23P

Konicek, Z., Marsalek, J. (1993). Comparative laboratory study of swirl, vortex and helical bend concentrator. Proceedings of the 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Niagara Falls, Canada, 1543- 1548.

Lamraoui, L. (2009) Modélisation du réseau d'assainissement unitaire : cas de la ville de Boujaad. Thèse de master. École Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG. page 3

Lencastre, A. (1995) hydraulique générale. Éditions Eyrolles, Paris. ISBN 2-212-01894-0. 631P

Lipeme Kouyi, G. (2004) expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage. Thèse de doctorat. Université Louis Pasteur – Strasbourg .274P

Muzy, A., Higy,C. (1998) hydrologie appliqué.école polytechnique fédérale de lausanne. Édition HGA. ISBN : 973-98530-8.0. 368P

Telliez, M. 2010 EPA SWMM 5 Manuel d'initiation Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model – User's Manuel". 28P

Valiron, F. (1995) Synthèse des connaissances sur les déversoirs, Version 2.0, 1995

Vazoquez, J., et al. (2009) fonctions et typologie des déversoirs d'orage. Technique de l'ingénieur.14P

Vazoquez, J., et al. (2006) Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage . ENGEES / VEOLIA WATER ANJOU RECHERCHE.184P

Zug, M. et Vazquez, J. (2010) Modélisation des réseaux d'assainissement : Concepts-Approches et Etapes : Cours 3ème année de l'ENGEES page 6

Annexe 2

Type de sol et Curve Nombre

Tableau 3.1: type de sol

Groupe de sol	Description	Conductivité hydraulique K_c en (mm/hr)
A	Potentiel de ruissellement faible. Sols à forts taux d'infiltration. Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés.	^s 11
B	Sols à taux d'infiltration modérés. Sols moyennement profonds à profonds, bien à très bien drainés, à texture assez grossière (limon sableux ou loess)	8 à 4
C	Sols à faibles taux d'infiltration. Sols comportant un horizon faisant obstacle au mouvement vertical de l'eau ou sols à textures moyennement fines à fines. (limons argileux)	4 à 1
D	Potentiel de ruissellement élevé. Sols à très faibles taux d'infiltration. Sols argileux à fort potentiel de gonflement, sols en présence d'une nappe permanente à faible profondeur, sols comportant un horizon argileux proche de la surface et sols superficiels sur matériau imperméable.	1 à 0

Lewis A. Rossman 2004

Tableau 3.2: valeur de SCS Curve Nombre

Land Use Description	Hydrologic Soil Group			
	A	B	C	D
Cultivated land				
Without conservation treatment	72	81	88	91
With conservation treatment	62	71	78	81
Pasture or range land				
Poor condition	68	79	86	89
Good condition	39	61	74	80
Meadow				
Good condition	30	58	71	78
Wood or forest land				
Thin stand, poor cover, no mulch	45	66	77	83
Good cover ²	25	55	70	77
Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
Good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
Fair condition: grass cover on 50-75% of the area	49	69	79	84
Commercial and business areas (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)	81	88	91	93
Residential³				
Average lot size (% Impervious ⁴)				
1/8 ac or less (65)	77	85	90	92
1/4 ac (38)	61	75	83	87
1/3 ac (30)	57	72	81	86
1/2 ac (25)	54	70	80	85
1 ac (20)	51	68	79	84
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.⁵	98	98	98	98
Streets and roads				
Paved with curbs and storm sewers ⁵	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91
Dirt	72	82	87	89

Annexe 3

Les données de la simulation par SWMM

Tableau 3.3 : Les dimensions des sous bassins

Paramètres	Unités	Sous bassin					
		1	2	3	4	5	6
Surface (area)	Ha	8.9	4.9	4.3	6.9	16.6	12.8
Largeur (with)	m	400	200	250	370	350	370
Pente (slope)	%	0.0258	0.0258	0.0044	0.0044	0.0246	0.0246
Pourcentage de surface imperméable (% imprev)	%	20	20	20	20	20	20
n (Manning-Strickler)-surface imperméable (N-imper)	s/m ^{1/3}	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
n (Manning-Strickler)-surface perméable (N-perv)	s/m ^{1/3}	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Hauteur d'eau stockée sur les surfaces imperméables (Dstore-	mm	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Hauteur d'eau stockée sur les surfaces imperméables (Dstore-	mm	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Pourcentage de la surface imperméable dépourvue de stockage dans les dépressions du sol (%zero-imperv)	%	80	80	80	80	80	80
Modèle infiltration :		Curve Nombre					
Type de sol		D					
Curve Nombre		92	92	92	92	92	92
Conductivité hydraulique	mm/h	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Tableau 3.4: les caractéristiques des regards

Regard	Cote du radier (invert elevation) en (m)	Profondeur maximale du regard (Node max Depth) en (m)
R1	21.28	1.2
R2	14.05	1.2
R3	7.89	1.2
R5	17.38	1.2
R6	17.12	1.2
R6'	16.82	1.2
R8	15.86	1.2
R9	4.93	1.2
R10	14.39	1.2
R11	8.33	1.2
R12	6.36	1.2
R13	3.6	1.2
R14	22.89	1.2
R15	15.1	1.2
R16	14.09	1.2
R17	8.97	1.2
R18	6.3	1.2
R19	5.9	1.2
R20	4.54	1.2
R21	3.45	1.2
Exut 1	0.19	

Tableau 3.5 : les caractéristiques des collecteurs

Collecteur	Longueur (length)	Diamètre (max depth)	Rugosité (roughness)
C1	279.97	0.8	0.013
C2	97.15	0.8	
C3	110.69	1	
C4	229.51	0.8	
C5	85.85	1	
C6	67.08	1.2	
C7	299.22	1.5	
C8	159.99	0.8	
C9	81.61	0.8	
C10	161.5	0.8	
C11	75.68	0.8	
C12	155.97	0.8	
C13	90.71	0.8	
C14	37.05	1	
C15	22.22	1	
C16	92.05	1	
C18	70.71	0.8	
C19	207.3	0.8	
C20	202.76	0.8	
C21	452.6	1.5	

Annexe 4
Résultats de la simulation par SWMM

Modèle de l'onde dynamique

Subcatchment Runoff Summary

Total Runoff Subcatchment 10 ⁶ ltr	Peak Runoff Runoff CMS	Runoff Coeff	Total Precip mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm	Total Runoff mm	
SB1	5.562	0.453	0.757	82.578	0.000	0.000	14.446	62.496
SB2	2.970	0.229	0.734	82.578	0.000	0.000	15.409	60.618
SB3	2.496	0.180	0.703	82.578	0.000	0.000	15.409	58.040
SB4	3.972	0.286	0.697	82.578	0.000	0.000	15.409	57.564
SB5	8.409	0.558	0.613	82.578	0.000	0.000	15.409	50.654
SB6	7.542	0.547	0.714	82.578	0.000	0.000	15.409	58.922
System	30.951	2.179	0.689	82.578	0.000	0.000	15.252	56.895

Node Depth Summary

Max Occurrence hr:min	Node	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters	Time of days
02:00	R1	JUNCTION	0.19	0.29	21.57	0
02:00	R2	JUNCTION	0.14	0.20	16.25	0
02:00	R3	JUNCTION	0.17	0.25	10.19	0
03:01	R9	JUNCTION	0.87	0.93	4.86	0
03:02	R13	JUNCTION	0.67	0.71	4.21	0
03:02	R21	JUNCTION	0.50	0.57	4.02	0
03:00	R5	JUNCTION	0.23	0.33	17.71	0

R6'	JUNCTION	0.19	0.26	17.08	0
03:00					
R8	JUNCTION	0.29	0.31	16.17	0
03:00					
R10	JUNCTION	0.02	0.02	14.41	0
00:56					
R11	JUNCTION	0.04	0.04	9.87	0
01:10					
R12	JUNCTION	0.04	0.04	7.90	0
01:10					
R14	JUNCTION	0.19	0.25	23.14	0
04:00					
R15	JUNCTION	0.37	0.52	15.62	0
03:00					
R16	JUNCTION	0.27	0.38	14.47	0
03:00					
R17	JUNCTION	0.35	0.48	8.95	0
03:00					
R18	JUNCTION	0.26	0.34	7.14	0
03:01					
R19	JUNCTION	0.33	0.43	5.83	0
03:01					
R20	JUNCTION	0.33	0.43	5.47	0
03:01					
EXUT1	OUTFALL	0.50	0.57	0.76	0
03:02					
EXUT2	OUTFALL	0.49	0.52	0.52	0
03:02					
EXUT3	OUTFALL	0.24	0.32	0.32	0
02:01					
WEIR2	DIVIDER	0.49	0.52	4.22	0
03:02					
WEIR1	DIVIDER	0.24	0.32	4.77	0
02:01					

Node Inflow Summary

Lateral Inflow Volume		Total Inflow Volume	Type	Maximum Lateral Inflow	Maximum Total Inflow	Time of Max Occurrence
Node	10 ⁶ ltr	10 ⁶ ltr		CMS	CMS	days hr:min

R1			JUNCTION	0.460	0.460	0 02:00
5.650		5.650				
R2			JUNCTION	0.007	0.465	0 02:00
0.158		5.793				

R3		JUNCTION	0.248	0.709	0	02:00
3.334	9.114					
R9		JUNCTION	0.872	2.221	0	03:00
18.834	44.228					
R13		JUNCTION	0.574	0.669	0	00:06
12.398	13.418					
R21		JUNCTION	0.032	1.867	0	03:01
0.691	32.385					
R5		JUNCTION	0.182	0.182	0	02:59
2.496	2.496					
R6'		JUNCTION	0.297	0.478	0	02:59
4.154	6.628					
R8		JUNCTION	0.872	1.349	0	03:00
18.834	25.440					
R10		JUNCTION	0.004	0.004	0	00:00
0.084	0.084					
R11		JUNCTION	0.004	0.008	0	00:56
0.084	0.168					
R12		JUNCTION	0.004	0.012	0	00:46
0.084	0.251					
R14		JUNCTION	0.565	0.565	0	04:00
8.423	8.422					
R15		JUNCTION	0.559	1.118	0	02:59
7.700	16.108					
R16		JUNCTION	0.012	1.129	0	03:00
0.259	16.330					
R17		JUNCTION	0.017	1.146	0	03:00
0.367	16.675					
R18		JUNCTION	0.022	1.168	0	03:01
0.475	17.118					
R19		JUNCTION	0.027	1.195	0	03:01
0.583	17.690					
R20		JUNCTION	0.032	1.227	0	03:01
0.691	18.372					
EXUT1		OUTFALL	0.000	1.865	0	03:02
0.000	32.227					
EXUT2		OUTFALL	0.000	2.164	0	03:02
0.000	42.321					
EXUT3		OUTFALL	0.000	0.735	0	02:01
0.000	9.816					
WEIR2		DIVIDER	0.000	2.187	0	03:01
0.000	43.263					
WEIR1		DIVIDER	0.000	0.737	0	02:00
0.000	9.855					

 Outfall Loading Summary

Outfall Node	Flow Freq. Pcnt.	Avg. Flow CMS	Max. Flow CMS	Total Volume 10 ⁶ ltr
EXUT1	100.00	1.463	1.865	32.227
EXUT2	99.97	1.951	2.164	42.321
EXUT3	99.97	0.437	0.735	9.816

```

-----
System                99.98      3.851      4.703      84.364

```

```

*****
Link Flow Summary
*****

```

```

-----
-----
Max/      Max/      Maximum  Time of Max  Maximum
Full      Full      |Flow|    Occurrence   Velocity
Link      Depth    CMS      days hr:min  m/sec
Flow
-----
-----
C1                CONDUIT    0.458      0 02:00      3.49
0.25      0.31
C2                CONDUIT    0.464      0 02:00      4.03
0.14      0.28
C6                CONDUIT    0.181      0 03:00      1.08
0.32      0.37
C7                CONDUIT    0.477      0 03:00      2.31
0.10      0.24
C8                CONDUIT    1.349      0 03:00      2.99
0.10      0.41
C9                CONDUIT    0.004      0 00:56      0.71
0.00      0.04
C10             CONDUIT    0.008      0 00:46      0.97
0.00      0.05
C11             CONDUIT    0.012      0 01:08      0.06
0.01      0.47
C12             CONDUIT    1.226      0 03:01      3.09
0.39      0.50
C13             CONDUIT    1.195      0 03:01      3.66
0.39      0.43
C14             CONDUIT    1.168      0 03:01      4.15
0.25      0.39
C16             CONDUIT    1.129      0 03:00      4.11
0.45      0.54
C21             CONDUIT    0.665      0 01:00      2.30
1.89      0.81
C22             CONDUIT    1.865      0 03:02      3.00
0.31      0.38
C23             CONDUIT    1.146      0 03:01      4.40
0.64      0.51
C24             CONDUIT    0.564      0 04:00      2.45
0.22      0.48
C25             CONDUIT    1.117      0 03:00      3.88
0.73      0.56
C28             CONDUIT    2.187      0 03:01      3.08
1.36      0.60
C29             CONDUIT    0.086      0 00:06      0.51
0.60      1.00

```

C30		CONDUIT	2.164	0	03:02	3.34
0.15	0.26					
C31		CONDUIT	0.709	0	02:00	3.87
0.13	0.28					
C32		CONDUIT	0.042	0	01:04	1.64
0.55	1.00					
C33		CONDUIT	0.735	0	02:01	3.37
0.22	0.32					

Flow Classification Summary

----	Avg.	Avg.	Adjusted	--- Fraction of Time in Flow Class					
Down	Froude	Flow	/Actual	Up	Down	Sub	Sup	Up	
Crit	Number	Change	Length	Dry	Dry	Dry	Crit	Crit	Crit

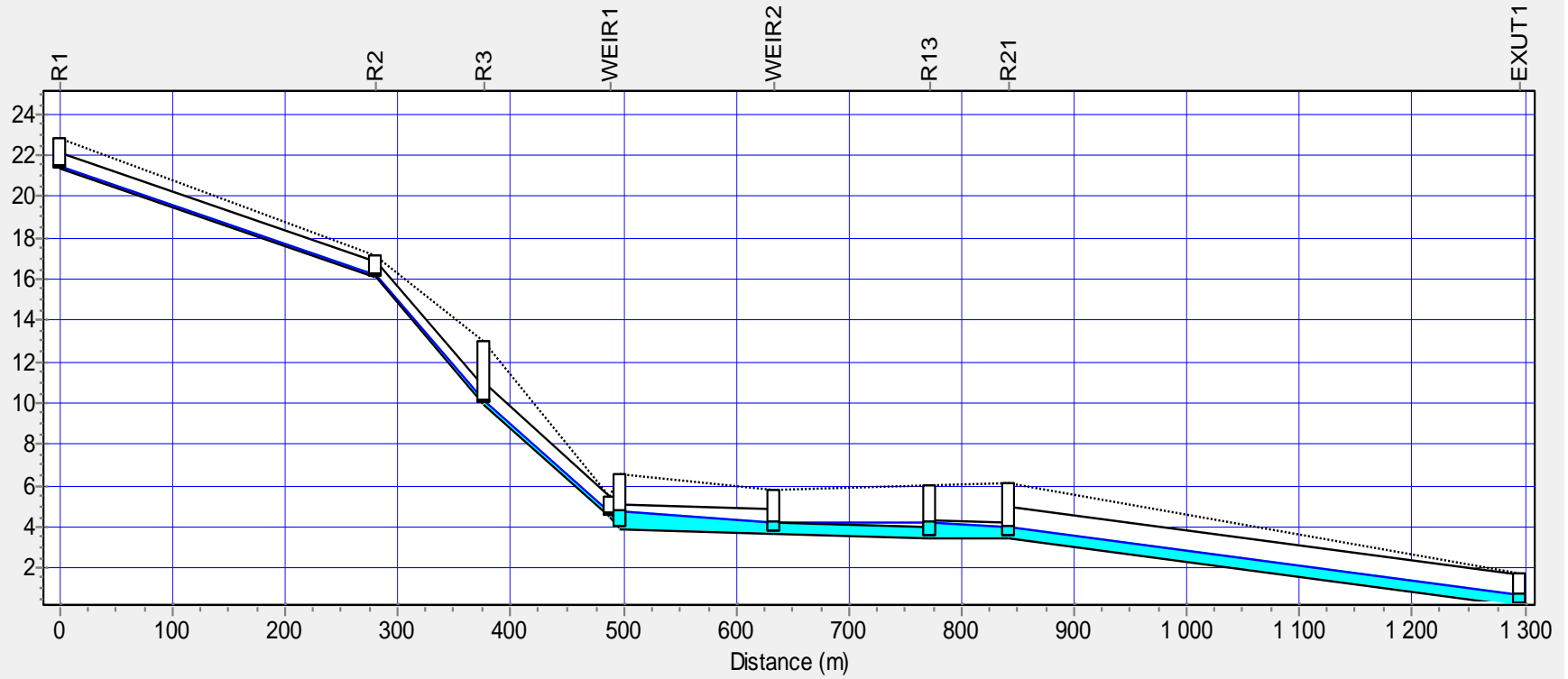
C1			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.43	0.0001							
C2			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.91	0.0000							
C6			1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.64	0.0001							
C7			1.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.75	0.00
0.00	1.17	0.0000							
C8			1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.88	0.0000							
C9			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.41	0.0000							
C10			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.68	0.0000							
C11			1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.03	0.0000							
C12			1.00	0.00	0.00	0.00	0.22	0.78	0.00
0.00	1.31	0.0001							
C13			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.97	0.0001							
C14			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.35	0.0000							
C16			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.18	0.0001							
C21			1.00	0.00	0.00	0.00	0.78	0.22	0.00
0.00	0.70	0.0003							
C22			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.47	0.0001							
C23			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.40	0.0001							
C24			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.36	0.0000							

C25			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.01	0.0001							
C28			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.28	0.0002							
C29			1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
0.00	0.04	0.0003							
C30			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	1.75	0.0000							
C31			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.46	0.0000							
C32			1.00	0.00	0.00	0.00	0.78	0.22	0.00
0.00	0.30	0.0001							
C33			1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.00	2.17	0.0000							

 Conduit Surcharge Summary

		Hours			
Hours		----- Hours Full -----			Above Full
Capacity	Conduit Limited	Both Ends	Upstream	Dnstream	Normal Flow
	C21	0.01	0.01	0.01	5.97
0.01	C28	0.01	0.01	0.01	5.93
0.01	C29	3.99	3.99	3.99	0.01
0.01	C32	4.83	4.83	4.83	0.01
0.01					

Water Elevation Profile: Node R1 - EXUT1



02/17/2016 06:00:00

Modèle de translation simple en régime uniforme

 Subcatchment Runoff Summary

Total Runoff mm	Total Runoff 10 ⁶ ltr	Total Peak Runoff CMS	Total Runoff Precip Coeff mm	Total Runon mm	Total Evap mm	Total Infil mm
62.496	5.562	0.453	0.757	0.000	0.000	14.446
60.618	2.970	0.229	0.734	0.000	0.000	15.409
58.040	2.496	0.180	0.703	0.000	0.000	15.409
57.564	3.972	0.286	0.697	0.000	0.000	15.409
50.654	8.409	0.558	0.613	0.000	0.000	15.409
58.922	7.542	0.547	0.714	0.000	0.000	15.409
56.895	30.951	2.179	0.689	0.000	0.000	15.252

 Node Depth Summary

Time of Max Occurrence Node days hr:min	Type	Average Depth Meters	Maximum Depth Meters	Maximum HGL Meters
--	------	----------------------------	----------------------------	--------------------------

R1	JUNCTION	0.19	0.28	21.56
0 02:00				
R2	JUNCTION	0.19	0.28	16.33
0 02:00				
R3	JUNCTION	0.18	0.25	10.19
0 02:00				
R9	JUNCTION	2.55	2.55	6.48
0 00:00				
R13	JUNCTION	2.42	2.42	5.92
0 00:00				
R21	JUNCTION	0.80	0.80	4.25
0 00:00				
R5	JUNCTION	0.23	0.31	17.69
0 03:00				
R6'	JUNCTION	0.23	0.31	17.13
0 03:00				
R8	JUNCTION	0.29	0.31	16.17
0 03:00				
R10	JUNCTION	0.02	0.02	14.41
0 00:00				
R11	JUNCTION	0.04	0.04	9.87
0 00:00				
R12	JUNCTION	0.04	0.04	7.90
0 00:00				
R14	JUNCTION	0.20	0.25	23.14
0 04:00				
R15	JUNCTION	0.38	0.51	15.61
0 03:00				
R16	JUNCTION	0.38	0.51	14.60
0 03:00				
R17	JUNCTION	0.35	0.47	8.94
0 03:00				
R18	JUNCTION	0.35	0.47	7.27
0 03:00				
R19	JUNCTION	0.34	0.44	5.84
0 03:00				
R20	JUNCTION	0.34	0.44	5.48
0 03:00				
EXUT1	OUTFALL	0.46	0.53	0.72
0 03:00				
EXUT2	OUTFALL	0.39	0.39	0.39
0 00:00				
EXUT3	OUTFALL	0.15	0.18	0.18
0 02:00				
WEIR2	DIVIDER	2.00	2.00	5.70
0 00:00				
WEIR1	DIVIDER	0.83	1.00	5.45
0 01:04				

Node Inflow Summary

Lateral		Total		Maximum	Maximum	
Max	Inflow	Inflow		Lateral	Total	Time of
Occurrence	Volume	Volume		Inflow	Inflow	days
Node		Type		CMS	CMS	
hr:min	10^6 ltr	10^6 ltr				
R1		JUNCTION		0.460	0.460	0
02:00	5.661	5.657				
R2		JUNCTION		0.007	0.468	0
02:00	0.158	5.815				
R3		JUNCTION		0.248	0.715	0
02:00	3.340	9.152				
R9		JUNCTION		0.872	2.299	0
03:00	18.859	45.772				
R13		JUNCTION		0.574	0.729	0
00:00	12.414	15.757				
R21		JUNCTION		0.032	1.613	0
03:00	0.692	26.815				
R5		JUNCTION		0.182	0.182	0
03:00	2.501	2.499				
R6'		JUNCTION		0.297	0.479	0
03:00	4.163	6.659				
R8		JUNCTION		0.872	1.351	0
03:00	18.859	25.505				
R10		JUNCTION		0.004	0.004	0
00:00	0.084	0.084				
R11		JUNCTION		0.004	0.008	0
00:00	0.084	0.169				
R12		JUNCTION		0.004	0.012	0
00:00	0.084	0.253				
R14		JUNCTION		0.565	0.565	0
04:00	8.443	8.436				
R15		JUNCTION		0.559	1.119	0
03:00	7.715	16.145				
R16		JUNCTION		0.012	1.131	0
03:00	0.260	16.405				
R17		JUNCTION		0.017	1.148	0
03:00	0.368	16.772				
R18		JUNCTION		0.022	1.170	0
03:00	0.476	17.247				

R19		JUNCTION	0.027	1.197	0
03:00	0.584	17.831			
R20		JUNCTION	0.032	1.229	0
03:00	0.692	18.523			
EXUT1		OUTFALL	0.000	1.613	0
03:00	0.000	26.815			
EXUT2		OUTFALL	0.000	1.209	0
00:00	0.000	26.123			
EXUT3		OUTFALL	0.000	0.233	0
02:00	0.000	3.523			
WEIR2		DIVIDER	0.000	1.604	0
00:00	0.000	34.670			
WEIR1		DIVIDER	0.000	0.715	0
02:00	0.000	9.152			

Node Surcharge Summary

Surcharging occurs when water rises above the top of the highest conduit.

Min. Depth		Hours	Max. Height
Below Rim			Above Crown
Node	Type	Surcharged	Meters
Meters			
R9	JUNCTION	6.01	1.050
0.000			
R13	JUNCTION	6.01	1.620
0.000			
WEIR2	DIVIDER	6.01	0.000
0.000			
WEIR1	DIVIDER	4.94	0.000
0.000			

Node Flooding Summary

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

Total Flood Volume Node ltr	Maximum Ponded Volume ha-mm	Hours Flooded	Maximum Rate CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	10 ⁶
11.101	0.00	6.01	0.694	0 03:00	
8.156	0.00	6.01	0.377	0 00:01	
5.449	0.00	6.01	0.252	0 00:01	
4.209	0.00	4.94	0.404	0 02:00	

[Link Flow Summary](#)

Maximum Velocity Link m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min
3.00	0.25	0.34	CONDUIT	0.460	0 02:00
4.66	0.14	0.25	CONDUIT	0.468	0 02:00
1.00	0.32	0.39	CONDUIT	0.182	0 03:00
2.66	0.10	0.22	CONDUIT	0.479	0 03:00
5.05	0.10	0.21	CONDUIT	1.351	0 03:00
0.84	0.00	0.03	CONDUIT	0.004	0 00:00
0.97	0.00	0.04	CONDUIT	0.008	0 00:00
1.14	0.01	0.05	CONDUIT	0.012	0 00:00

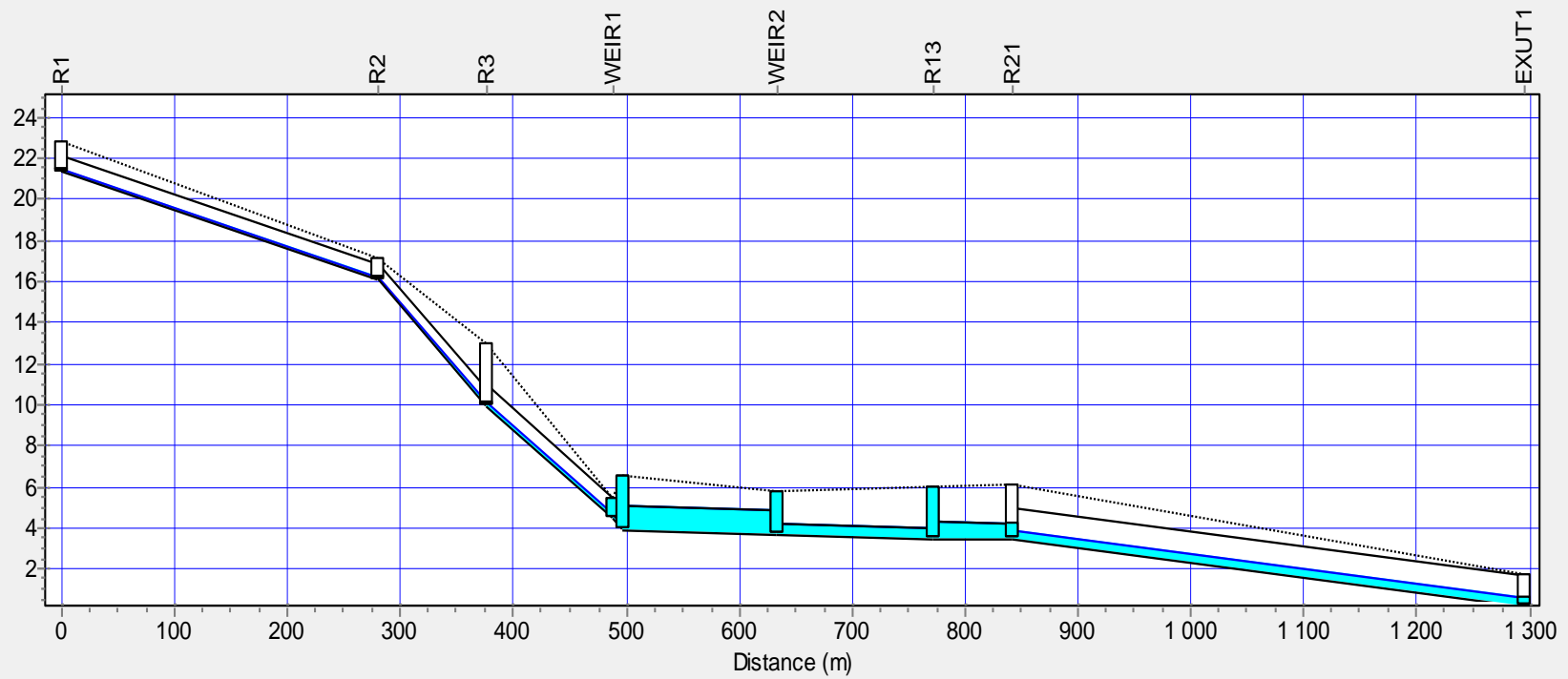
C12			CONDUIT	1.229	0	03:00
3.76	0.39	0.43				
C13			CONDUIT	1.197	0	03:00
3.65	0.39	0.44				
C14			CONDUIT	1.170	0	03:00
4.94	0.25	0.34				
C16			CONDUIT	1.131	0	03:00
4.86	0.45	0.47				
C21			CONDUIT	0.352	0	00:00
0.70	1.00	1.00				
C22			CONDUIT	1.613	0	03:00
2.88	0.27	0.35				
C23			CONDUIT	1.148	0	03:00
3.78	0.64	0.58				
C24			CONDUIT	0.565	0	04:00
4.13	0.22	0.32				
C25			CONDUIT	1.119	0	03:00
3.32	0.73	0.64				
C28			CONDUIT	1.604	0	00:00
1.42	1.00	1.00				
C29			CONDUIT	0.143	0	00:00
0.73	1.00	1.00				
C30			CONDUIT	1.209	0	00:00
2.82	0.08	0.19				
C31			CONDUIT	0.715	0	02:00
4.74	0.13	0.25				
C32			CONDUIT	0.076	0	01:04
2.75	1.00	1.00				
C33			CONDUIT	0.233	0	02:00
2.42	0.07	0.18				

 Conduit Surcharge Summary

Hours	Hours	----- Hours Full -----			Above
Full	Capacity	-----	-----	-----	-----
Conduit		Both Ends	Upstream	Dnstream	
Normal Flow	Limited				
C21		6.01	6.01	6.01	
6.01	6.01				
C28		6.01	6.01	6.01	
6.01	6.01				

C29		6.01	6.01	6.01
6.01	6.01			
C32		4.94	4.94	4.94
4.94	4.94			

Water Elevation Profile: Node R1 - EXUT1



02/17/2016 06:00:00

Table A7-2. Discharge of standard contracted rectangular weirs
in ft³/sec. Shaded entries determined experimentally. All others
computed from the formula $Q=3.33(L-0.2h_1)h_1^{1.5}$.

Head, h_1 ft	Weir Length, L , ft								
	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
0.18	0.122	----	----	----	----	----	----	----	----
.19	.132	----	----	----	----	----	----	----	----
.20	.142	0.286	0.435	0.584	0.882	1.18	1.48	1.78	2.07
.21	.152	.307	.467	.627	.948	1.27	1.59	1.91	2.23
.22	.162	.329	.500	.672	1.02	1.36	1.70	2.05	2.39
.23	.173	.350	.534	.718	1.09	1.45	1.82	2.19	2.55
.24	.184	.373	.568	.764	1.16	1.55	1.94	2.33	2.72
.25	.195	.395	.604	.812	1.23	1.64	2.06	2.48	2.89
.26	----	.419	.639	.860	1.30	1.74	2.18	2.63	3.07
.27	----	.442	.676	.909	1.38	1.84	2.31	2.78	3.25
.28	----	.466	.712	.959	1.45	1.95	2.44	2.93	3.43
.29	----	.490	.750	1.01	1.53	2.05	2.57	3.09	3.61
.30	----	.514	.788	1.06	1.61	2.16	2.70	3.25	3.80
.31	----	.539	.827	1.11	1.69	2.26	2.84	3.41	3.99
.32	----	.564	.866	1.17	1.77	2.37	2.98	3.58	4.18
.33	----	.590	.905	1.22	1.85	2.48	3.11	3.75	4.38
.34	----	.615	.945	1.28	1.94	2.60	3.26	3.92	4.58
.35	----	.658	.986	1.33	2.02	2.71	3.40	4.09	4.78
.36	----	.686	1.03	1.39	2.11	2.83	3.54	4.26	4.98
.37	----	.714	1.07	1.44	2.19	2.94	3.69	4.44	5.19
.38	----	.743	1.11	1.50	2.28	3.06	3.84	4.62	5.40
.39	----	.772	1.15	1.56	2.37	3.18	3.99	4.80	5.61
.40	----	.801	1.20	1.62	2.46	3.30	4.14	4.99	5.83
.41	----	.830	1.24	1.68	2.55	3.43	4.30	5.17	6.05
.42	----	.860	1.28	1.74	2.64	3.55	4.46	5.36	6.27
.43	----	.890	1.33	1.80	2.74	3.68	4.61	5.55	6.49
.44	----	.920	1.37	1.86	2.83	3.80	4.77	5.75	6.72
.45	----	.950	1.42	1.92	2.93	3.93	4.94	5.94	6.95
.46	----	.981	1.46	1.98	3.02	4.06	5.10	6.14	7.18
.47	----	1.01	1.51	2.05	3.12	4.19	5.26	6.34	7.41
.48	----	1.04	1.55	2.11	3.22	4.32	5.43	6.54	7.65
.49	----	1.08	1.60	2.17	3.31	4.46	5.60	6.74	7.88
.50	----	1.11	1.65	2.24	3.41	4.59	5.77	6.95	8.12
.51	----	----	----	2.30	3.51	4.73	5.94	7.15	8.37
.52	----	----	----	2.37	3.62	4.86	6.11	7.36	8.61
.53	----	----	----	2.43	3.72	5.00	6.29	7.57	8.86
.54	----	----	----	2.50	3.82	5.14	6.46	7.79	9.11
.55	----	----	----	2.57	3.93	5.28	6.64	8.00	9.36
.56	----	----	----	2.63	4.03	5.43	6.82	8.22	9.61
.57	----	----	----	2.70	4.14	5.57	7.00	8.43	9.87
.58	----	----	----	2.77	4.24	5.71	7.18	8.65	10.1
.59	----	----	----	2.84	4.35	5.86	7.37	8.88	10.4
.60	----	----	----	2.91	4.46	6.00	7.55	9.10	10.6

Table A7-2 [continued]. Discharge of standard contracted rectangular weirs in ft³/sec. Shaded entries determined experimentally. All others computed from the formula $Q=3.33(L-0.2h_1)h_1^{1.5}$

Head, h_1 ft	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
0.61	2.98	4.57	6.15	7.74	9.33	10.9
.62	3.05	4.68	6.30	7.93	9.55	11.2
.63	3.12	4.79	6.45	8.12	9.78	11.4
.64	3.19	4.90	6.60	8.31	10.0	11.7
.65	3.26	5.01	6.75	8.50	10.2	12.0
.66	3.34	5.12	6.91	8.69	10.5	12.3
.67	3.41	5.23	7.06	8.89	10.7	12.5
.68	3.58	5.35	7.22	9.08	10.9	12.8
.69	3.66	5.46	7.37	9.28	11.2	13.1
.70	3.74	5.58	7.53	9.48	11.4	13.4
.71	3.82	5.69	7.69	9.68	11.7	13.7
.72	3.90	5.81	7.84	9.88	11.9	13.9
.73	3.98	5.93	8.00	10.1	12.2	14.2
.74	4.06	6.05	8.17	10.3	12.4	14.5
.75	4.14	6.16	8.33	10.5	12.7	14.8
.76	4.22	6.28	8.49	10.7	12.9	15.1
.77	4.30	6.40	8.65	10.9	13.2	15.4
.78	4.38	6.52	8.82	11.1	13.4	15.7
.79	4.46	6.65	8.98	11.3	13.7	16.0
.80	4.54	6.77	9.15	11.5	13.9	16.3
.81	4.62	6.89	9.32	11.7	14.2	16.6
.82	4.70	7.01	9.49	12.0	14.4	16.9
.83	4.78	7.14	9.65	12.2	14.7	17.2
.84	4.87	7.26	9.82	12.4	15.0	17.5
.85	4.96	7.39	9.99	12.6	15.2	17.8
.86	5.05	7.51	10.2	12.8	15.5	18.1
.87	5.14	7.64	10.3	13.0	15.7	18.4
.88	5.23	7.76	10.5	13.3	16.0	18.8
.89	5.32	7.89	10.7	13.5	16.3	19.1
.90	5.41	8.02	10.9	13.7	16.5	19.4
.91	5.50	8.15	11.0	13.9	16.8	19.7
.92	5.59	8.27	11.2	14.2	17.1	20.0
.93	5.68	8.40	11.4	14.4	17.4	20.4
.94	5.77	8.53	11.6	14.6	17.6	20.7
.95	5.86	8.66	11.7	14.8	17.9	21.0
.96	5.95	8.80	11.9	15.1	18.2	21.3
.97	6.04	8.93	12.1	15.3	18.5	21.7
.98	6.13	9.06	12.3	15.5	18.8	22.0
.99	6.22	9.19	12.5	15.8	19.0	22.3
1.00	6.31	9.32	12.7	16.0	19.3	22.6
1.01	-----	-----	12.8	16.2	19.6	23.0
1.02	-----	-----	13.0	16.5	19.9	23.3
1.03	-----	-----	13.2	16.7	20.2	23.6
1.04	-----	-----	13.4	16.9	20.5	24.0
1.05	-----	-----	13.6	17.2	20.7	24.3

Table A7-2 [continued]. Discharge of standard contracted rectangular weirs in ft³/sec. Shaded entries determined experimentally. All others computed from the formula $Q=3.33(L-0.2h_1)h_1^{1.5}$

Head, h_1 ft	Weir Length, L , ft				Head, h_1 ft	Weir Length, L , ft			
	4.0	5.0	6.0	7.0		5.0	6.0	7.0	
1.06	13.8	17.4	21.0	24.7	1.51	29.0	35.2	41.4	
1.07	14.0	17.6	21.3	25.0	1.52	29.3	35.5	41.8	
1.08	14.1	17.9	21.6	25.4	1.53	29.6	35.9	42.2	
1.09	14.3	18.1	21.9	25.7	1.54	29.9	36.2	42.6	
1.10	14.5	18.4	22.2	26.0	1.55	30.1	36.6	43.0	
1.11	14.7	18.6	22.5	26.4	1.56	30.4	36.9	43.4	
1.12	14.9	18.9	22.8	26.7	1.57	30.7	37.2	43.8	
1.13	15.1	19.1	23.1	27.1	1.58	31.0	37.6	44.2	
1.14	15.3	19.3	23.4	27.4	1.59	31.3	37.9	44.6	
1.15	15.5	19.6	23.7	27.8	1.60	31.5	38.3	45.0	
1.16	15.7	19.8	24.0	28.2	1.61	31.8	38.6	45.4	
1.17	15.9	20.1	24.3	28.5	1.62	32.1	39.0	45.8	
1.18	16.1	20.3	24.6	28.9	1.63	32.4	39.3	46.3	
1.19	16.3	20.6	24.9	29.2	1.64	32.7	39.7	46.7	
1.20	16.5	20.8	25.2	29.6	1.65	33.0	40.0	47.1	
1.21	16.7	21.1	25.5	30.0	1.66	33.2	40.4	47.5	
1.22	16.9	21.3	25.8	30.3	1.67	33.5	40.7	47.9	
1.23	17.1	21.6	26.1	30.7	1.68	-----	41.1	48.3	
1.24	17.3	21.9	26.4	31.0	1.69	-----	41.4	48.7	
1.25	17.5	22.1	26.8	31.4	1.70	-----	41.8	49.2	
1.26	17.7	22.4	27.1	31.8	1.71	-----	42.1	49.6	
1.27	17.9	22.6	27.4	32.2	1.72	-----	42.5	50.0	
1.28	18.1	22.9	27.7	32.5	1.73	-----	42.8	50.4	
1.29	18.3	23.1	28.0	32.9	1.74	-----	43.2	50.8	
1.30	18.5	23.4	28.3	33.3	1.75	-----	43.6	51.3	
1.31	18.7	23.7	28.6	33.6	1.76	-----	43.9	51.7	
1.32	18.9	23.9	29.0	34.0	1.77	-----	44.3	52.1	
1.33	19.1	24.2	29.3	34.4	1.78	-----	44.6	52.5	
1.34	-----	24.4	29.6	34.8	1.79	-----	45.0	53.0	
1.35	-----	24.7	29.9	35.2	1.80	-----	45.4	53.4	
1.36	-----	25.0	30.3	35.5	1.81	-----	45.7	53.8	
1.37	-----	25.2	30.6	35.9	1.82	-----	46.1	54.3	
1.38	-----	25.5	30.9	36.3	1.83	-----	46.4	54.7	
1.39	-----	25.8	31.2	36.7	1.84	-----	46.8	55.1	
1.40	-----	26.0	31.6	37.1	1.85	-----	47.2	55.6	
1.41	-----	26.3	31.9	37.5	1.86	-----	47.5	56.0	
1.42	-----	26.6	32.2	37.8	1.87	-----	47.9	56.4	
1.43	-----	26.8	32.5	38.2	1.88	-----	48.3	56.9	
1.44	-----	27.1	32.9	38.6	1.89	-----	48.6	57.3	
1.45	-----	27.4	33.2	39.0	1.90	-----	49.0	57.7	
1.46	-----	27.7	33.5	39.4	1.91	-----	49.4	58.2	
1.47	-----	27.9	33.9	39.8	1.92	-----	49.8	58.6	
1.48	-----	28.2	34.2	40.2	1.93	-----	50.1	59.1	
1.49	-----	28.5	34.5	40.6	1.94	-----	50.5	59.5	
1.50	-----	28.8	34.9	41.0	1.95	-----	50.9	59.9	

Table A7-2 [continued]. Discharge of standard contracted rectangular weirs in ft³/sec. Shaded entries determined experimentally. All others computed from the formula $Q=3.33(L-0.2h_1)h_1^{1.5}$

Head, h_1 ft	6.0	7.0
1.96	51.2	60.4
1.97	51.6	60.8
1.98	52.0	61.3
1.99	52.4	61.7
2.00	52.7	62.2
2.01	-----	62.6
2.02	-----	63.1
2.03	-----	63.5
2.04	-----	64.0
2.05	-----	64.4
2.06	-----	64.9
2.07	-----	65.3
2.08	-----	65.8
2.09	-----	66.2
2.10	-----	66.7
2.11	-----	67.1
2.12	-----	67.6
2.13	-----	68.1
2.14	-----	68.5
2.15	-----	69.0
2.16	-----	69.4
2.17	-----	69.9
2.18	-----	70.4
2.19	-----	70.8
2.20	-----	71.3
2.21	-----	71.7
2.22	-----	72.2
2.23	-----	72.7
2.24	-----	73.1
2.25	-----	73.6
2.26	-----	74.1
2.27	-----	74.6
2.28	-----	75.0
2.29	-----	75.5
2.30	-----	76.0
2.31	-----	76.4
2.32	-----	76.9
2.33	-----	77.4

Table A7-2 [continued]. Discharge of standard contracted rectangular weirs in ft³/sec. Shaded entries determined experimentally. All others computed from the formula $Q=3.33(L-0.2h_1)h_1^{1.5}$

Head, h_1 ft	Weir Length, L , ft						
	8.0	9.0	10.0	12.0	15.0	18.0	20.0
0.20	2.37	2.67	2.97	3.56	4.46	5.35	5.94
.30	4.34	4.89	5.44	6.53	8.17	9.82	10.91
.40	6.67	7.51	8.36	10.0	12.6	15.1	16.8
.50	9.30	10.5	11.7	14.0	17.5	21.1	23.4
.60	12.2	13.7	15.3	18.4	23.0	27.7	30.8
.70	15.3	17.3	19.2	23.1	29.0	34.8	38.7
.80	18.7	21.1	23.4	28.2	35.4	42.5	47.3
.90	22.2	25.1	27.9	33.6	42.1	50.7	56.4
1.00	26.0	29.3	32.6	39.3	49.3	59.3	65.9
1.10	29.9	33.7	37.6	45.3	56.8	68.3	76.0
1.20	34.0	38.3	42.7	51.5	64.6	77.7	86.5
1.30	38.2	43.1	48.1	57.9	72.8	87.6	97.4
1.40	42.6	48.1	53.6	64.6	81.2	97.7	109.
1.50	47.1	53.2	59.3	71.6	89.9	108.	121.
1.60	51.8	58.5	65.2	78.7	98.9	119.	133.
1.70	56.5	63.9	71.3	86.1	108.	130.	145.
1.80	61.4	69.5	77.5	93.6	118.	142.	158.
1.90	66.5	75.2	83.9	101.	128.	154.	171.
2.00	71.6	81.0	90.4	109.	138.	166.	185.
2.10	76.8	86.9	97.1	117.	148.	178.	198.
2.20	82.1	93.0	104.	126.	158.	191.	213.
2.30	87.6	99.2	111.	134.	169.	204.	227.
2.40	93.1	105.	118.	143.	180.	217.	242.
2.50	98.7	112.	125.	151.	191.	230.	257.
2.60	104.	118.	132.	160.	202.	244.	272.
2.70	110.	125.	140.	169.	214.	258.	287.
2.80	----	132.	147.	178.	225.	272.	303.
2.90	----	138.	155.	188.	237.	286.	319.
3.00	----	145.	163.	197.	249.	301.	336.
3.10	----	----	170.	207.	261.	316.	352.
3.20	----	----	178.	217.	274.	331.	369.
3.30	----	----	186.	226.	286.	346.	386.
3.40	----	----	----	236.	299.	362.	403.
3.50	----	----	----	246.	312.	377.	421.
3.60	----	----	----	257.	325.	393.	439.
3.70	----	----	----	267.	338.	409.	456.
3.80	----	----	----	277.	351.	425.	475.
3.90	----	----	----	288.	365.	442.	493.
4.00	----	----	----	298.	378.	458.	511.
4.10	----	----	----	----	392.	475.	530.
4.20	----	----	----	----	406.	492.	549.
4.30	----	----	----	----	420.	509.	568.
4.40	----	----	----	----	434.	526.	588.
4.50	----	----	----	----	448.	544.	607.