

المملكة المغربية

ROYAUME DU MAROC

**INSTITUT AGRONOMIQUE
ET VÉTÉRINAIRE HASSAN II**



**معهد الحسن الثاني
للزراعة والبيطرة**

**Projet de Fin d'Etudes présenté pour l'obtention du
diplôme d'Ingénieur en Génie Rural
Option : Irrigation, gestion de l'eau et environnement**

**Contribution à l'élaboration d'un guide technique de
conception et de dimensionnement des ouvrages
hydrauliques en PMH**

**Présenté et soutenu publiquement par
El Gouzouli Hicham & Ouarani Mohamed**

JURY

Pr. A. HAMMANI	(Président)	DEEI/ IAV HASSAN II
Pr. M. BAKACHE	(Rapporteur)	DEEI/IAV HASSAN II
Mr. M. ZAHRY	(Examineur)	ADI (Maroc)
Pr. A. BAMOUH	(Examineur)	DPV/IAV HASSAN II

Version définitive

Septembre 2012

DEDICACES

A mes chers parents

Mon père EL GOUZOU LI HOUSSA

Que ce travail soit le témoignage des sacrifices que vous n'avez cessé de consentir pour mon éducation. Rien ne pourrait exprimer ma profonde gratitude, mon estime et ma reconnaissance. Rien au monde ne pourra récompenser votre amour et vos sacrifices. Puisse Dieu vous procurer une longue vie pleine de bonheur et de santé.

Ma mère BADAD ZAHRA

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous ce que t'a fait pour moi. Vous êtes la femme la plus affectueuse et la plus douce au monde. Que Dieu tout puissant vous garde et vous procure santé, bonheur et très longue vie.

A ma famille

Mon frère TARIQ et ma sœur WISSAL

Puisse l'amour et la fraternité nous unissent à jamais, avec mes souhaits de succès et de bonheur.

A ma grande famille

A tous mes professeurs

A tous mes cher(e)s ami(e)s : Ali, Moncef, Jawad, Yassine, amina, lamia, et tous mes collègues de ma promotion.

A tous ceux qui me sont chers

.....

Ce modeste travail vous est dédié

EL GOUZOU LI HICHAM

DEDICACES

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...*

Aussi, c'est tout simplement que

Je dédie ce travail ...

A mes chers parents qu'Allah les garde pour moi

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti et que vous consentez pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Allah, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A toute la famille Ouarani à Marrakech et ailleurs.

A tous mes professeurs et mes enseignants depuis le primaire

A tous mes chers amis: SAID, AYOUB, ANOUAR, YASSINE, KAMAL....

A tous ceux qui me sont chers et à tous ceux qu'ils m'aiment et que j'ai omis de citer...

Ouarani Mohamed

REMERCIEMENTS

MERCI A ALLAH TOUT PUISSANT.

Au terme de ce travail de mémoire de fin d'études, dans le cadre de la formation du Génie Rural, on tient à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs du département du génie rural pour leurs disponibilités, courtoisies et leur sympathie dont-ils ont fait preuve pendant le déroulement de la formation. Qu'ils retrouvent à travers ces lignes l'expression de nos sentiments les plus distingués.

En outre nos remerciements vont à :

- notre encadrant Pr. BAKACHE MOHAMMED pour les précieux conseils qu'il nous a prodigués et pour l'intérêt soutenu avec lequel il a suivi ce travail du début jusqu' à la fin.*
- Mr Abdel Aziz EL BAYED et Mr BOUSFIHA KAMAL de CID pour l'assistance, les explications et la documentation qu'ils nous ont fournis.*
- Mr. EL GAMOUSSI MOHAMMED de la DPA de Khénifra pour sa disponibilité entière, sa gentillesse et son effort remarquable non seulement de nous avoir accompagné durant de nombreuses visites sur le terrain, mais aussi de ses explications pertinentes et son engagement et l'intérêt qu'il nous a accordé.*
- Mr AZIZ EL BENNA de l'ADI pour l'assistance et les orientations de ce travail. Aucun mot ne saurait exprimer ma très haute considération et ma grande gratitude pour sa précieuse aide.*

Trouvez tous entre ces lignes l'expression de notre profonde gratitude.

Nos remerciements vont également aux membres du jury de la soutenance pour avoir bien voulu enrichi ce mémoire par des informations utiles et pour l'honneur qu'ils nous ont faits en acceptant de faire partie de ce jury.

*On remercie également Mr **HAMMANI ALI** chef du département du Génie Rural, sans lui nous n'aurons pas cette chance d'avoir notre sujet de fin d'étude dans le cadre du projet MCA, chose qui nous a été très bénéfique.*

*On ne peut oublier Mr **OMAR EL FANNANI** de l'ADI, Mr **ZAHRY** de l'ADI, Mr **IDRISSI** de l'ORMVA de Marrakech, Mr **AAKIL** de la DPA de Chichaoua, Mr **YASSIN, KARIM, Mr MOAA** de l'assistance technique du CID à Khénifra, Mr **CHARAFI** de la DPA de Khénifra. Mr **KHALID, HASSAN** et **ABDERRAHIM**, de l'assistance technique du CID à Chichaoua, Mr **ZAHRI MAATI** et Mr **EL AISSAOUI YASSINE** de l'assistance technique du CID à Marrakech, pour la qualité de la documentation qu'ils ont mis à notre disposition et les entretiens très fructueux qu'ils nous ont accordés, leur gentillesse, disponibilité entière et leur accompagnement très bénéfique au terrain. Qu'ils trouvent à travers ces mots nos sincères remerciements.*

*On ne peut oublier Mr **SAID**, le chauffeur sympa qui nous accompagné durant de nombreuses sorties sur le terrain, pour sa gentillesse et sa patience, Mme **FATIHA** du département du Génie Rural*

Notre profonde gratitude va également à nos chères familles qui nous ont soutenus durant toute la période de notre travail de fin d'études. Enfin à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, qu'ils trouvent à travers ces lignes l'expression de notre profonde gratitude.

RESUME

A partir des années 80, les pouvoirs publics au Maroc se sont engagés dans des projets de réhabilitation de la PMH: la PMH1 (1984-1988) sur 12 880 ha, la PMH2 (1988-1994) sur 28000 ha, la PMH des provinces du Nord (1997-2005) sur 29 000 ha et la première phase du projet DRI-PMH (2001-2006) sur 9 500 ha.¹ En plus du projet PAF qui prévoit l'amélioration de l'infrastructure hydraulique sur une superficie de 43 000 ha dans des secteurs irrigués (PMH et Oasis).²

Le présent travail s'inscrit dans le cadre du PAF qui a prévu un programme de recherche, mis en œuvre par le Consortium National de Recherche en Agriculture composé de l'IAV Hassan II, l'INRA, l'ENA de Meknès et l'ENFI.

Ce travail vise la préparation d'un guide technique pour la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrauliques de la PMH au Maroc. Pour ce faire, on a essayé de présenter en plus des méthodes trouvées à travers la recherche bibliographique, celles utilisées par les différents bureaux d'étude. Aussi, il a été pris en compte l'avis d'autres acteurs, en l'occurrence, les entreprises d'assistance technique dans le domaine de l'aménagement hydro-agricole. Il y a lieu de signaler également que lors des visites sur le terrain, on a pu relever un certain nombre de problèmes et contraintes.

1 El Bouari A. (2004). *Conception participative de l'irrigation collective. Déroulement des études de réhabilitation de la petite et moyenne hydraulique au Maroc*. Projet WADEMED du programme INCO-WADEMED, Actes du séminaire Modernisation de l'Agriculture Irriguée Rabat, du 19 au 23 avril 2004. 1p. [consulté en août 2012]. <http://www.wademed.net/Articles/502Bouari.pdf>

2 Groupement de bureaux d'étude; SCET SCOM, ADI (Maroc), CID, CRC Sogema (Canada) et AHT Group (Allemagne). (2010). Rapport de faisabilité, zone 3 province de Khénifra, Contrat TC1B : *Etudes de faisabilité, la conception, les évaluations environnementales, sociales et l'appui à l'exécution et la supervision du projet dans des secteurs irrigués - (PMH et Oasis)*.

Le présent document est structuré de la manière suivante :

- Une première partie traitant les ouvrages de dérivation et de prises d'eau en rivières.
- Une deuxième partie réservée aux ouvrages du réseau à savoir; chute, coursier, dalot, pont bêche, siphon inversé, partiteur et prise TOR.
- Une troisième partie listant quelques difficultés et contraintes confrontées durant les différentes étapes de conception, de mise en place, d'exploitation, de gestion et de maintenance des ouvrages, relevées à partir de nos observations sur le terrain. A la fin de cette partie, on présente quelques recommandations formulées à partir de nos constatations sur le terrain et nos discussions avec les différents acteurs dans le domaine.

Mots clés : PMH, dimensionnement, ouvrages hydrauliques, dérivation, seuil, prise simple, chute, coursier, dalot, siphon inversé, pont bêche, partiteur.

ABSTRACT

Since the eighties, public authorities in Morocco have been engaged in rehabilitation projects of small and medium scale irrigated areas (PMH): the PMH1 (1984-1988) on 12 880 ha, the PMH2 (1988-1994) on 28 000 ha, the PMH of northern provinces (1997-2005) on 29 000 ha and the first phase of the project of rural integrated development centered on the PMH; DRI-PMH (2001-2006) on 9 500 ha. In addition to the fruit tree productivity project (PAF) that predicts the improvement of 43 000 ha in irrigated zones (PMH and oasis).

This work is part of the PAF that has predicted a research program, implemented by the national consortium of agricultural research composed of the IAV HASSAN II, INRA, ENA (Meknes) and ENFI.

This work targets the preparation of a technical guide for the conception and the design of hydraulic structures of the PMH in Morocco. To do this, we have tried to introduce, in addition to the methods found through bibliographical research, the ones used by various design offices. Also, other actor's opinion was considered, in this circumstance: technical assistance companies in the field of hydro-agricultural planning.

It is also necessary to mention that during the visits on the sites, a certain number of problems and constraints has been noticed.

This document is structured as follows:

- A first part dealing with the derivation and intake structures on the rivers.
- A second part reserved for irrigation network structures, namely; drop structure, inclined drop, box culvert, inverted siphon, irrigation canal bridge, flow dividing structures and intake structure.
- A third part listing some difficulties and constraints confronted during various stages of conception, establishment, exploitation and structures maintenance, deduced from our observations on the site. At the end of this part, we present some recommendations

formulated from our observations on the site, and from our discussions with various actors in the field.

Key words: small and medium scale irrigated areas (PMH), design, hydraulic structures, derivation, small dam, intake structure, drop structure, inclined drop, box culvert, inverted siphon, irrigation canal bridge, flow dividing structures.

ملخص

أولت المملكة المغربية منذ الثمانينات، اهتماما متناميا بإعادة تأهيل المدارات المائية الصغرى والمتوسطة **PMH**. وقد تُرجم هذا الإهتمام من خلال مجموعة من المشاريع التنموية التي من أبرزها: **PMH1** (1988-1984) على مساحة 12880 هكتارا، **PMH2** (1988-1994) على مساحة 28000 هكتار، و**PMH** بالمناطق الشمالية (2005 - 1997) على مساحة 29000 هكتار، إضافة إلى المرحلة الثانية من مشروع التنمية القروية المندمجة المتمحورة حول المدارات المائية الصغرى والمتوسطة **DRI- PMH** (2001-2006) على مساحة 9500 هكتار. دون أن ننسى مشروع تطوير زراعة الأشجار المثمرة **PAF** الذي يرمي إلى تحسين البنيات التحتية المائية على مساحة تقدر بحوالي 43000 هكتار على مستوى المجالات السقوية المنتشرة في المدارات المائية الصغرى والمتوسطة و على مستوى الوحات.

يأتي هذا العمل في إطار **PAF** الذي خصص برنامجا للبحث، تكلف بإنجازه الإتحاد الوطني للبحث الزراعي والذي يتكون من معهد الحسن الثاني للزراعة و البيطرة **IAV HASSAN II**، المعهد الوطني للبحث الزراعي **INRA**، المدرسة الوطنية للزراعة بمكناس **ENA**، و المدرسة الوطنية للمهندسين الغابويين **ENFI**.

تهدف هذه الدراسة إلى إعداد دليل تقني لتصميم المنشآت المائية على مستوى **PMH** بالمغرب، و في هذا الصدد حاولنا الجمع بين الطرق التي عثرنا عليها من خلال البحث الوثائقي والطرق المعتمدة من طرف مكاتب الدراسات. إلى جانب كل هذا فقد تم الأخذ بعين الإعتبار وجهات نظر مختلف الفاعلين في المجال وعلى رأسهم مؤسسات المساعدة التقنية في مجال التهيئة المائية الفلاحية. ولم ننسى عرض مجموعة من المصاعب التي رصدناها من خلال الزيارات التي قمنا بها على الأرض.

تنظم هذه الدراسة في ثلاثة أجزاء كما يلي:

- جزء أول مخصص لدراسة المنشآت التحويلية و المآخذ المائية النهرية.
- جزء ثان مخصص للمنشآت على مستوى شبكة السقي وهي كالاتي: السقطة المائية، القناة سريعة الجريان، قناة باطنية ، قناة قنطرة، قناة ضغطية تحت أرضية ، المقسم، مأخذ الكل أو لا شيء، السد التحويلي.
- جزء ثالث خُصص لعرض بعض المصاعب والمشاكل التي تواجه هذا النوع من التأهيل المائي الفلاحي في جميع مراحلها، بدءا من مرحلة التصميم، مرورا بإنجاز الأشغال، وصولا إلى مرحلة استغلال المنشآت وتسييرها و صيانتها. وفي نهاية هذا الجزء عرضنا بعض التوصيات التي صغناها إنطلاقا من ملاحظتنا على الأرض ومن خلال مناقشاتنا مع مختلف الفاعلين في المجال.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS.....	III
RESUME	V
ABSTRACT	VII
ملخص	IX
TABLE DES MATIERES.....	XI
LISTE DES FIGURES	XVI
LISTE DES ACRONYMES.....	XX

INTRODUCTION GENERALE

A) CONTEXTE ET OBJECTIFS:.....	1
B) METHODOLOGIE.....	3

Première partie: PRESENTATION DE LA PMH AU MAROC

I) Introduction.....	6
II) La PMH au Maroc: caractérisation et actions de l'état pour la réhabilitation et la modernisation	7
II.1. Distinction entre la grande hydraulique et la petite et moyenne hydraulique au Maroc.....	7
II.2 Synthèse des principales caractéristiques de La PMH au Maroc.....	8
II.3. Les Actions de l'état pour la réhabilitation et la modernisation de la PMH	10
II.3.1 Objectifs des Aménagements des Périmètres de PMH.....	10
II.3.2 Evolution des réalisations en petite et moyenne hydraulique :.....	11
II.4 Évolution de l'approche de développement de la Petite et Moyenne Hydraulique.....	12
II.4.1 Le second projet de réhabilitation de la PMH sur 28 000 ha de PMH.....	12
II.4.2 Projet de développement de la PMH dans les provinces du Nord.....	14
II.4.3 Projet de développement rural intégré centré sur la PMH (DRI- PMH).....	15
II.4. 4 Projet d'amélioration de la productivité de l'Arboriculture Fruitière (PAF).....	17

Deuxième partie: Diagnostic des ouvrages des périmètres visités

I) Introduction :.....	20
II) Les périmètres de la province de Khénifra :	21
II.1) Périmètre de Tagma	21
II.1.1) Fiche signalétique du périmètre :	21

II.1.2) Les ouvrages visités :	21
II.2) Périmètre d'Assaka:	22
II.2.1) Fiche signalétique du périmètre :	22
II.2.2) Les ouvrages visités :	23
II. 3) Périmètre d'Ouaoumana:....	24
II.3.1) Fiche signalétique du périmètre :	24
II.3.2) Les ouvrages visités :	24
III) Les périmètres de la province d'Al Haouz :	25
III. 1) Périmètre de Chichaoua:	25
III.1.1) Fiche signalétique du périmètre :	25
III.1.2) Les ouvrages visités :	25
III. 2) Périmètre de Ghmat:	27
III.2.1) Fiche signalétique du périmètre :	27
III.2.2) Les ouvrages visités :	28
III. 3) Périmètre d'Imintanout:	29
III.3.1) Fiche signalétique du périmètre :	29
III.3.3) Les ouvrages visités :	30

Troisième partie:

Les ouvrages de dérivation et de prise d'eau en rivières

CHAPITRE I : GENERALITES.....	32
I) Principe générale de dérivation des eaux et terminologie de base.....	32
II) Le choix du site de dérivation:(AGR.DAHA, Degoutte G. (1998))	34
II.1) Critères généraux :	34
II.2) Critères hydrauliques :	35
II.3) Critères topographiques :	36
II.4) Critères géotechniques.....	37
CHAPITRE II : PRISE D'EAU SIMPLE SANS BARRAGE DE DERIVATION.....	38
I) Introduction:	38
II) Conception de la prise simple: (AGR.DAHA)	39
III) Emplacements possibles des prises simples sur rivières (Blanchet C., 1975).....	41
III.1) Extrados des coudes des rivières (emplacement b)	41
III.2) Emplacement sur berges convergents (emplacement a)	42
III.3) Emplacements sur la face amont d'un éperon rocheux (emplacement c)	42
III.4) Emplacement au premier extrados qui suit l'intrados d'un coude de la rivière (d)	42
III.5) Emplacement sur un lit rocheux ou rapide (emplacement e)	42
III.6) Emplacement dans une gorge rocheuse étroite (f)	42

III.7) Commentaires:	43
IV) Prise simple sur l'extrados des coudes des rivières:	43
IV.1) Conception normale (ne demandant pas des travaux d'aménagement du lit de la rivière)	43
IV.2) Conception faisant appel à des travaux d'aménagement du lit de la rivière	45
1) Fermeture du bras secondaire d'une rivière à bras multiples :	45
2) Reprofilage du lit de la rivière :	46
V) Conception de la prise simple :	46
V.1. Conception générale:	46
V.2. Dimensionnement hydraulique :	48
V.3. Orientation de l'entrée de la prise:	49
CHAPITRE III : PRISE AVEC SEUIL DE DERIVATION	51
I) Quelques modes de dérivation utilisés:	51
I.1. Dérivation traditionnelle :	51
I.2. Dérivation avec stabilisation du profil en travers de la rivière au niveau de la prise :	52
I.3. Dérivation par seuil en dur :	52
II) Rôle de l'ouvrage de dérivation par seuil en dur:	52
III) Composantes principales d'un ouvrage de dérivation avec seuil en dur : (Figure III .1)	53
IV) Seuil de dérivation :	55
IV.1. Classification des seuils en seuils fixes et seuils mobiles:	55
1) Seuils fixes :	55
2) Seuils mobiles :	55
IV.2. Classification en fonction de la nature des matériaux constitutifs :	55
1) Seuils en béton	56
2) Seuils en maçonnerie :	57
3) Seuils en gabion:	57
4) Seuil en enrochement :	59
IV. 3. Emplacement du seuil :	59
IV.4. Calage et dimensionnement hydraulique du seuil :	60
IV.4.1. Crue de projet :	60
IV.4.2. Seuil déversant à profil normal type Creager :	60
IV.4.3. Seuil épais :	64
IV.5. Dissipation de l'énergie à l'aval et protections du seuil:	66
IV. 5. 1. Bassin de dissipation (bassin à ressaut) :	66
IV.5.2. Protection du fond et des berges d'une rivière contre l'érosion hydraulique:	69
IV.5.3. Protection contre le contournement des ouvrages de dérivation par les eaux de crues - courbe de remous à l'amont :	70

IV.6. Stabilité du seuil: (d'après AGR-DAHA et CFGB, 1997)	72
IV.6.1. Actions sur le seuil de dérivation :.....	72
IV.6.2. Combinaisons d'actions :	75
IV.6.3. Etude de stabilité :	76
IV.6.4. Profils en travers types des seuils :	79
IV.6.5. Influence de la nature des terrains de fondation, fondation sur sols meubles, phénomène de renard :	80
V) Passe de dégrèvement:	82
VI) La prise:	83
VI. 1. Principes de base:	84
VI.2. Classification des types de prise:.....	84
a) Prises latérales :	84
b) Les prises frontales :	85
c) Les prises du fond de lit :	85
VI.3. Angle de la prise d'eau avec l'axe du barrage:	86
VI.4. Différence de niveaux entre le radier de la passe de dégrèvement et l'entrée du pertuis de la prise :	86
VI.5 Réglage du débit à travers la prise:	87
VII) Le limiteur de débit:	88
VII.1. Généralités:	88
VII.2. Calage du seuil de dérivation-fonctionnement à débit nominal :	90
VII.3. Fonctionnement avec le débit de la crue de projet- limitation du débit par une batterie de masques :	92
VII.3.1 Schéma de fonctionnement –crue de projet :	92
VII.3.2 Ecoulement sous le premier masque (côté canal ou seguia, ou masque aval) 93	
VII.3.3 Ecoulement sous un masque du milieu :	93
VII.3.4. Ecoulement dans l'ouvrage de prise :	94
VII.4. Fonctionnement avec le débit de projet- limitation du débit par masques et déversoirs:	95
VII.4.1 Schéma de fonctionnement :	95
VII. 4. 2. Ecoulement sur un déversoir latéral i.....	95
VIII) Dégraveurs et dessableurs:	99
VIII.1. Mécanismes de transport des matériaux:	99
VIII.1.1. Régimes suspension et décantation :	99
VIII.1.2. Transport en charriage :	100
VIII.1.3 Dégraveurs :	102
VIII.1.4. Dessableurs :	103
IX) Récapitulatif : Choix et dimensionnement des seuils de dérivation.....	112

Quatrième Partie: Les ouvrages du réseau

CHAPITRE I : CHUTES ET COURSIERS.....	115
I) Chutes :	115
I- 1) Chute verticale standard :	116
I-2) Chutes verticales type SOGETHA :	118
I) Coursiers:	121
CHAPITRE II: OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT.....	126
I) Dalots :	127
a) Généralités :	127
b) Aspect hydraulique :.....	127
a) Les caractéristiques du génie civil :	128
II) Pont bâche:	131
III) Le siphon inversé :.....	133
1) Généralités :	133
2) Exigences de couverture :	133
3) Exigences de pentes :	134
4) Conception- dimensionnement hydraulique:	135
a) Généralités:	136
b) Aspects hydrauliques:	137
CHAPITRE III : PARTITEURS.....	140
I) Généralités:	140
I) Partiteurs fixes à rapport de répartition 1/2 :	141
a) Aspect hydraulique :	141
b) Caractéristiques de génie civil :	141
II) Partiteur à rapport de répartition autre que 1/2 :	142
III) Partiteur mobile :	142
CHAPITRE IV: OUVRAGES DE PRISE (PRISE TOR)	145
I) Généralités :	145
II) Prise tout ou rien à seuil rectangulaire et à bords arrondis:.....	145
Orifices:	146
RECAPITULATIF : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU.....	149
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	151
Liste des références bibliographiques.....	153
ANNEXES.....	153

LISTE DES FIGURES

Figure 0. 1 : Carte du Maroc avec les zones visitées.....	20
Figure 0. 2 : Travaux sur chantiers, périmètre de Tagma, province de khénifra.....	21
Figure 0. 3 : Abandonnement de sacs de ciment dans les champs	22
Figure 0. 4 : Coulage de béton en humide, périmètre Assaka, province de Khénifra	23
Figure 0. 5 : Les anciens composantes et ouvrages gardés dans leur situation initiale	23
Figure 0. 6 : Problème d'écroulement, périmètre Assaka, Khénifra	24
Figure 0. 7 : Les ouvrages visités, périmètre Ouaoumana, province de Khénifra.....	24
Figure 0. 8 : Problème du non- respect de l'environnement, périmètre Ouaoumana, province de Khénifra	25
Figure 0. 9: Actes de vandalisme, périmètre de Chichaoua, province d'Al Haouz.....	26
Figure 0. 10 : Actes de vandalisme et de revendication, périmètre de Chichaoua, province d'Al Haouz..	26
Figure 0. 11 : Seuil de dérivation Rguiguia, périmètre Chichaoua, province d'Al Haouz.....	27
Figure 0. 12 : Actes de vandalisme, périmètre de Ghmat, province d'Al Haouz.....	28
Figure 0. 13 : Entrée des charriages de grandes dimensions dans le canal tête morte, périmètre de Ghmat, province d'Al Haouz	29
Figure 0. 14 : Entrée des charriages de grandes dimensions dans le canal tête morte, Périmètre Ghmat, province Région d'Al Haouz.....	29
Figure 0. 15 : Deux seuils de dérivation, périmètre d'Imintanout , province d'Al Haouz	30
Figure 0. 16 : Travaux de construction des saguias et des ouvrages de prise.....	30
Figure I. 1 : Schémas de principes d'une prise au fil d'eau et d'une prise d'eau avec seuil de dérivation ..	33
Figure I. 2 : Risque de coupure en méandre et de mise hors d'eau de la prise.....	36
Figure I. 3 : Risque de contournement en crue.....	36
Figure II. 1 : Phénomène des courants secondaires au niveau des coudes, des tronçons convergents et des bifurcations d'un cours d'eau	39
Figure II. 2 : Emplacement possibles des prises simples sur rivières.....	41
Figure II. 3 : Conception normale d'une prise simple	44

Figure II. 4 : Conception faisant appel à des travaux d'aménagement du lit de la rivière	45
Figure II. 5 : Conception d'une prise.....	48
Figure II. 6 : Orientation de la prise	49
Figure III.1 : Conception d'un seuil de dérivation avec ses ouvrages annexes	53
Figure III. 2 : Shémas des aménagement du lit pour donner à l'écoulement une forme courbe au niveau de la prise	54
Figure III. 3 : Photos de deux seuils normaux type Creager, Région de CHICHAOUA	60
Figure III. 4 : Seuil déversant à profil normal	61
Figure III. 5 : Seuil type Creager avec partie amont simplifiée.....	62
Figure III. 6 : Schéma représentant le cas des seuils rectilignes bas	63
Figure III. 7 : Réduction du coefficient de débit d'un seuil en écoulement noyé.....	64
Figure III. 8 : Principe de débit maximal sur un déversoir à crête large	65
Figure III. 9 : Ressaut hydraulique	67
Figure III. 11 : Poussée des sédiments saturés	74
Figure III. 12 : Poussée de l'eau	73
Figure III. 13 : Diagramme des sous-pression.....	75
Figure III. 14 : Diagramme des forces agissantes.....	76
Figure III. 15 : Profils en travers types des seuils	79
Figure III. 22 : Passe de dégrèvement, périmètre de CHICHAOUA, province d'AL HAOUZ.....	83
Figure III. 23 : Angle de la prise avec l'axe du barrage	86
Figure III. 24 : Paramètres d'écoulement en orifice de la prise.....	90
Figure III. 25 : Schéma de fonctionnement du limiteur.....	92
Figure III. 26 : Schéma de fonctionnement du limiteur de débit par masque et déversoir.....	94
Figure III. 27 : Procédure de dimensionnement des déversoirs latéraux du limiteur de débit par masques et déversoir latéraux	98
Figure III. 28 : Dessableur à purge concentrée.....	108
Figure III. 29 : Dessableur type DUFOUR.....	110
Figure III. 30 : Dessableur BIERI	111

Figure IV. 1 : Schéma de l'écoulement à travers une chute	117
Figure IV. 2 : Ouvrages de chutes en cascade, périmètre Ouamana, région de Khénifra	118
Figure IV. 3 : Ouvrage type ; Chute	120
Figure IV. 4 : Ouvrage type ; Coursier	125
Figure V. 1 : Dalot, périmètre de CHICHAOUA	127
Figure V. 2 : Ouvrage type ; Dalot	130
Figure V. 3 : Ouvrage type ; pont bâche.....	132
Figure V. 4 : Protections de siphons inversés à la traversée des chaabas et des rivières, région de CHICHAOUA	133
Figure V. 5 : Siphon inversé avec puisards amont et aval, périmètre de CHICHAOUA	136
Figure V. 6 : Ouvrage type ; siphon inversé.....	139
Figure V. 7 : Ouvrage type ; partiteur	144
Figure V. 8 : Partiteur 1/4 et 3/4 Ain Abaynou, périmètre CHICHAOUA.....	142
Figure VI. 1 : Prise TOR, périmètre de CHICHAOUA	146
Figure VI. 2 : Ouvrage type prise TOR.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 0. 1 : Fiche signalétique du périmètre Tagma.....	21
Tableau 0. 2 : Fiche signalétique du périmètre Assaka.....	22
Tableau 0. 3: Fiche signalétique du périmètre Ououmana.....	24
Tableau 0. 4 : Fiche signalétique du périmètre Chichaoua.....	25
Tableau 0. 5 : Fiche signalétique du périmètre Ghmat.....	27
Tableau III. 1 : Les valeurs du coefficient m selon les caractéristiques du déversoir.....	96
Tableau III. 2 : Les valeurs du coefficient φ_1 selon le rapport K.....	96
Tableau III. 3 : Les valeurs de la vitesse de chute en eau calme des matériaux selon leurs diamètres	100
Tableau III. 4 : Récapitulatif ; Choix et dimensionnement des seuils de dérivation.....	113
Tableau VII 1: Récapitulatif ; dimensionnement des ouvrages du réseau	149

LISTE DES ACRONYMES

ADI	Compagnie d'Aménagement Agricole et de Développement Industriel
AGR	Administration de Génie Rural
ANAFIDE	Association Nationale des Améliorations Foncières de l'Irrigation et du Drainage
APP	Agence du Partenariat pour le Progrès
AUEA	Association des Usagers d'Eau Agricole
CAPEP	Construction. Assainissement. Plomberie. Eau Potable
CFGB	Comité Française des Grands Barrages
CID	Conseil, Ingénierie et Développement
CETMEF	Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales
DAHA	Direction des Aménagements Hydro Agricoles
DPA	Direction Provinciale de l'Agriculture
DRI-PMH	Développement Rural Intégré centré sur la Petite et Moyenne Hydraulique
ENA	Ecole Nationale d'Agriculture
ENFI	Ecole Nationale Forestière des Ingénieurs
EWI	Electrowatt Ingénieurs Conseil
FAO	Food and Agriculture Organization
GH	Grande Hydraulique
IAV Hassan II	Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II
INRA	Institut National de la Recherche Agronomique
IP	Irrigation Privée
LPEE	Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes
MAPM	Ministère d'Agriculture et de Pêche Maritime
MCA	Millennium Challenge Account

MCC	M illennium C hallenge C orporation
ORMVA	O ffice R égional pour la M ise en V aleur A gricole
ORMVAH	O ffice R égional de M ise en V aleur A gricole d'Al H aouz
PAF	P rojet d'amélioration de l' A rboriculture F ruitière
PMH	P etite et M oyenne H ydraulique
SCET	S ociété C entrale pour l' E quipement du T erritoire
SNCE	S ociété N ouvelle des C onduites d' E au
SOGETHA	S ociété G énérale des T echniques H ydro- A gricoles
TOR	T out O u R ien
UGP	U nité de G estion du P rojet
USBR	U nited S tates B ureau of R eclamation

INTRODUCTION GENERALE

A) CONTEXTE ET OBJECTIFS

L'économie de l'eau constitue au Maroc, le premier axe prioritaire des actions de recherche – développement nécessaires. L'irrigation fait de l'agriculture le plus gros consommateur d'eau brute tant au niveau mondial qu'au Maroc (l'irrigation consomme 85% des eaux mobilisées au Maroc)¹. L'eau est un bien rare et précieux qui ne peut plus être gaspillé dans un système inefficace, surtout dans des zones qui souffrent de la faiblesse et de l'irrégularité des ressources en eau, qui est le cas pour la PMH au Maroc.

Les efforts nécessaires pour une économie sensible de l'eau doivent concerner à l'amont les ouvrages de tête et le réseau de distribution de l'eau, et à l'aval la maîtrise de l'irrigation au niveau de la parcelle. Le diagnostic des infrastructures d'irrigation des périmètres traditionnels montre que sur un total de 25 000 km de canaux et de seguias, 10 % seulement sont dans un état de fonctionnement acceptable. Ce diagnostic démontre le besoin de réhabiliter tous les périmètres qui n'ont pas été aménagés intégralement par l'Etat. Les réhabilitations doivent viser aussi bien l'amélioration des performances des systèmes hydrauliques que leur gestion par les usagers, afin de pouvoir intensifier la mise en valeur des périmètres. Le potentiel de réhabilitation des périmètres de PMH est estimé à 390 000 ha, dont 50 % sera réhabilité entre 2000 et 2020 selon le plan d'orientation pour le développement de l'irrigation à l'horizon 2020. **(El Bouari A., 2004)**

1 Jraïch F. Z., Bouziani A., Akdim B. (2007). *IRRIGATION ET GESTION PARTICIPATIVE DES RESSOURCES EN EAU* « Cas des PMH de la Province de Taza ». Revue HTE (Homme terre et eaux) de l'ANAFIDE, mars 2007, revue N° 136, 2 p.

Le PAF a prévu un programme de recherche basé sur quatre axes de recherche dont l'un sur l'irrigation dans la PMH et les oasis. Le programme de recherche est mis en œuvre par le Consortium National de Recherche en Agriculture composé de l'IAV Hassan II, l'INRA, l'ENA de Meknès et l'ENFI.

Dans ce contexte, on a jugé nécessaire d'élaborer un guide technique qui va constituer une banque d'informations rassemblant le maximum d'éléments techniques (descriptions des ouvrages, explications des principes de fonctionnement, les notes de calcul, les différents plans types, des photos d'ouvrages prises sur terrain, des schémas et des figures de différents ouvrages....) pour la conception et le dimensionnement des ouvrages de la PMH au Maroc. Un document qui va faciliter la tâche aux ingénieurs s'intéressant à la PMH, par la suite, contribuer à l'amélioration de la conception de ces ouvrages vu que pour qu'un projet d'irrigation réponde aux exigences, il faut avant tout que son réseau de transport et de distribution de l'eau fonctionne bien, ce qui suppose essentiellement et en premier lieu un minimum de pertes ce qui est essentiellement conditionné par la qualité de la conception et de la construction du réseau de distribution et des ouvrages d'irrigation, depuis la source d'alimentation en eau jusqu'aux parcelles.

B) METHODOLOGIE

Pour réaliser ce travail on a adopté la méthodologie suivante :

1) Recherche bibliographique:

Dans cette rubrique, on a consulté les différents documents disponibles (ouvrages, études, rapports, articles de revues....) relatives à la PMH au Maroc et ces ouvrages hydrauliques. Elle nous a permis d'avoir les données pour formuler la partie guide proprement dite (formules de calcul, plans des différentes vues et coupes des ouvrages...), et elle nous a permis aussi de formuler quelques recommandations proposées pour remédier aux problèmes relevés dans la 3^{ème} partie du document (Contraintes et problèmes).

2) Visites sur terrain:

On a visité trois périmètres dans la province de Khénifra et trois dans la province d'El Haouz. Ces visites nous ont offerts l'occasion, de bien se familiariser avec les ouvrages hydrauliques de la PMH, de discuter avec les différents acteurs dans le domaine de l'aménagement hydro-agricole, et de relever certains problèmes confrontés par ce type d'aménagement.

3) Discussions avec les différents acteurs dans le domaine de l'aménagement hydro-agricole:

Ces discussions ont été menées essentiellement avec les acteurs suivants; les bureaux d'étude (ADI, NOVEC et CID), les sociétés de travaux (SNCE et CAPEP), les administrations étatiques à savoir ; Ex-AGR/DAHA (Administration de **G**énie **R**ural **D**irection des **A**ménagements **H**ydro-**A**gricoles), UGP de PAF (**U**nité de **G**estion du **P**rojet PAF), DPA de Khénifra, celle de Chichaoua et l'ORMVAH. Ces discussions nous ont permis de mieux comprendre la complexité de la PMH au Maroc et de toucher les difficultés confrontées par les aménagements hydro-agricoles de ces périmètres.

4) Analyse des observations constatées sur terrain:

Dans cette étape on a essayé d'exploiter toutes les données rassemblées, pour rédiger un guide assez complet contenant le maximum d'informations utiles aux intervenants dans le secteur de la PMH et ces ouvrages hydrauliques et pour sortir avec quelques recommandations.



Première partie:
**PRESENTATION DE LA PMH
AU MAROC**

I) Introduction:

La Petite et Moyenne Hydraulique (PMH) regroupe l'ensemble des périmètres d'irrigation de taille faible à moyenne qui se répartissent sur l'ensemble du territoire national. Ils sont alimentés par des ressources en eau généralement peu ou pas régularisées. La majorité des périmètres de PMH sont gérés directement par les usagers et leur mise en valeur est orientée principalement vers la production vivrière et les besoins des marchés locaux.

L'importance socio-économique de la PMH réside dans sa répartition dans toutes les provinces et régions du pays et sa situation géographique intermédiaire entre montagnes et plaines et entre grands périmètres irrigués et zones en sec. C'est pour ces raisons que le développement de la PMH peut constituer un véritable levier pour l'aménagement de l'espace rural et permettra d'éviter le déséquilibre engendré par le développement des grandes zones irriguées et des villes.

Mais la faiblesse des ressources en eau d'irrigation constitue la principale contrainte pour la mise en valeur agricole dans ces régions concernées. Dans les périmètres d'irrigation existants, les infrastructures de mobilisation et de distribution de l'eau d'irrigation (ouvrages de captage et de dérivation et seguias d'adduction et de distribution) sont souvent en mauvais état, ce qui engendre des pertes d'eau considérables. Le manque d'eau est accompagné de pratiques de culture simples, conduisant ainsi à de faibles rendements et productions agricoles, et par voie de conséquence, des revenus agricoles peu élevés. Pour cela, depuis des années, le gouvernement a contribué à la réalisation de divers programmes de réhabilitation et de modernisation des petits et moyens périmètres irrigués au Maroc.

II) La PMH au Maroc: caractérisation et actions de l'état pour la réhabilitation et la modernisation

II.1. Distinction entre la grande hydraulique et la petite et moyenne hydraulique au Maroc

Le secteur agricole irrigué au Maroc se divise en trois sous-secteurs: la grande hydraulique (GH), la petite et moyenne hydraulique (PMH) et le secteur de l'irrigation privée (IP).

La GH se rapporte aux grands périmètres irrigués couvrant plusieurs milliers d'hectares, elle est fondée généralement sur des investissements lourds. Dans ces périmètres, il y a une haute maîtrise de l'eau grâce aux ouvrages de stockage et de régulation. La distribution de l'eau se fait par des réseaux modernes dont la gestion relève de la compétence des Offices Régionaux de Mise en Valeur Agricole (ORMVA). La mise en valeur est généralement intensive et orientée vers la production des cultures les plus rentables (cultures industrielles, maraîchage) (Pascon P., 1984 et Zaghoul, 1981).

En ce qui concerne la PMH, plusieurs auteurs ont essayé d'en donner une définition plus ou moins détaillée. Selon Abdellaoui R. (1986), la PMH regroupe tous les petits et moyens périmètres de taille relativement modeste, dont la gestion est conduite totalement ou partiellement par les irrigants eux-mêmes. Pascon P. (1984) rapporte que le terme PMH s'applique aux petites surfaces de quelques dizaines à quelques centaines d'hectares; il ajoute que la PMH comprend tout ce qui n'est pas irrigué par de grands ouvrages. Ces périmètres sont caractérisés par l'utilisation d'équipements traditionnels et par un faible effectif d'irrigants.

Zaghoul (1981) distingue deux types de périmètres de PMH au Maroc, les périmètres modernes et les périmètres traditionnels:

Les périmètres de PMH modernes comprennent généralement des ouvrages hydro agricoles relativement importants (petits barrages en terre, forages ...), ainsi que des réseaux modernes. En plus, l'Etat réalise de grands aménagements fonciers (remembrement).

Les périmètres traditionnels ont été créés par les agriculteurs eux-mêmes par recours à des techniques simples et traditionnelles (captage de sources, dérivation au fil d'eau, épandage de crue ...), parfois ingénieuses (prélèvement des eaux des puits, khéttaras...).

La distribution des eaux d'irrigation se base sur des droits d'eau séculaires grâce à des réseaux de saguias en terre ou revêtues. Ils sont caractérisés par la prédominance des petites exploitations (0,2 à 3 ha). Le degré de maîtrise de l'irrigation est variable ; on trouve ainsi tous les cas possibles depuis les terres irriguées par épandage des crues (caractérisés par leurs irrégularités extrêmes) jusqu' aux périmètres irrigués de manière pérenne et régulière (nappes, sources, dérivations, sur des oueds à écoulement pérenne).

En ce qui concerne le mode de gestion et d'organisation des agriculteurs pour l'entretien et l'exploitation des réseaux d'irrigation, la différence est importante entre la GH qui est gérée par les ORMVA, et ceux de la PMH. En effet, la gestion des périmètres de la PMH est généralement sous la responsabilité des agriculteurs eux-mêmes ou encadrés pour l'entretien et l'exploitation des réseaux par les Directions Provinciales de l'Agriculture (DPA). Les irrigants de ces périmètres ont développé à travers l'histoire des réglementations orales ou parfois écrites sur la matière des ressources hydrauliques et ont évolué dans le temps pour donner plusieurs formes d'organisation qu'on trouve actuellement. On trouve en général des regroupements d'irrigants (Jemaâ) relevant des coutumes et traditions locales et n'ayant pas d'existence légale. Pour veiller sur le respect des tours d'eau de chaque irrigant, on trouve dans les périmètres de PMH souvent un aiguadier qui ne s'implique en général, que lorsqu'il y a pénurie d'eau. Selon les régions, il a plusieurs appellations (wakkaf, amazzal, amin'lma, amghar...). Cependant, lorsque l'eau est abondante, pendant la période hivernale par exemple, le périmètre fonctionne sans aiguadier (Bazzi, 1987).

Par ailleurs l'organisation des agriculteurs en AUEA devient une nécessité dans les réalisations des projets d'aménagements hydro-agricoles du fait que ces AUEA prennent en charges l'entretien et la gestion des périmètres du PMH et participent dans la conception, la réalisation et le financement de ces projets.

II.2 Synthèse des principales caractéristiques de La PMH au Maroc

La PMH désigne des périmètres irrigués traditionnels de taille faible (inférieure à 100 ha), à moyenne (dépassant rarement 3 000 ha à 5 000 ha), mais aussi des périmètres modernes, tels que le Moyen Sebou-Inaouen Aval et Sahla Botahar dans le nord du Maroc. Dans les périmètres traditionnels, l'eau d'irrigation est mobilisée par des ouvrages construits par les communautés d'irrigants (captages de sources, khéttaras, seuils de dérivation au fil de l'eau, etc.).

Les usagers de ces périmètres, grâce à un savoir-faire séculaire transmis de génération en génération, mobilisent des ressources en eau pérennes, saisonnières ou de crues. A l'intérieur de ces périmètres d'irrigation, l'eau est distribuée jusqu'aux exploitations agricoles par des réseaux de canaux souvent en terre et mis en place suivant des tracés sinueux et anastomosés. **(El Bouari A., 2004)**

Les parts d'eau revenant à chaque usager sont régies par des droits d'eau traditionnels et des règles coutumières. En PMH, l'irrigation pérenne couvre une superficie de l'ordre de 484 000 ha soit 35% environ de la superficie irriguée pérenne du pays.

Les superficies de PMH irriguées par les eaux saisonnières et de crues sont estimées à environ 300 000 ha. Les recensements les plus récents, dénombrent un total de 2 927 périmètres d'irrigation de PMH. En nombre, ce sont les périmètres irrigués de moins de 100 ha qui dominent puisqu'ils représentent 66% du nombre mais ne couvrent que 11 % de la superficie totale irriguée. **(Laith S., 2008)**

L'irrigation en PMH fait généralement appel à des ressources en eau peu ou pas régularisées soit par des dérivations au fil de l'eau, au moyen de barrages-prises, qui n'introduisent pas de régularisation notable des débits des oueds dont le régime reste fondamentalement irrégulier, soit par les eaux souterraines, mobilisées par diverses techniques et ouvrages de captage (drains, khéttaras, puits, forages) et qui sont sujettes à des variations saisonnières et interannuelles.

Le secteur de la PMH contribue à une part non négligeable de la production agricole à hauteur de 58% pour les cultures maraîchères, 25% pour les fourrages, 23% pour les agrumes et 21% pour les légumineuses. L'intensification de la mise en valeur dans les périmètres de PMH contribuera à une meilleure couverture des besoins alimentaires du pays, à l'amélioration du revenu des agriculteurs et à la fixation des populations rurales. En outre, l'aménagement des périmètres d'irrigation de PMH est souvent le point de départ d'un processus d'amélioration des infrastructures productives et sociales en milieu rural, et peut constituer, de ce fait, une des voies privilégiées pour promouvoir le développement rural. **(Laith S., 2008)**

Cependant, des contraintes pèsent sur la PMH. Les changements climatiques qu'a connus le Maroc ces dernières décennies notamment le phénomène des sécheresses, mettent en avant la problématique de la sauvegarde des ressources en eau disponibles et l'obligation de la rationalisation de leur utilisation. Partant de ce constat, le ministère de l'Agriculture a donné une importance capitale à toutes les actions qui visent l'objectif de l'utilisation rationnelle des

ressources hydriques. C'est dans cette optique que des programmes de réhabilitation des réseaux d'irrigation ont été initiés et exécutés au niveau des différents périmètres de PMH à travers le Royaume. Cette réhabilitation a contribué à l'amélioration de l'efficacité du réseau et ce par l'amélioration de la vitesse de circulation des eaux et la réduction des pertes par infiltration et évaporation.

II.3. Les Actions de l'état pour la réhabilitation et la modernisation de la PMH :

II.3.1 Objectifs des Aménagements des Périmètres de PMH¹

La réhabilitation des réseaux traditionnels des périmètres de PMH, vise en premier lieu l'amélioration des performances des réseaux traditionnels d'irrigation et par conséquent une meilleure utilisation des ressources hydriques disponibles. La réhabilitation des périmètres de PMH se justifie par:

- Le rôle socio-économique des périmètres de PMH aux niveaux national, régional et local,
- La préservation des ressources naturelles en terres et en eaux,
- La mobilisation et la valorisation des ressources en eau
- La promotion du développement rural. Ainsi, les objectifs directs des projets de PMH s'articulent autour de:
 - ✓ la lutte contre la pauvreté par la promotion d'un développement économique et social local. Le secteur de la PMH constitue un levier très important pour le développement local et est souvent au centre des besoins et des doléances des agriculteurs;
 - ✓ l'amélioration des performances hydrauliques des réseaux d'irrigation et de la gestion des systèmes d'irrigation traditionnels ;
 - ✓ l'augmentation des revenus des agriculteurs grâce à l'amélioration de la production agricole, au renforcement de la mise en valeur agricole et à l'organisation des producteurs.

¹ Laith, op. cit.

II.3.2 Evolution des réalisations en petite et moyenne hydraulique¹ :

Malgré les efforts déployés par les services du MAPM ces deux dernières décennies, le niveau des réalisations dans le secteur de la PMH est en deçà des besoins en réhabilitation des périmètres traditionnels existants et des possibilités d'extension de l'irrigation dans ce secteur.

⇒ Besoins en réhabilitation :

L'analyse des données disponibles sur l'état actuel (2004) des infrastructures d'irrigation des périmètres traditionnels de PMH montre que sur un linéaire total de 25 000 km de canaux et de seguias existants, 10 % seulement des réseaux d'irrigation sont dans un état de fonctionnement acceptable.

Le diagnostic des périmètres traditionnels met en évidence le besoin de réhabilitation de tous les périmètres qui n'ont pas fait l'objet, jusqu'à présent, d'aménagement intégral par l'Etat.

Les actions de réhabilitation doivent viser aussi bien l'amélioration des performances hydrauliques des systèmes d'irrigation que l'organisation de leur gestion par les usagers afin de réunir les conditions permettant l'intensification de leur mise en valeur.

Sur le plan physique, le potentiel de réhabilitation des périmètres de PMH est estimé à 390 000 ha dont 50 %, soit 195 000 ha, seront réhabilités entre 2000 et 2020 selon le plan d'orientation pour le développement de l'irrigation à l'horizon 2020.

⇒ Les réalisations :

Avant les années 80, les actions menées en PMH avaient au départ un caractère social dominant et ne portaient que sur la réhabilitation ponctuelle des périmètres traditionnels.

A partir des années 80 les pouvoirs publics ont exprimé une volonté plus grande pour promouvoir le secteur de la PMH, c'est ainsi que les interventions entreprises ont été orientées vers la réhabilitation intégrale des périmètres traditionnels. Dans ce cadre plusieurs projets ont vu le jour :

- ⇒ 1984-1988, premier projet de développement de la PMH (PMH 1) sur 12 880 ha ;
- ⇒ 1988-1994, second projet de développement de la PMH (PMH 2) sur 28 000 ha ;
- ⇒ 1997-2005, projet de développement de la PMH dans le Nord sur 29 000 ha ;
- ⇒ 2001-2006, première phase du projet DRI - PMH sur 9 500 ha.

¹ El Bouari, op. cit.

⇒ 2008- jusqu'à ce jour, projet d'amélioration de la productivité de l'arboriculture fruitière (PAF)

II.4 Évolution de l'approche de développement de la Petite et Moyenne Hydraulique

L'évolution des approches d'aménagement des périmètres de PMH s'est faite progressivement durant les deux dernières décennies en tenant compte, à chaque étape, de l'évaluation des expériences passées, des enseignements tirés, des orientations assignées au développement du secteur agricole et du rôle attribué par les pouvoirs publics à la PMH. Pour mettre en relief les éléments et le contenu de l'approche de développement de la PMH, un certain nombre de projets réalisés, ou en cours de réalisation, seront analysés:

- le second projet de réhabilitation de la PMH sur 28 000 ha (dénommé PMH2) ;
- le projet de réhabilitation de 29 000 ha de périmètres de PMH dans les provinces du Nord;
- la première phase du projet DRI- PMH sur 9500 ha dans les provinces d'Azilal, Khénifra et Al haouz ;
- le projet PAF en cours sur une superficie de 43 000 ha dans des secteurs irrigués (PMH et Oasis)

II.4.1 Le second projet de réhabilitation de la PMH sur 28 000 ha de PMH

Etudes techniques :

Le déroulement des études techniques a été conduit selon des prescriptions répondant aux exigences du bailleur de fonds dont l'objectif principal était de justifier l'éligibilité des périmètres aux travaux. Les critères à vérifier se rapportaient à des aspects sociaux et économiques: taux de rentabilité devant dépasser 12 %, coût des travaux/ha ne devant pas excéder 12 000 DH/ha, participation des bénéficiaires à un minimum de 10 % des investissements requis. Cette procédure a donné lieu à des études techniques lourdes, longues et onéreuses. L'évaluation du processus des études de réhabilitation des périmètres traditionnels a conclu à la nécessité de simplifier les prescriptions techniques en rapport avec les objectifs de la réhabilitation, de la taille des périmètres d'irrigation, et de leur spécificité.

L'autre résultat de l'expérience du projet PMH2 est la consolidation de l'intérêt d'impliquer les bénéficiaires dans la phase de préparation des études, en particulier pour:

- ⇒ Le choix du tracé des seguias à revêtir ou des canaux à réhabiliter;
- ⇒ L'emplacement des prises de dérivation sur les oueds et des prises de distribution à l'intérieur du périmètre irrigué;
- ⇒ Les modalités de répartition de l'eau d'irrigation entre les différentes branches du réseau d'irrigation. Cette disposition va dans le sens d'une plus grande participation des bénéficiaires dans le choix des solutions techniques et de la définition du programme des travaux.

Organisation des bénéficiaires :

L'une des clefs du succès du projet PMH2 a été la responsabilisation des bénéficiaires à travers leur organisation en groupements d'usagers conformément à la loi 2/84 relative aux AUEA publiée en décembre 1990. La constitution systématique des AUEA a été opérée à grande échelle dès que le décret d'application de la loi sur les AUEA a été publié en mai 1992.

L'expérience a montré que la constitution des AUEA doit être lancée par l'Administration aussi tôt que possible, dès la présélection des projets, en s'appuyant, le cas échéant, sur les organisations traditionnelles existantes. De plus, pour impliquer les bénéficiaires des projets et obtenir leur adhésion, les services de l'Administration ont eu recours à la consultation des AUEA sur le programme des réhabilitations à réaliser et les moyens de financement des travaux. Ce dialogue a permis d'adapter les projets aux besoins réels des usagers et de préparer ainsi la prise en charge de la gestion des équipements par les AUEA.

La constitution des AUEA n'est pas une fin en soi. Pour qu'elles puissent jouer le rôle qui leur est dévolu, elles doivent être sensibilisées et formées à la gestion des réseaux d'irrigation et à l'Administration de ses biens.

Cette recommandation a été prise en compte dès 1994 par le démarrage de l'étude d'un plan de formation des AUEA qui a débouché sur la préparation des modules de formation, des outils pédagogiques nécessaires et des programmes d'actions de formation pouvant accompagner les projets de PMH en cours de réalisation.

II.4.2 Projet de développement de la PMH dans les provinces du Nord

Pour ce projet, afin d'améliorer le processus des études en relation avec la mise en place de l'approche participative, il a été procédé:

- au regroupement des périmètres en ensembles homogènes facilitant leur étude et les économies d'échelle dans la réalisation des travaux d'aménagement;
- au recentrage des objectifs des études de réhabilitation en vue d'apporter des solutions aux problèmes rencontrés par les usagers (hydraulique, gestion des réseaux, conduite des irrigations à la parcelle, choix de cultures adaptées et rémunératrices, appui et conseil au développement agricole, organisation des circuits de commercialisation) ;
- à l'adaptation des prescriptions techniques et au déroulement des études en vue d'une plus grande participation des usagers à l'expression des besoins en aménagement et à l'élaboration rapide de solutions techniques pertinentes. L'évaluation d'une première tranche de 10 000 ha a montré la difficulté de la mise en œuvre de l'approche participative au cours du déroulement des études, faute d'une sensibilisation des usagers sur le projet et sur les fondements de l'AUEA avant le démarrage des études. Dans ce cadre, il a été recommandé d'entamer le processus des études par une première démarche dans la zone du projet ayant comme objectifs: l'identification des bénéficiaires réceptifs, la hiérarchisation des besoins de la population en matière de projets de développement et la définition des études et des périmètres à intégrer dans le projet.

II.4.3 Projet de développement rural intégré centré sur la PMH (DRI- PMH)

⇒ Les raisons du centrage de l'intégration du développement rural sur les programmes de PMH

La logique de centrage de l'intégration du développement rural sur la PMH tient à un certain nombre d'atouts et de facteurs positifs intrinsèques aux périmètres irrigués de PMH.

D'une part, ces périmètres irrigués permettent une agriculture moins vulnérable aux aléas climatiques et génèrent des revenus agricoles relativement stables. Ces périmètres sont aussi dotés d'organisations sociales établies autour de l'hydraulique agricole (gestion des tours d'eau, maintenance des infrastructures d'irrigation) qui sont favorables à la formulation des priorités sociales et au développement des compétences locales. Toutefois, ces périmètres sont soumis à des contraintes liées au sous-équipement de l'espace rural en infrastructures de base et socio-éducatives (routes, eau potable, électrification, santé et éducation) qui limitent à la fois l'amélioration des conditions de vie des populations rurales et l'accroissement de la productivité agricole de ces périmètres. La concentration du développement rural sur la PMH est de nature à engendrer plusieurs effets positifs à travers la réduction des coûts de l'ensemble des interventions, l'accroissement des revenus des populations, l'induction d'une demande solvable en services socio-économiques, la cohérence de l'aménagement de l'espace rural grâce à la planification des équipements et les synergies entre, d'une part, l'aménagement de PMH et les infrastructures de base, et d'autre part, le développement agricole et le développement rural.

⇒ L'approche suivie pour le projet DRI-PMH

Trois principales orientations stratégiques ont permis de déterminer l'approche de développement des périmètres de PMH :

- la consolidation des acquis des programmes antérieurs,
- la levée des entraves à la mise en valeur,
- l'intégration du développement rural

L'approche développée pour le DRI-PMH est basée sur la programmation participative réalisée par et appuyées par une assistance technique. Cette programmation comprend trois étapes: l'identification provinciale ; l'identification des besoins et des priorités des populations et l'établissement du programme d'investissement du DRI- PMH à partir de l'étude de faisabilité.

L'identification provinciale a pour objet la délimitation de la zone de développement rural qui correspond à un ensemble de communes rurales.

L'identification des besoins et des priorités est fondée sur un diagnostic participatif auprès des populations des périmètres de PMH et donne lieu à la définition préliminaire et à l'estimation des activités pouvant être envisagées dans le cadre des programmes de DRI-PMH.

Le diagnostic participatif est le noyau dur du DRI-PMH. Cette étape est très importante et mérite beaucoup d'attention afin de répondre correctement et concrètement aux besoins et aux priorités des populations. L'approche est bien évidemment participative fondée sur le concours d'une participation et concertation de l'unité de gestion du projet, l'équipe de programmation participative et des populations concernées. Dans le cadre du DRI-PMH, les diagnostics touchent l'ensemble des populations du périmètre. Ces diagnostics participatifs traitent, en plus des aspects liés à l'aménagement, tous ceux liés aux infrastructures de base:

- Identification (localisation, superficie, ressources en eau et milieu socioéconomique);
- Caractérisation de la mise en valeur agricole;
- Infrastructures d'irrigation existantes (ouvrages de mobilisation et de distribution de la ressource, état des infrastructures) ;
- Descriptifs des projets d'aménagement (schéma de mise en valeur agricole, description des travaux d'aménagement proposés, estimation de leurs coûts; localisation des différents travaux d'aménagements proposés (ouvrages de dérivation, captage de sources, tracé des canevras hydrauliques sur les plans (échelles 1/2000 et 1/5000) ;
- Infrastructures de base (piste, eau potable, électrification.) ; socioéconomiques disponibles et leurs états; modes d'approvisionnement en moyens et facteurs de production et circuits de commercialisation des produits agricoles ; rôle de la femme dans la société.

Le programme d'investissement est établi à partir de la sélection des périmètres à aménager, de la définition du programme d'investissement et de son évaluation économique, sociale et environnementale.

II.4. 4 Projet d'amélioration de la productivité de l'Arboriculture Fruitière (PAF)

Le PAF qui adopte une approche participative, en amont et en aval de quatre filières arboricoles (olives, dattes, amandes et figues), est axé sur la gestion durable des ressources en sols et en eau au niveau des zones pluviales et irriguées et sur l'amélioration de la compétitivité des produits sur les marchés nationaux et internationaux.

Le projet Arboriculture fruitière est conçu pour stimuler la croissance du secteur agricole à travers la reconversion des cultures extensives annuelles, notamment les céréales, en des spéculations plus productives et durables d'arbres fruitiers et de haute valeur marchande (olives, amandes, figues, dattes). On s'attend à ce que le Projet améliore les conditions de vie de près de 136.000 ménages d'agriculteurs dans les zones rurales des régions du Nord, du Centre et du Sud du Maroc. La composante aménagement hydro-agricole du PAF cible l'amélioration de l'efficacité de l'utilisation de l'eau sur 25 600 ha d'olivier dans les périmètres irrigués de PMH couvrant une surface de 47 000ha et 16 000 de palmier dattier dans des périmètres des oasis couvrant 23 000 ha. Le projet prévoit l'amélioration de l'infrastructure hydraulique sur 65 périmètres irrigués de la PMH et 12 palmeraies des oasis (**SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al., 2010**), à travers les travaux d'aménagements suivants¹:

- Le revêtement et la réhabilitation des 412 Km des seguias ;
- L'aménagement de 1.200 ml des Khéttara,
- La construction et/ou réhabilitation de 79 seuils de dérivation ;
- L'aménagement des 34 sources ;
- La construction de 11 stations de pompage et 14 bassins d'accumulation

¹ APP (Agence du Partenariat pour le Progrès). (2012). Arboriculture fruitière, Intensification et réhabilitation de l'olivier en zones de petite et moyenne hydraulique. Site de de l'Agence du Partenariat pour le Progrès, APP. (<http://www.app.ma>)

Le PAF a prévu un programme de recherche basé sur quatre axes dont l'un sur l'irrigation dans la PMH et les oasis. Le programme de recherche est mis en œuvre par le Consortium National de Recherche en Agriculture composé de l'IAV Hassan II, l'INRA, l'ENA Meknès et l'ENFI. L'axe de recherche "Irrigation et Gestion de l'Eau dans la PMH et les oasis" vient accompagner les interventions du PAF sur les périmètres de la PMH et des oasis à travers le développement d'outils, de démarches et de méthodes ainsi que la mise en place des référentiels techniques, des normes et d'indicateurs permettant d'assurer une efficacité des actions du PAF.

L'objectif de l'axe de recherche sur l'irrigation est d'améliorer les performances (techniques et agro-économiques) de l'utilisation de l'eau et d'assurer la durabilité (environnementale et économique) dans les périmètres irrigués arboricoles (olivier et palmier dattier) des zones de la PMH et des Oasis à travers:

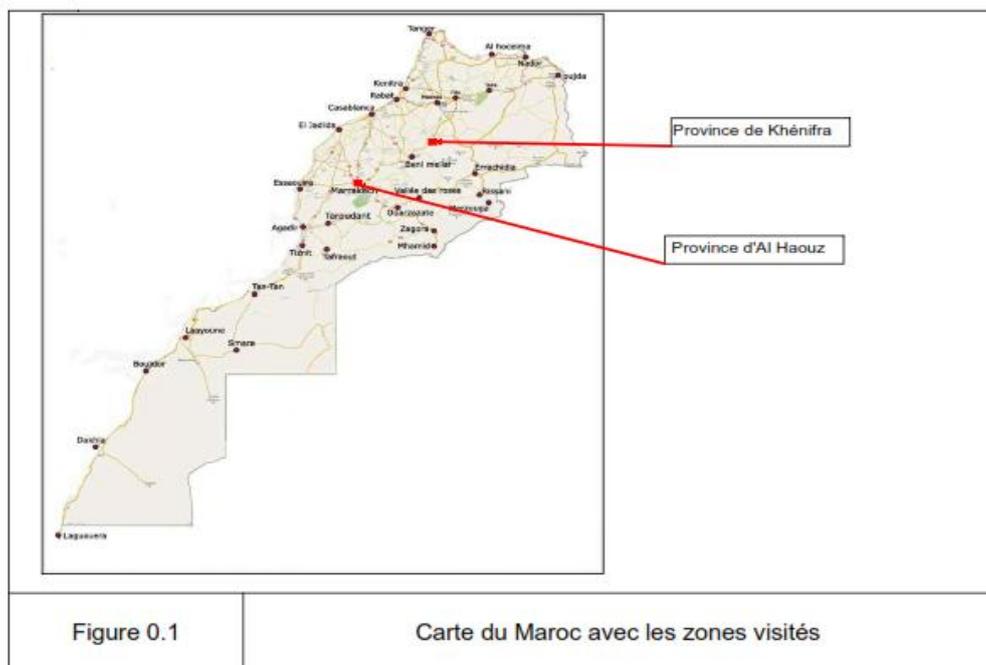
- L'amélioration des pratiques de l'irrigation par un meilleur pilotage et une bonne gestion de l'eau;
- L'amélioration des performances hydrauliques par la mise en place de techniques d'irrigation économes en eau;
- L'amélioration des pratiques de gestion de l'eau à l'échelle des périmètre.



Deuxième partie:
Diagnostic des ouvrages des
périmètres visités

I) Introduction :

Dans ce chapitre on a essayé de résumer nos observations et nos constatations faites à partir de nos visites sur terrain. En effet, on a visité six périmètres au niveau de deux provinces à savoir celle de Khénifra et celle d'Al Haouz (voir figure 0.1). Ces deux provinces ont été choisies car elles présentent des caractéristiques différentes (milieu physique, ressources en eau,...)



En effet les périmètres de Khénifra sont caractérisés par des ressources pérennes tandis que dans le contexte des périmètres d'Al Haouz on a recours dans beaucoup de cas aux épandages de crues. Malheureusement, on n'a pas pu diagnostiquer les ouvrages pendant leur fonctionnement vu que les ouvrages dans les périmètres de Khénifra sont en cours d'exécution, alors que lors de nos visites dans les périmètres d'Al Haouz, les ouvrages ne fonctionnaient pas, car ce sont des périmètres qui irriguent essentiellement en utilisant la technique d'épandage des eaux de crues, et pendant nos visites, les agriculteurs n'irriguaient pas.

II) Les périmètres de la province de Khénifra :

Les ouvrages de tous les périmètres de cette province sont encore dans la phase d'exécution des travaux.

II.1) Périmètre de Tagma :

II.1.1) Fiche signalétique du périmètre :

Superficie Agricole Utile (Ha)	150	
Superficie plantée	Ha	%
	45	30
Ressources en eau	Source (l/s)	Forage (l/s)
	60	—
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	450.4	
Température moyenne (°C)	17.81	

Tableau 0. 1 : Fiche signalétique du périmètre Tagma

Source : 28

II.1.2) Les ouvrages visités :

Dans ce périmètre, les travaux ont concerné dans une première phase uniquement le bétonnage des séguias, comme le montre les photos de la figure 0.2 ; les ouvrages hydrauliques ne sont pas encore réalisés.



Durant nos visites on a remarqué les problèmes suivants :

- ⇒ L'attribution du marché des travaux, dans certains cas, à des sociétés n'ayant pas assez de moyens humains qualifiés ce qui pose beaucoup de problèmes de communication entre les responsables de l'administration ou de l'assistance technique et les responsables de la société sur le chantier. Chose qui peut mettre en cause la qualité de l'exécution et par la suite le fonctionnement du réseau.
- ⇒ Le non-respect de ces sociétés, des normes environnementales par l'abandon de blocs de béton issus de la démolition des anciennes séguia et des pierres de blocage, des sacs de ciments vides, dans les différents lieux de travaux. En plus, il a été remarqué, une négligence lors de l'entretien des engins ce qui provoque la pollution de l'environnement.



II.2) Périmètre d'Assaka:

II.2.1) Fiche signalétique du périmètre :

Superficie Agricole Utile (Ha)	182		
Superficie plantée	Ha	%	
	137	75	
Ressources en eau	Source (l/s)	Forage (l/s)	autres
	—	—	Rivière Oum Rabia
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	564.5		
Température moyenne (°C)	17.81		

Tableau 0. 2 : Fiche signalétique du périmètre Assaka

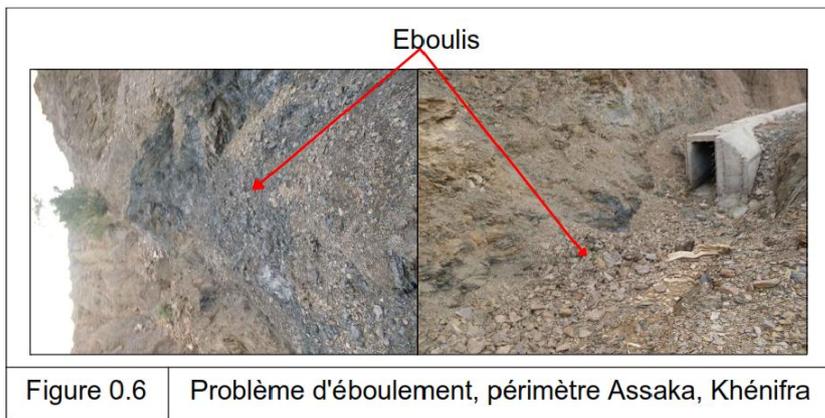
Source: 28

II.2.2) Les ouvrages visités :

Dans ce périmètre, on a visité un chantier de travaux où on réhabilite un seuil de dérivation qui était emporté par les eaux d'une crue. Cette réhabilitation se faisait dans le cadre d'un programme ordinaire mené par la DPA de Khénifra car ce seuil a été démoli après la fin des études faites dans le cadre du contrat TC1B. Cette réhabilitation se faisait sans étude vu l'insuffisance de budget. Les services du Ministère de l'Agriculture ont opté pour la reconstruction de la digue du seuil seulement, et on a gardé les anciennes composantes du seuil et ouvrages annexes vu les mêmes contraintes citées auparavant.

On a constaté aussi, qu'il y n'a pas de respect des normes de coulage de béton qui est coulé en humide. (Figure 0.4 et Figure 0.5)





On a constaté également, qu'il y'a un problème d'éboulement dans certains endroits ce qui y rend le travail très risqué. (Figure 0.6)

II. 3) Périmètre d'Ouaoumana:

II.3.1) Fiche signalétique du périmètre :

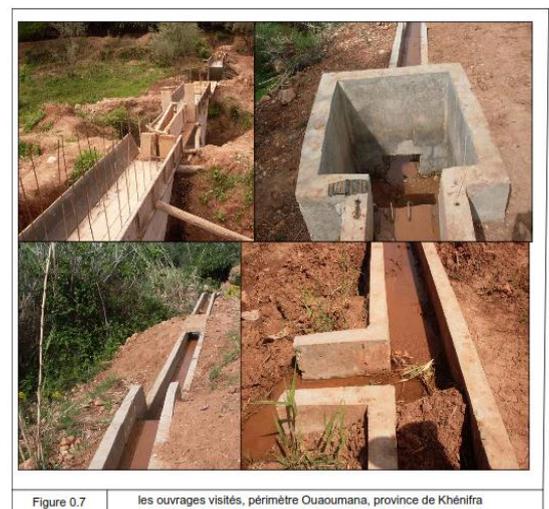
Superficie Agricole Utile (Ha)	800		
Superficie plantée	Ha	%	
	640	80	
Ressources en eau	Source (l/s)	Forage (l/s)	autres
	—	—	Oued Ouaoumana
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	532.7		
Température moyenne (°C)	17.81		

Tableau 0. 3: Fiche signalétique du périmètre Ouaoumana

Source: 28

II.3.2) Les ouvrages visités :

Dans ce périmètre, on a pu visiter des tronçons de séguias bétonnés, des prises TOR, des ouvrages de chute en cascades et un pont bâche. (Figure 0.7)



Les problèmes constatés dans ce périmètre sont comme dans le cas du périmètre de Tagma :

- ⇒ Des problèmes de communication entre les responsables de l'administration ou de l'assistance technique et ceux de la société sur le terrain.
- ⇒ Des problèmes de non-respect de l'environnement par les sociétés de travaux (figure 0.8)



III) Les périmètres de la province d'Al Haouz :

III. 1) Périmètre de Chichaoua:

III.1.1) Fiche signalétique du périmètre :

Localisation géographique	X : 176 195 à 181 939	Y : 93 527 à 111 208	
Superficie Agricole Utile (Ha)	2 775		
Ressources en eau	Source	Forage	autres
	Abaino, Ras El Ain et DrainTP.	—	Oued Chichaoua
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	185		
Température moyenne (°C)	20		

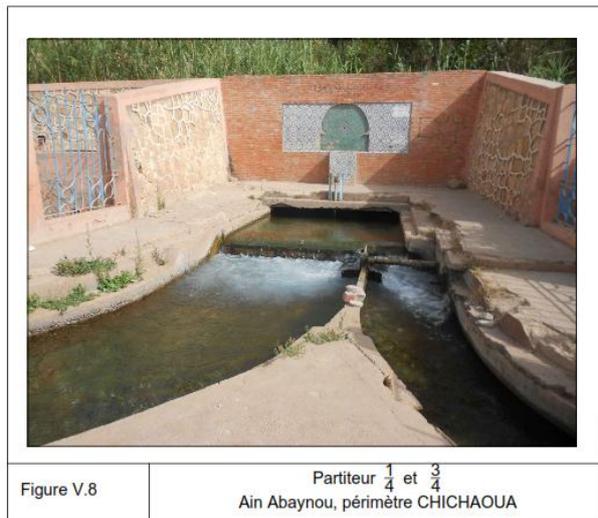
Tableau 0. 4 : Fiche signalétique du périmètre Chichaoua

Source: 27

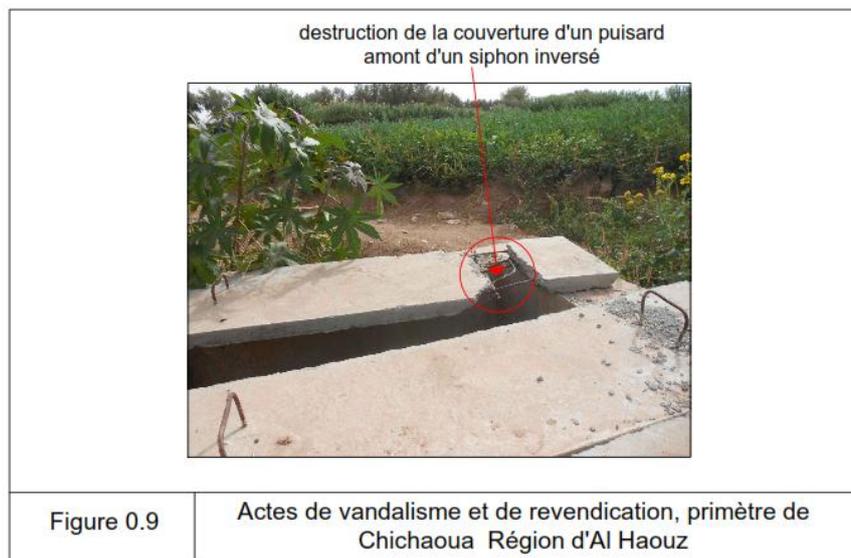
III.1.2) Les ouvrages visités :

Dans un premier temps, on a visité la source Ain Abaynou, qui est menue d'un partiteur $\frac{1}{4}$ et $\frac{3}{4}$, on a constaté que les ouvrages de partiteurs ne sont pas touchés par les travaux de réhabilitation, vu les problèmes de litiges à propos du droit d'eau que cela peut engendrer. Le partiteur de la source Ain Abaynou est entouré par un grillage pour empêcher l'entrée des gens pouvant agir sur son fonctionnement et affectant ainsi les droits d'eau (figure V.8).

Juste en aval de cette source, on a rencontré une activité touristique assez importante ce qui provoque la pollution des eaux des saguias par les lessives et des eaux usées des cafés se trouvant dans l'entourage.



On a aussi constaté que des siphons inversés ont été colmatés par des déchets, ainsi que des actes de vandalisme illustrés par la destruction de certaines parties de ces ouvrages, même pas après six mois de leur réception provisoire par l'Administration. (Figure 0.9)



On a visité également le seuil de dérivation Rguiguia, qui est un seuil construit en béton armé à profil Creager en quatre plots et barrant le lit de l'oued sur environ 35 m. Ayant un bassin de dissipation en aval construit en béton armé sur une longueur de 15 m, des protections par des murs guideaux en béton armé et gabions sont érigés sur la rive gauche du seuil.

La passe de dégravement est munie d'une vanne à glissement (2 m * 1 m) bloquée en situation basse. La prise d'irrigation est munie d'une vanne à glissement 1 m * 1 m. (SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al., 2009). (Figure 0.10)

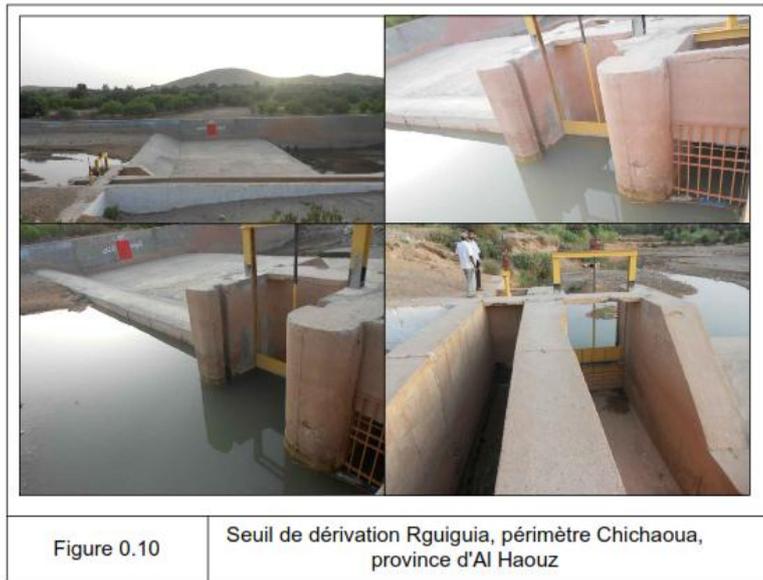


Figure 0.10

Seuil de dérivation Rguiguia, périmètre Chichaoua, province d'Al Haouz

III. 2) Périmètre de Ghmat:

III.2.1) Fiche signalétique du périmètre :

Localisation géographique	X : 266 150 à 272,75	Y : 90 700 à 99 140	Z : 820 à 700
Superficie Agricole Utile (Ha)	3220		
Ressources en eau	Source	Forage	autres
	—	—	Oued Ourika
Pluviométrie annuelle moyenne (mm)	310.75		
Température moyenne (°C)	20		

Tableau 0. 5 : Fiche signalétique du périmètre Ghmat

Source: 27

III.2.2) Les ouvrages visités :

Dans ce périmètre on a visité la prise latérale Taoualt (figure 0.11) comprenant les éléments suivants :

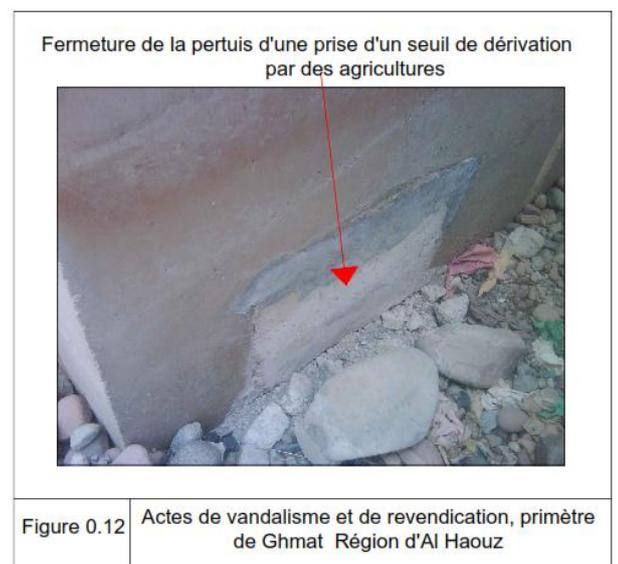
- ⇒ Un seuil de dérivation au droit de la prise locale barrant une partie du lit de l'oued ;
- ⇒ Un arrière-radier en béton armé pour pallier aux affouillements du lit de l'oued lors des crues;
- ⇒ Des passes de dégrèvement pour faciliter l'évacuation des dépôts de l'oued;
- ⇒ Un bassin de décantation muni d'un déversoir afin de limiter l'entrée des apports solides de l'oued dans la seguia principale et la régulation du débit dérivé;
- ⇒ Des murs guideaux pour la protection des terrains agricoles adjacents;



Figure 0. 11 : la prise latérale Taoualt, périmètre Ghmat, province d'Al Haouz

Source :CID

Lors de notre visite de cet ouvrage, on a constaté que le pertuis de la prise était fermé (figure 0.12), et selon les responsables de l'assistance technique du bureau d'étude CID, ce sont les agriculteurs qui l'ont fermé comme signe de désaccord sur la conception de cet ouvrage.



Dans le même périmètre, on a visité deux autres prises locales. On a relevé un problème d'entrée de charriage à l'intérieur du canal tête morte. (Figure 0.13)



On a constaté aussi un problème majeur qui est celui de pollution des eaux des saguias par les eaux usées, les lessives, les déchets solides, les margines issues des maasras... (Figure 0.14)



III. 3) Périmètre d'Imintanout:

III.3.1) Fiche signalétique du périmètre :

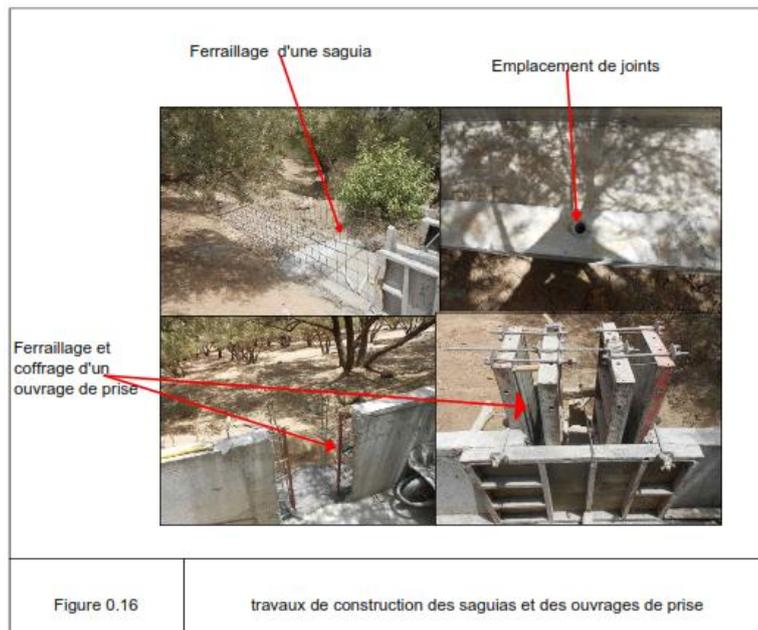
Malheureusement, on n'a pas trouvé de données suffisantes sur le périmètre afin de construire une fiche signalétique.

III.3.3) Les ouvrages visités :

Dans ce périmètre, on a visité deux seuils de dérivation en cours de construction. Cependant, le canal tête morte et les anciennes saguias alimentées par ces deux seuils ont été gardées dans leurs états initiaux. (Figure 0.15)



On a aussi visité des saguias et des ouvrages de prises en cours de construction (figure 0.16).



Troisième partie:
**Les ouvrages de dérivation et de
prise d'eau en rivières**

CHAPITRE I : GENERALITES

Les eaux de surface, de loin les plus abondantes, alimentent la majeure partie des irrigations. Les débits nécessaires sont prélevés le plus souvent sur les cours d'eau par dérivation d'une partie des écoulements ou par pompage. Les débits des cours d'eau peuvent être régularisés grâce à la construction de barrages réservoirs en amont qui stockent les eaux excédentaires, en période hivernale, pour les restituer aux périodes actives de végétation pour l'irrigation au printemps et en été.

Lorsque les eaux superficielles sont en trop faible quantité ou que leur stockage interannuel est impossible, on en est réduit à utiliser les eaux souterraines (puits, sources, nappes phréatiques, ...) malgré le coût élevé de leur captage, et souvent les dépenses d'énergie supplémentaires pour leur élévation.

Dans la présente étude, on abordera seulement les prises sur rivières, directes et avec seuil de dérivation.

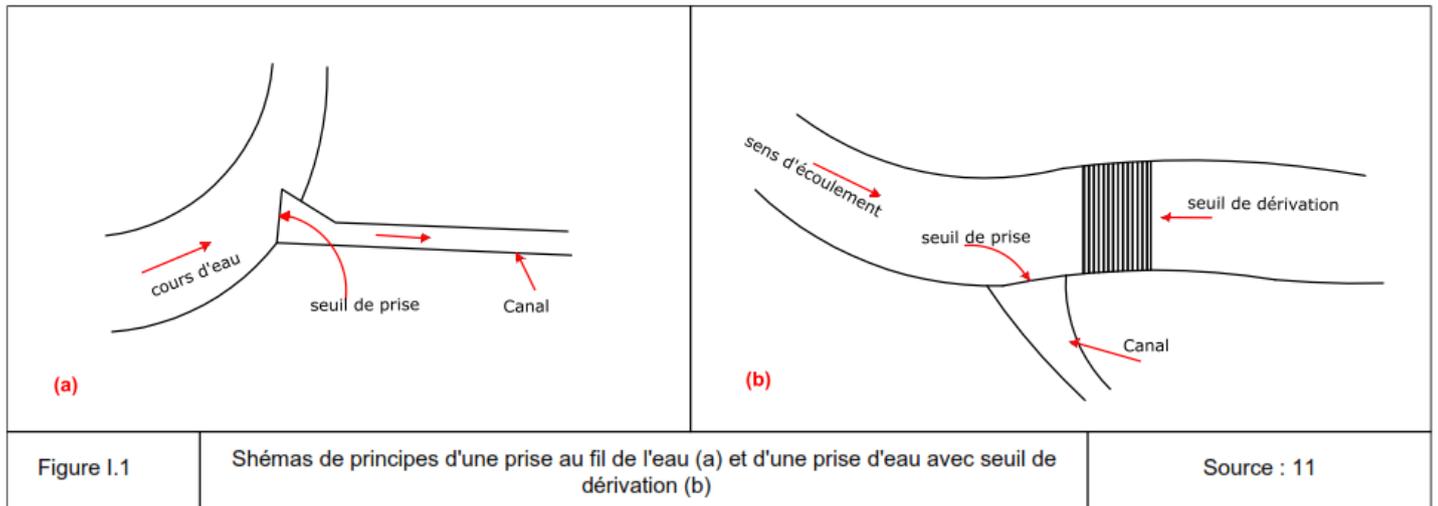
I) Principe générale de dérivation des eaux et terminologie de base

Pour alimenter gravitairement un périmètre d'irrigation, on utilise généralement un canal reliant le périmètre au cours d'eau le plus proche. Pour que l'alimentation du périmètre soit satisfaite dans les meilleures conditions, il est nécessaire:

- 1) Que le débit du cours d'eau permette l'alimentation du canal pendant les périodes d'irrigation.
- 2) De maîtriser la quantité et la qualité de l'eau dérivée, en fonction des besoins du périmètre et des variations du débit d'eau dans la rivière.

Deux catégories de prises d'eau sont utilisées : **(Figure I.1)**

- Les prises directes ou prises fonctionnant au fil de l'eau qui évitent la construction d'un seuil barrant le lit de la rivière. Ces prises peuvent être constituées par une simple saignée dans l'une des rives d'un cours d'eau. Elles sont généralement utilisées sur les cours d'eau à débit régulier (rivières pérennes en principe).
- Les prises avec seuil de dérivation.



Dans les deux cas l'ouvrage de prise proprement dit comprend:

- Un seuil de prise établi sur l'une des rives (parfois appelé déversoir). Le seuil peut être équipé par une ou plusieurs vannes réglables qui contrôlent le débit prélevé à travers les pertuis sur lesquels elles sont montées. Le seuil peut également être équipé par des grilles de protection et par des vannes batardeaux qui isolent les vannes de réglage et permettent leur inspection et leur entretien quand c'est nécessaire.
- Un décanteur ou un dessableur si nécessaire, qui permet de piéger une partie des éléments solides transportés par les eaux dérivées et éviter leur transport vers le canal.
- Eventuellement un dispositif de régulation de niveau d'eau dans le canal de dérivation.

L'ouvrage de prise qui peut parfois ne représenter que 10% du coût total du projet, a une importance sans commune mesure avec son coût relatif ou ses dimensions, car tout problème de fonctionnement ou d'exploitation dans l'ouvrage de prise se répercute sur tout le système aval et peut être très préjudiciable pour les usagers.

Ces différents ouvrages pour qu'ils durent, doivent être munis de dispositifs de protection contre l'érosion et les dégradations provoquées par les crues.

Remarque:

Les caractéristiques d'un ouvrage de prises dépendent essentiellement des problèmes des transports solides qui comprennent le transport par charriage et le transport en suspension.

Le transport par charriage est celui qui cause les problèmes les plus sérieux. C'est la raison pour laquelle l'emplacement d'une prise d'eau doit être situé dans un endroit où les courants secondaires tendent à éloigner les matériaux charriés de l'entrée de la prise.

II) Le choix du site de dérivation:(AGR.DAHA, Degoutte G. (1998))

Un choix correct pour le site de dérivation est très important pour le succès du projet. En effet, un site mal adopté peut difficilement être amélioré après édification du projet.

Le choix de l'emplacement du site de dérivation devra satisfaire à plusieurs critères.

II.1) Critères généraux :

La première étape dans la sélection du site est le choix de l'emplacement où la dérivation devra être construite. La zone de dérivation est choisie en considérant les facteurs suivants:

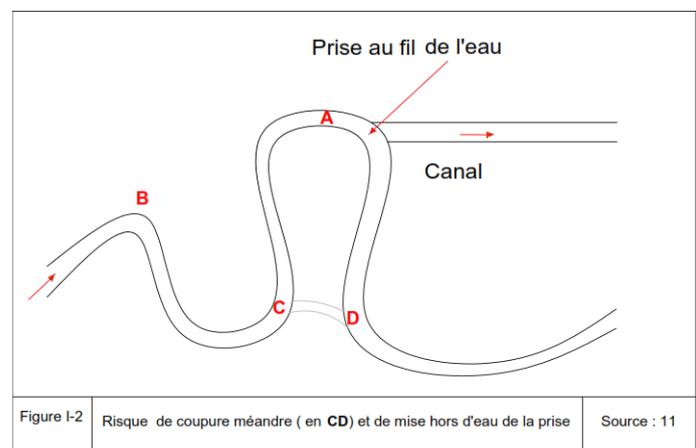
- Le canevas du système d'irrigation. Pour une irrigation gravitaire par exemple, le niveau de prise doit être suffisamment élevé pour vaincre les pertes de charges se produisant dans le système d'amenée.
- Les droits d'eau, il faudra également tenir compte des autres utilisateurs se trouvant à l'aval du seuil.

- La qualité de l'eau dérivée qui peut être soit polluée par des rejets, soit fortement chargée quand le site se trouve dans une zone très érodables.
- L'accès au site de dérivation doit être facile pour faciliter la construction, l'exploitation et l'entretien.
- Disponibilité des matériaux de construction (possibilités d'utilisation des matériaux locaux dans la construction afin d'en réduire le coût).
- La prise doit être localisée sur la rive sur laquelle se trouvent le plus grand nombre d'utilisateurs. Si des usagers se trouvent des deux côtés, il faudra prévoir une prise avec seuil de dérivation.

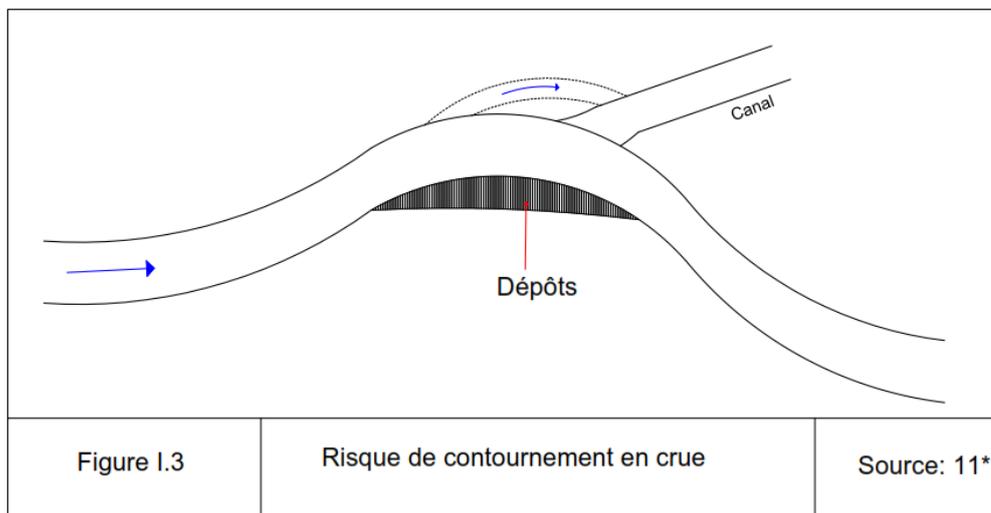
Parmi les critères généraux on peut également citer le régime d'écoulement qui a une importance évidente sur la décision d'implantation, et ensuite sur les caractéristiques des ouvrages à réaliser. Leur grande diversité sur le territoire marocain (régimes pérennes, saisonniers où à crues périodiques) nécessite d'apprécier pour chaque cas les caractéristiques et la probabilité d'écoulement durant chaque période de l'année face aux besoins appelés par l'irrigation qui déterminent les débits à dériver.

II.2) Critères hydrauliques :

- L'ouvrage de dérivation doit être implanté sur un tronçon stable du lit de la rivière. Ainsi dans le cas de rivières à méandres, un méandre à courbure faible ou modérée est préférable à un méandre à forte courbure qui peut être court-circuité (**Figure I.2**). De même, une rivière à un seul bras est préférable à une rivière à bras multiples ce qui peut déboucher sur un court-circuitage de la prise.



- L'entrée de la prise devra être, dans la mesure du possible, implantée sur la courbe externe des coudes, car c'est la meilleure disposition pour éviter l'entrée dans la prise des matériaux charriés (des courants secondaires transversaux rapides s'établissant dans cette zone sont orientés de manière à évacuer vers l'aval les matériaux charriés). Ce critère est surtout valable pour les prises directes, mais il est également conseillé pour les prises avec seuil, quand l'ouvrage peut être implanté sur une courbe.
- Si pendant les crues la vitesse de l'eau dans le champ d'inondation est élevée (**Figure I.3**)¹, il est préférable d'implanter l'entrée du canal dans une zone où la rive est élevée, même si cela va augmenter le volume de terrassement du canal. Si cela n'est pas possible, un endiguement protégeant la partie amont du canal est nécessaire. (**Blanchet C. 1975**).



II.3) Critères topographiques :

- Dans le cas d'une prise comportant un seuil de dérivation, il convient d'éviter les zones où le cours d'eau est très large.

¹ **Source 11*** : Blanchet C. (1975). *Importance de l'emplacement de la prise d'eau dans la rivière pour la protection contre le débit solide*. Commission internationale des irrigations et du drainage, Moscou, Q30-R22 : 30.305-30.318 **Cité par** Degoutte G. Tran M.D et al. (1998). *Traité d'irrigation*. Paris : Lavoisier TEC & DOC. Chap.V, *Ouvrages de tête et réseaux de distribution*, p.305-428.

- Il faut que le site retenu permette de minimiser le coût du canal d'amenée (longueur, importance des terrassements et des protections, etc.)

II.4) Critères géotechniques

- Le lit et les berges de la rivière dans le site retenu doivent être constitués de matériaux résistants à l'érosion et ayant une faible perméabilité et une capacité portante suffisante.
- Il faut éviter, dans la mesure du possible, que le site de dérivation et la zone de tracé du canal d'amenée ne se trouvent dans des zones instables susceptibles d'être le siège de glissements pouvant menacer les installations.

Remarque:

- Ce sont les critères hydrauliques qui sont les plus importants, et que l'on doit chercher à satisfaire en premier. (**AGR.DAHA**)

CHAPITRE II : PRISE D'EAU SIMPLE SANS BARRAGE DE DERIVATION

I) Introduction:

La prise locale sur une rivière requiert des conditions bien précises. Ces conditions concernent la configuration du lit mineur et sa stabilité qui dépendent en grande partie de la nature des terrains formant ce lit.

Généralement l'emplacement de la prise doit satisfaire les conditions suivantes :

- la prise permet le captage des débits faibles (pendant les périodes d'étiage).
- Le voisinage de l'entrée de la prise simple n'est pas le siège d'un dépôt de matériaux solides qui pourrait colmater cette entrée.
- Le niveau du lit de l'oued doit être stable ou stabilisé par des protections adéquates (enrochements ou gabions).

La première condition suppose un écoulement stable en plan, ce qui exclue les lits mineurs où il y a divagations de l'écoulement selon les saisons, ou érosion et dépôt de charriages.

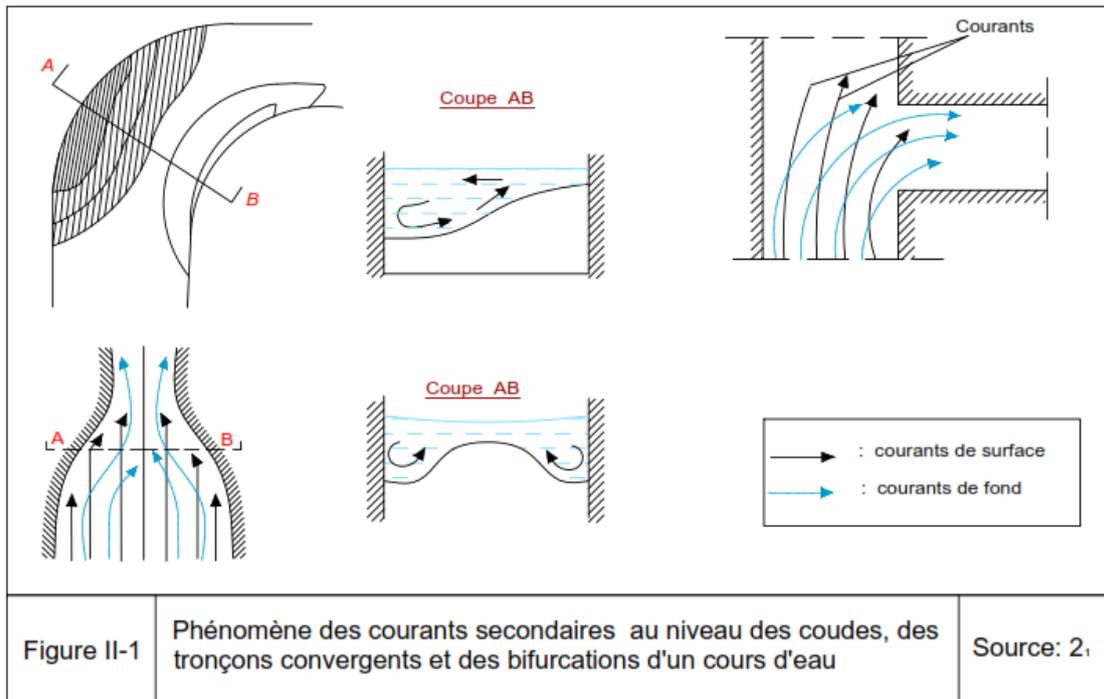
Donc les conditions favorables à une prise locale se rencontrent dans des resserrements du lit mineur avec un écoulement stable ou rendu stable.

Par conséquent, dans le cas d'un rétrécissement du lit de l'oued, on peut même s'il n'y a pas de coude prononcé, envisager la mise en œuvre d'une prise locale, moyennant un aménagement du lit de l'oued à l'amont immédiat de la prise pour y diriger l'étiage, par des épis en gabion ou en béton par exemple.

Pour ce qui est de la deuxième condition, il faut choisir un emplacement où des phénomènes hydrauliques bien connus tendent à séparer les eaux les plus chargées en matériaux solides des eaux les moins chargées, que l'on cherche à capter.

Parmi les phénomènes les plus connus, on peut citer les courants secondaires qui se produisent dans les coudes et qui chassent les matériaux vers l'intrados, laissant à l'extrados du coude les eaux les moins chargées (cf. paragraphe II.1 du chapitre précédent).

Ces courants secondaires qui déplacent les matériaux solides se produisent également aux contournements des obstacles, dans les tronçons rectilignes convergents ou divergents, et dans les bifurcations (Figure II.1)¹.



II) Conception de la prise simple: (AGR.DAHA)

La prise simple devra, dans la mesure du possible, satisfaire aux exigences suivantes:

- Prise ne modifiant pas ou peu les écoulements lors des crues pour ne pas soulever les revendications des riverains. Par exemple, l'emplacement de la prise dans le lit de l'oued, comme il est préconisé par certains auteurs, dans le cas des cours d'eau peu larges et à

¹ (source 2₁) : Blanchet C. (1975). *Importance de l'emplacement de la prise d'eau dans la rivière pour la protection contre le débit solide*. Commission internationale des irrigations et du drainage, Moscou, Q30-R22 : 30.305-30.318
Cité par AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p.14 et 15.

écoulement rapide, peut aboutir au rejet des eaux de crue vers les rives, et particulièrement la rive opposée, ce qui peut provoquer l'effondrement progressif de cette rive.

- Prise n'entravant pas l'évacuation des eaux de crues, les matériaux charriés et les corps flottants. Comme dans le cas précédent, une prise implantée sur le lit mineur, peut arrêter les matériaux transportés par la rivière et provoquant ainsi un rétrécissement de la section offerte à l'écoulement, ce qui causerait des débordements et des inondations. Afin d'éviter ce genre d'inconvénients, l'entrée de la prise ne doit pas, dans la mesure du possible, être implantée sur le lit mineur.

- Facile à exécuter, à entretenir et à réparer. Parfois, les sites propices pour les prises directes se trouvent dans des endroits d'accès difficile, et parfois à rives escarpées, ce qui accroît le coût de la réalisation de l'ouvrage. Il faut par conséquent essayer de choisir un site où l'acheminement des matériaux de construction et du matériel hydromécanique ne pose pas des problèmes délicats. Un accès facile permet également une exploitation et un entretien aisés.

- Facile à réaliser pendant les périodes d'étiage.

Pour réduire le coût de réalisation de la prise, il est préférable de la réaliser à sec et sans recourir à un assèchement onéreux de l'aire des travaux pendant toute la durée de ceux-ci. C'est pour cela qu'il faut essayer de sélectionner les sites où l'éloignement des eaux d'étiage de la zone des travaux peut se faire facilement et à moindre coût.

- Fondée de manière à résister aux affouillements.

- Protégée contre les risques de contournement par sapement de la berge la jouxtant. A part les sites rocheux à berges résistantes à l'érosion, il est souvent nécessaire de protéger la prise aussi bien en amont qu'à l'aval contre l'action érosive des eaux de crues qui peuvent endommager la rive sur laquelle est construite la prise. Ces protections peuvent comprendre des digues qui canalisent les eaux et empêchent l'inondation des rives.

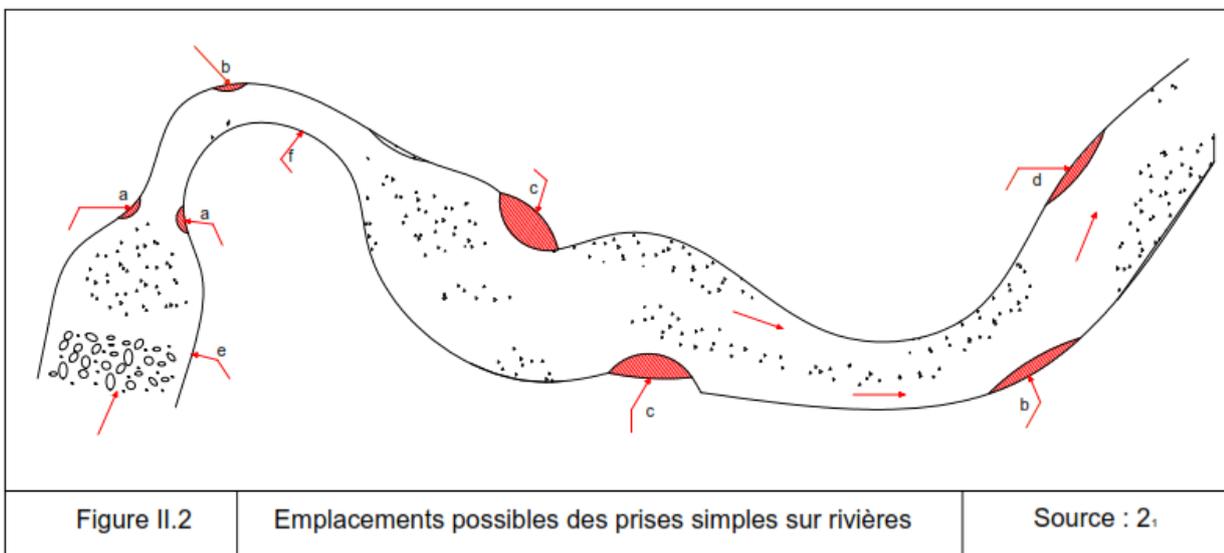
- Conçue de manière à éviter l'admission de corps flottants ou charriés dans le réseau qu'elle alimente.

Le problème essentiel au Maroc, est de s'assurer que les eaux d'étiage passent constamment au niveau de la prise, sans que cela nécessite systématiquement des travaux d'aménagement ou de terrassement après chaque crue.

III) Emplacements possibles des prises simples sur rivières (Blanchet C., 1975)¹

Les meilleurs emplacements sont ceux qui permettent de capter de manière continue (même en étiage) un débit très peu ou pas chargé en matériaux solides (cf. figure II.2).

III.1) Extrados des coudes des rivières (emplacement b)



Il s'agit d'un emplacement très connu et très favorable à l'implantation d'une prise simple. Il faut toutefois que le tracé en plan de la rivière soit stable à ce niveau, et que le risque de déplacement du coude vers l'aval ou l'amont soit faible.

1 Source 2₁ : Blanchet C. (1975). *Importance de l'emplacement de la prise d'eau dans la rivière pour la protection contre le débit solide*. Commission internationale des irrigations et du drainage, Moscou, Q30-R22 : 30.305-30.318
Cité par AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p.14 et 15.

III.2) Emplacement sur berges convergents (emplacement a)

La convergence provoque des courants secondaires qui déplacent les matériaux solides vers le centre du lit de la rivière. C'est en général à la fin de la convergence que ce phénomène est le plus marqué (cf. figure II.1), ce qui est en fait un bon emplacement pour l'implantation d'une prise.

III.3) Emplacements sur la face amont d'un éperon rocheux (emplacement c)

Les courants secondaires de contournement de l'éperon créent un emplacement favorable pour une prise fixe à l'amont de l'éperon et à son extrémité.

III.4) Emplacement au premier extrados qui suit l'intrados d'un coude de la rivière (d)

Si la rivière possède un coude assez marqué, celui-ci projette le courant sur la face opposée en y créant un écoulement courbe artificiel qui peut être favorable à l'implantation d'une prise (point **d**). Toutefois, en raison des instabilités qui peuvent se produire dans l'écoulement, il est conseillé de ne retenir ce cas que lorsqu'on ne peut pas faire autrement. Dans ce cas, des protections et des aménagements peuvent s'avérer nécessaires pour stabiliser l'écoulement dans la zone **d**. Le coût du projet doit prendre en considération ces dépenses supplémentaires.

III.5) Emplacement sur un lit rocheux ou rapide (emplacement e)

Un tel emplacement ne serait favorable que si les conditions locales empêchent l'apparition d'une forte turbulence qui pourrait mettre en suspension le charriage de fond. Il faut que ce charriage continue à se faire directement sur le lit de la rivière.

III.6) Emplacement dans une gorge rocheuse étroite (f)

Les eaux sont plus claires et plus calmes pendant les périodes de décrues que durant les périodes de crues. Si les périodes de décrues correspondent aux périodes d'irrigation, une prise dans les gorges peut être très bien placée.

Il faut noter que ces gorges sont favorables à une prise même pendant les périodes d'étiage, car on peut y concevoir une prise stable fondée sur rocher, vers laquelle on peut dévier facilement les eaux d'étiage par un épi en béton ou en maçonnerie par exemple.

III.7) Commentaires:

La plupart des emplacements favorables à l'implantation d'une prise simple sur rivière présentés ci-dessus, ne se trouvent que dans des sites rocheux, ou dans des zones montagneuses ou accidentées, alors que la majorité des prises d'irrigation se font dans la plaine ou le piedmont. De ce fait, le type d'emplacement favorable rencontré le plus souvent dans ces zones est l'emplacement sur l'extrados des coudes des rivières, emplacement qui sera traité plus en détail dans ce qui suit.

IV) Prise simple sur l'extrados des coudes des rivières:

Le choix de la prise simple ne peut être justifié, que si $Q_d < 0,25 Q_r$ (un débit dérivé faible par rapport à celui dérivé dans le cas d'une prise avec seuil de dérivation), et que la profondeur minimale de l'écoulement dépasse 1 à 1.50 m. (cf. paragraphe III, du chapitre I).

Dans le cas de PMH, il s'agit en général de petites prises captant quelques dizaines à quelques centaines de litres par seconde.

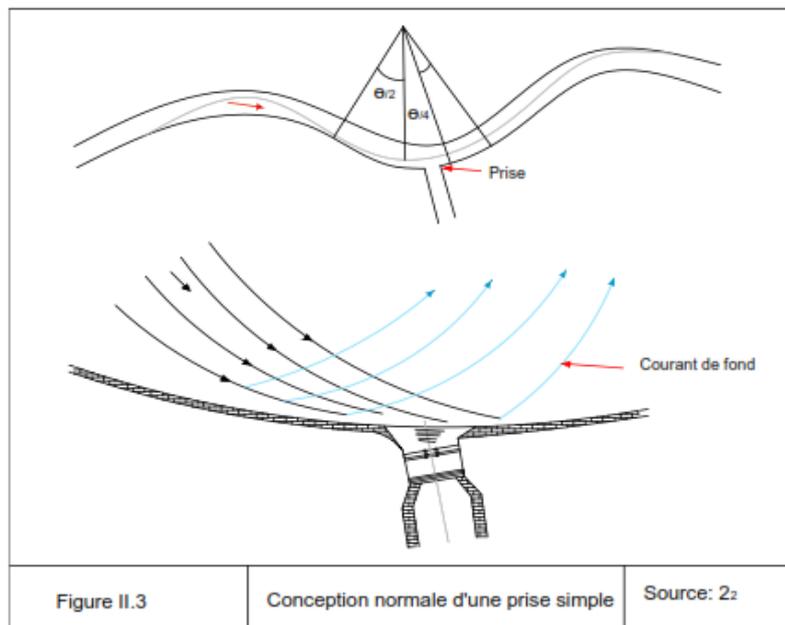
Il faut noter que dans de tels cas la stabilité du lit (et par conséquent de l'écoulement) et la profondeur minimale admissible de l'écoulement ne sont jamais garanties de manière certaine. D'où la nécessité des travaux d'aménagements destinés à garantir les conditions optimales de dérivation dans certains cas. Ces travaux peuvent comprendre des endiguements ou des protections transversales ou longitudinales le long des berges à l'amont de la prise.

IV.1) Conception normale (ne demandant pas des travaux d'aménagement du lit de la rivière)

Dans des conditions favorables de prise, la conception de base consiste à dimensionner les organes de prise et à prévoir quelques travaux de protection ou de confortement.

L'implantation correcte de la prise sur l'extrados du coude constitue l'aspect le plus important qui conditionne l'entrée des matériaux charriés dans la prise.

Supposant qu'on a retenu un coude stable, l'entrée de la prise doit être implantée sur le 3^{ème} quart de l'angle au centre du coude, à partir de l'amont. (Figure II.3)¹



En effet, il est admis que les courants secondaires de fond qui dévient les matériaux charriés sur l'intrados du coude, produisent leur effet maximal sur ce troisième quart de l'angle au centre du coude.

L'angle de dérivation est défini par l'angle formé par l'axe de la dérivation avec la direction de l'écoulement principal. Cet angle sera compris entre 25° et 35°.

La conception de la prise sera abordée au paragraphe V.

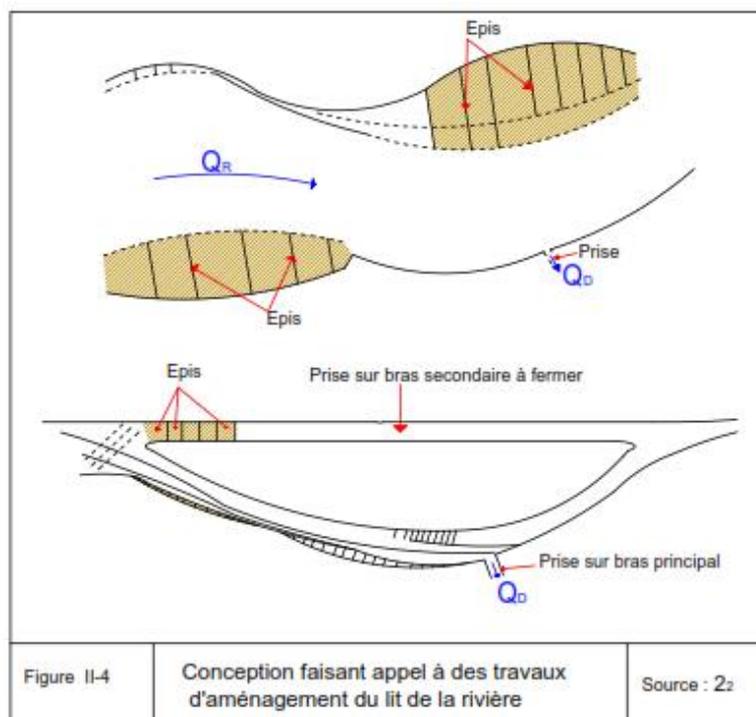
Si la configuration topographique le permet, la prise sera entourée par une plate-forme d'exploitation formée par un remblai compacté, relié au chemin d'accès à la prise. Cette plate-forme devra être située au-dessus du niveau des PHE.

¹ (source 2₂): : Razvan E. (1989). *River intakes and diversions dams*. Elsevier. Cité par AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p. 16.

La berge de la rivière à l'amont immédiat de la prise devra être nettoyée, son talus égalisé, relié correctement aux murs de la prise, et protégé contre l'érosion soit par des enrochements soit par des gabions.

Dans le cas des terrains érodables, on doit prendre en considération au phénomène de renard, lors de la conception des fondations de la prise.

IV.2) Conception faisant appel à des travaux d'aménagement du lit de la rivière



Dans certains cas, il peut se révéler nécessaire pour maîtriser la forme de l'écoulement, non seulement au voisinage immédiat de la prise, mais également dans le tronçon d'approche du lit de la rivière, de prévoir des aménagements supplémentaires pouvant s'étendre assez loin à l'amont, voire même à l'aval.

Deux situations fréquemment rencontrées:

1) Fermeture du bras secondaire d'une rivière à bras multiples :

Si on ne peut pas éviter d'implanter la prise sur une rivière à bras multiples, l'implantation devra se faire sur le bras principal, et les bras secondaires seront fermés afin d'éviter qu'un écoulement incontrôlé ne s'y développe.

La fermeture d'un bras secondaire, peut se faire soit en le barrant par une digue dont la construction est souvent difficile et onéreuse, soit en recourant à un système d'épis (en gabion par exemple) en quinconce qui favorise le comblement du bras secondaire par dépôts des alluvions de la rivière. Cette solution est plus avantageuse, car elle est facile à mettre en œuvre.

2) **Reprofilage du lit de la rivière :**

Il peut que la prise soit implantée sur un tronçon de lit large et de forme irrégulière, ne garantissant pas un écoulement favorable vers et à proximité de la prise, avec le risque de formation des dépôts à l'entrée de la prise, rendant son exploitation difficile et nécessitant des travaux d'entretien coûteux et fréquents.

Dans de tels cas, il faut reprofiler le lit de la rivière, pour assurer une alimentation correcte de la prise. Après avoir défini les paramètres géométriques principaux du futur tronçon (largeur et rayon du coude), le reprofilage du lit peut se faire aux moyens de protections traversables correctement conçues et exécutées, formées par des épis (en gabions ou en enrochement). L'espace entre ces épis sera progressivement comblé par les dépôts des matériaux charriés.

V) Conception de la prise simple:

V.1. Conception générale:

La conception de la prise simple doit permettre d'éviter la pénétration des éléments grossiers dans la prise. Pour cela son entrée doit d'une part être placée sur un seuil situé au-dessus du lit de la rivière, et d'autre part être suffisamment grande pour avoir de faibles vitesses d'entrée qui ne puissent entraîner les gros éléments à l'intérieur de la prise.

Les dimensions de l'entrée de la prise influencent directement celles de la prise elle-même. Quand les dimensions de l'entrée sont précisées, la forme de la chambre de prise peut être définie de manière à assurer une transition adéquate entre l'entrée de la prise et le canal d'évacuation.

Il faut signaler que le calage du seuil doit répondre à deux exigences contradictoires:

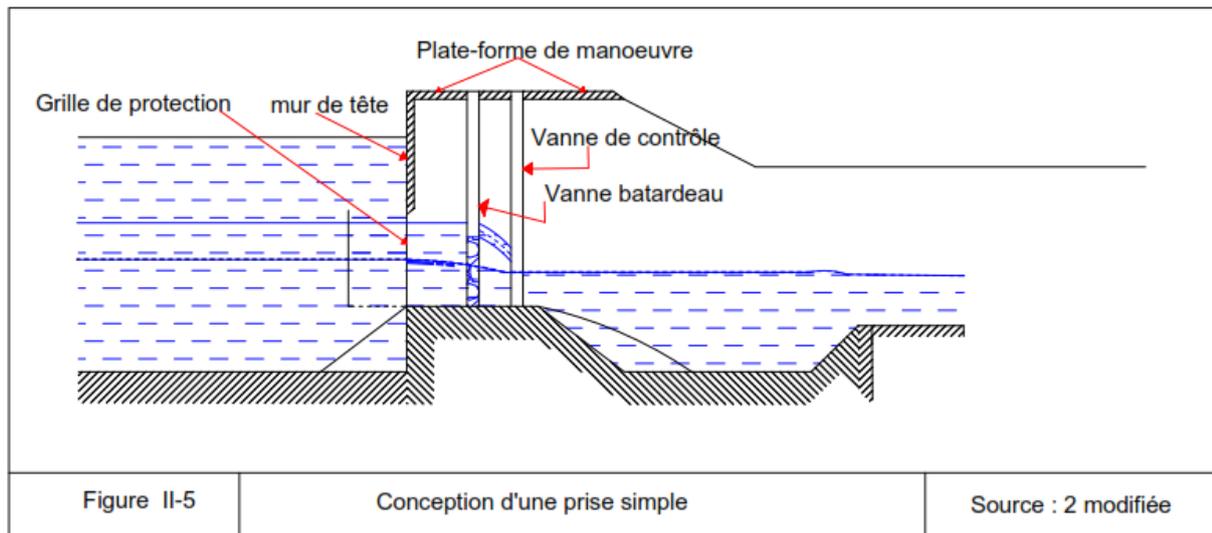
- 1) Il doit être suffisamment haut pour empêcher l'entrée directe des matériaux charriés sur le fond.
- 2) Il doit être suffisamment bas pour permettre le captage des débits d'étiage.

Pour ces raisons, la crête du seuil d'entrée n'est située qu'à environ 0,50 m au-dessus du lit de la rivière, ce qui ne permet pas d'éviter entièrement, le risque de pénétration des matériaux charriés par les crues dans la prise.

En raison de la faible hauteur de seuil de prise, il est nécessaire de faire appel à un dispositif de limitation de débits lors de la période des hautes eaux, pour éviter le dépassement de la capacité du canal d'évacuation. Le dispositif de limitation de débit peut être à fonctionnement automatique, comme celui des masques seuls, ou des masques associés à déversoirs latéraux (cf. Chapitre III, paragraphe VII).

On peut également contrôler le débit dérivé au moyen d'une vanne de contrôle qui peut être manœuvrée pour régler la valeur du débit capté, ce qui requiert la présence d'une personne chargée de ces manœuvres.

Lorsque l'on prévoit la mise en place d'une vanne de contrôle, il est vivement conseillé de prévoir aussi une vanne batardeau. Dans le cas d'une prise sans seuil, la vanne batardeau joue un double rôle: d'une part elle permet d'isoler la vanne de contrôle pour inspection et maintenance, et d'autre part elle permet de surélever le niveau de prise durant les crues de façon à empêcher l'entrée dans la prise des matériaux charriés. Pour satisfaire à ce dernier but, la vanne batardeau devra être constituée par des éléments que l'on peut mettre en place séparément, l'un au-dessus de l'autre, ce qui permet de surélever le niveau du seuil de prise lors des crues. (Voir fig. II.5)



Une grille de protection est habituellement prévue à l'entrée de la prise. Le haut de la grille est supporté par un mur de tête qui ferme l'entrée. Ce mur qui a généralement la même inclinaison que la grille de protection supporte la plate-forme de manoeuvre des vannes qui est calée à une côte supérieure à celle des PHE, et reliée à la piste d'accès à la prise. Quand les eaux sont dérivées au moyen d'une vanne de contrôle, et qu'elles possèdent une énergie cinétique importante, ce qui se produit généralement sous les plus hautes eaux, il peut s'avérer nécessaire de prévoir un bassin de dissipation ou de tranquillisation à l'aval immédiat du seuil de prise.

De même, si les eaux captées sont jugées trop chargées en matériaux solides pour pouvoir être utilisées telles quelles, la dérivation devra comprendre un dessableur situé en tête du canal tête morte.

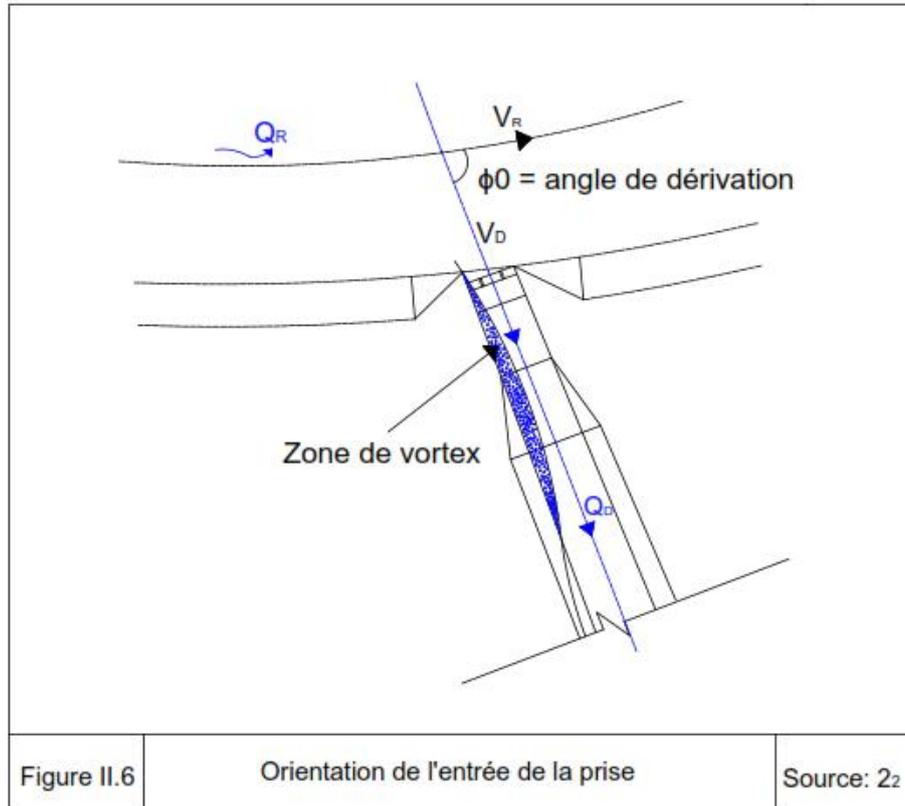
V.2. Dimensionnement hydraulique :

Si la prise est munie d'un limiteur de débit à masques, le dimensionnement hydraulique de la prise qui revient à celui du limiteur se fera selon les principes indiqués au chapitre III.

Si la prise est munie d'une vanne de contrôle et d'une vanne batardeau, on sera en présence d'un seuil à large crête et le dimensionnement hydraulique se fera comme celui d'un seuil épais submergé.

V.3. Orientation de l'entrée de la prise:

L'un des paramètres les plus importants dans la conception d'une prise est l'orientation à donner à son entrée.



Cette orientation est définie par l'angle de dérivation qui est l'angle formé par l'axe de la dérivation et la direction de la vitesse moyenne de l'écoulement.

Le critère principal pour le choix de cet angle est la réduction des zones de vortex (tourbillons) qui se forment à l'entrée de la dérivation. L'angle de l'entrée de la prise doit être choisi pour réduire, si non annuler, les zones tourbillonnaires, ce qui réduit les pertes de charges à l'entrée et facilite le passage des corps flottants vers l'aval, ce qui évite par la suite l'obstruction de l'entrée par les corps flottants.

Si l'on désigne par V_R la vitesse moyenne de l'eau dans la rivière, et par V_D la vitesse de l'eau dérivée, l'angle ϕ_0 qui rend négligeable l'étendue des zones tourbillonnaires est donné par la formule:

$$\phi_0 = \cos^{-1}\left(\frac{V_D}{V_R}\right)$$

Cette relation indique que plus faible sera la vitesse de dérivation V_D , plus grand sera l'angle ϕ_0 . Ainsi pour V_D très faible, ϕ_0 sera très proche de 90° , et pour $V_D = V_R$, on aura $\phi_0 = 0^\circ$, c'est à dire que la prise doit être perpendiculaire à l'écoulement (prise frontale ou de face).

La relation précédente devra être testée pour deux régimes d'écoulement au moins, à savoir pour les régimes d'étiage et des plus hautes eaux correspondant à la crue de projet. Il sera difficile de choisir un angle ϕ_0 qui satisfait tous les régimes possibles, puisque ϕ_0 sera fixé alors que l'écoulement dans la rivière est variable. De ce fait, des écarts par rapport à la relation citée sont inévitables, et il est raisonnable d'exiger que la relation précédente soit à peu près satisfaite pour les régimes le plus fréquents et les plus durables, et qu'elle ne le soit pas pour les régimes rares et de courtes durées, ce qui est le cas pour le passage des crues.

Il est à signaler que la relation précédente est également valable pour les prises avec seuil de dérivation.

CHAPITRE III : PRISE AVEC SEUIL DE DERIVATION

I) Quelques modes de dérivation utilisés:

Le vocable dérivation par seuil englobe plusieurs méthodes qui vont de la méthode traditionnelle aux méthodes modernes de dérivation par ouvrages en béton.

On peut distinguer les modes de dérivation suivants:

I.1. Dérivation traditionnelle :

C'est une dérivation qui se fait au fil de l'eau au moyen d'un simple petit barrage oblique, généralement rudimentaire qui ne s'étend que sur une partie du lit mineur, siège de l'écoulement et, qui est fait de pierres, de branchages et de terre ou de sacs de sable de façon à dériver le débit désiré. Et cela se fait sans surélévation du plan d'eau.

Ce type de dérivation présente deux inconvénients majeurs:

- la nécessité de le reconstruire après le passage de chaque crue importante ;
- La nécessité de le déplacer vers l'amont de la rivière chaque fois que l'écoulement se fait selon un autre bras de la rivière, ou à cause du phénomène de surcreusement de lit, ce qui arrive fréquemment après le passage des crues.

Ce mode de dérivation demande donc beaucoup de travaux de terrassement et de reconstitution qui peuvent être très importants, ce qui mobilise beaucoup de temps et d'efforts de la part des usagers, qui réduisent d'autant le temps consacré à l'exploitation effective de leurs terres.

I.2. Dérivation avec stabilisation du profil en travers de la rivière au niveau de la prise :

On peut opter pour la stabilisation du profil en travers du lit mineur de façon à diriger de manière permanente l'écoulement d'étiage vers l'emplacement de la prise. Et cela dans le but de réduire l'ampleur des travaux de reconstruction du seuil fusible en terre après le passage de chaque crue, Cette stabilisation doit se faire par des seuils calés au niveau du lit mineur ou légèrement plus bas et constitués de matériaux pouvant s'adapter sans dommages importants aux affouillements qui risquent de se produire à leur pied (enrochements ou gabions).

Le profil en travers du seuil stabilisateur doit avoir une légère pente vers l'emplacement de la prise.

I.3. Dérivation par seuil en dur :

Ce mode de dérivation permet une dérivation plus sûre de tous les débits d'écoulement, et garantit par conséquent une alimentation régulière en eau des périmètres à irriguer.

Dans ce qui suit, on va présenter cet ouvrage avec plus de détails.

II) Rôle de l'ouvrage de dérivation par seuil en dur:

Le seuil de dérivation en dur avec ses organes annexes, permet:

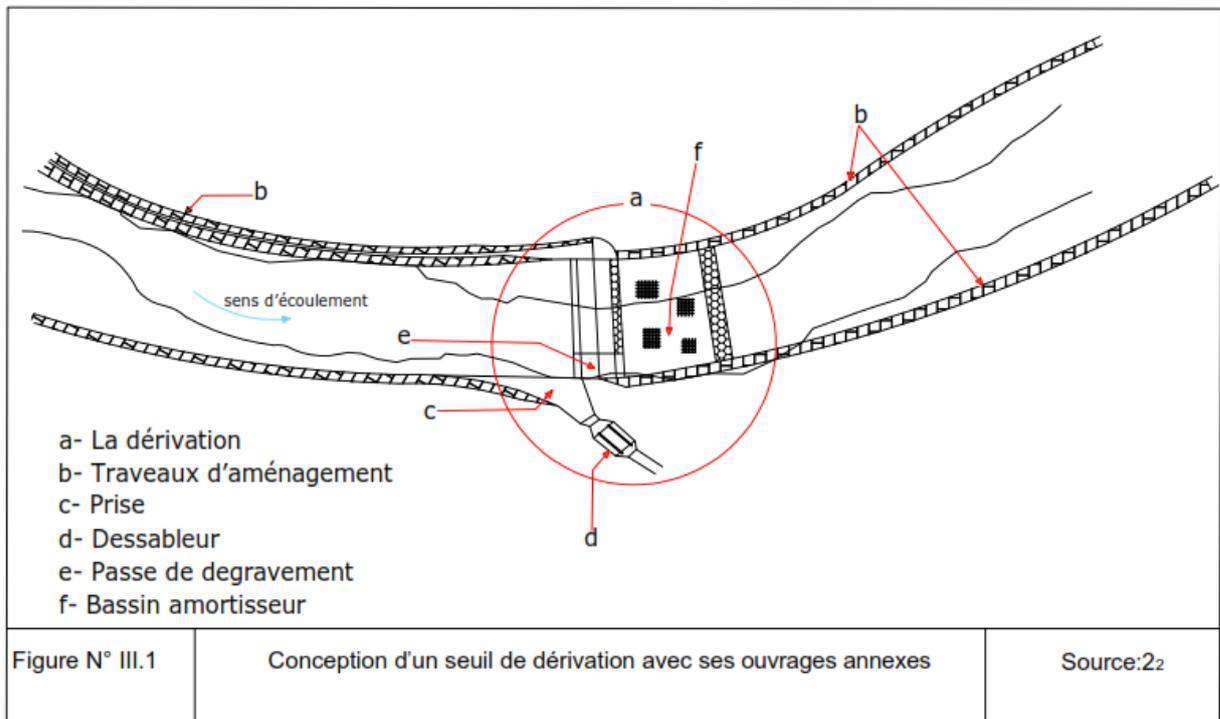
1. De dominer plus facilement un périmètre d'irrigation élevé. Cet ouvrage est nécessaire dans le cas où son tirant d'eau n'est pas important pendant la campagne d'irrigation ;
2. De Faciliter la régulation des débits dérivés, en permettant de capter le débit requis même durant la période d'étiage.

Au Maroc, il arrive fréquemment que le débit d'étiage soit faible à très faible, et à peine égal au débit à dériver. Il est par conséquent nécessaire que ces faibles débits soient dirigés vers la prise dans des chenaux d'écoulement ;

3. La dérivation d'une part importante du débit de l'écoulement, ce qu'une prise simple ne permet toujours pas. (ce qui a déjà été abordé au paragraphe IV du chapitre II) ;
4. Un captage simultané sur les deux rives de la rivière. Il arrive que les usagers d'une dérivation se trouvent sur les deux rives de la rivière, et qu'il faut les satisfaire simultanément, Dans ce cas le recours à l'édification d'un seuil de dérivation avec prise

sur chacune des deux rives devient nécessaire si l'on veut réduire les coûts des aménagements requis pour la satisfaction de tous les usagers.

III) Composantes principales d'un ouvrage de dérivation avec seuil en dur : (Figure III .1)



Une dérivation avec seuil comprend les éléments suivants:

- Un seuil généralement à déversement libre (sans vannes) ;
- Un ouvrage de dissipation de l'énergie de la lame déversante, à l'aval immédiat du seuil, constitué d'un bassin de dissipation, suivi d'un bassin de dissipation de dimensions réduites;
- Une passe de dégrèvement qui jouxte la prise à proximité de la rive, et qui a pour double rôle d'empêcher le comblement de l'entrée de la prise, et d'aider à l'acheminement des eaux d'étiage vers celle-ci ;
- La prise qui est l'organe principal de toute l'installation, car la bonne alimentation en eau du périmètre irrigué dépend du fonctionnement de la prise.

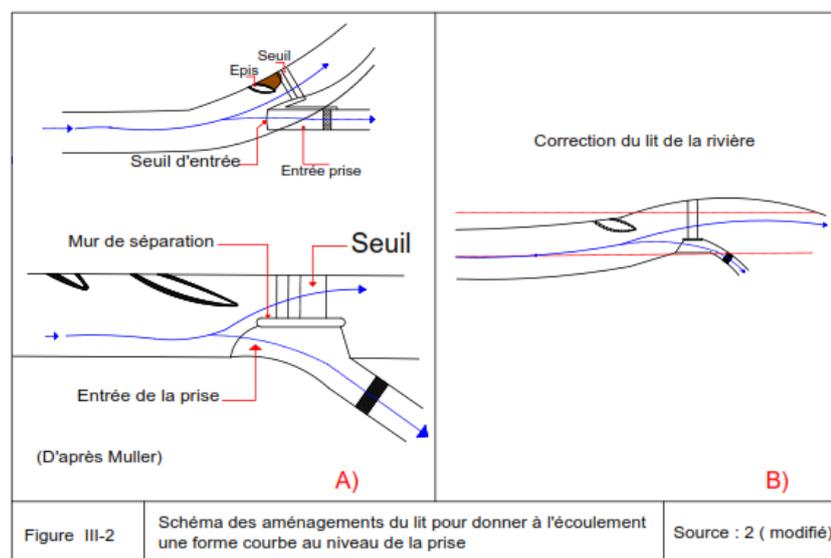
- Un limiteur de débit implanté immédiatement après la prise qui règle le débit d'une manière automatique, si on n'a pas de réglage du débit au moyen de vannes de réglage qui requièrent la présence d'un personnel d'exploitation ;
- Un dessableur qui débarrasse les eaux captées des matériaux solides en suspension si les eaux dérivées sont trop chargées en matériaux solides en suspension.
- Le départ du canal tête morte qui alimente le périmètre. Il se trouve après le dessableur (ou le limiteur de débit, s'il n'y a pas de dessableur).

Ces organes sont les organes principaux d'un ouvrage de dérivation. Mais pour que cet ouvrage fonctionne de manière satisfaisante, il peut arriver que l'on ait besoin d'exécuter, surtout en amont de l'ouvrage, des travaux de protection et d'endiguement qui canalisent de manière efficace l'eau de la rivière vers le seuil et la prise.

Mais il n'est pas toujours possible de retenir le coude d'une rivière pour installer la dérivation et on doit dans beaucoup des cas, se contenter d'un tronçon droit de la rivière. Dans ce dernier cas, on peut recourir quand c'est nécessaire ou utile, à des aménagements à l'amont de la prise pour donner à l'écoulement une forme courbe au niveau de la prise.

Les travaux d'aménagement peuvent être de deux sortes :

- 1) Soit une correction complète du lit pour créer artificiellement un coude dans le lit (cf. fig. III.2 (B)).
- 2) Soit mettre en place sur la rive opposée à la prise, des épis en gabions ou enrochements, qui associés à une bonne disposition de la prise et du seuil déversant, aboutissent à un écoulement courbe au niveau de la prise, celle-ci étant située sur l'extrados de l'écoulement (cf. fig. III.2 (A)).



IV) Seuil de dérivation :

IV.1. Classification des seuils en seuils fixes et seuils mobiles:

Les seuils ont pour effets principaux de diminuer les vitesses en augmentant le niveau d'eau à l'amont. Pour un seuil fixe cette surélévation peut aggraver les inondations, notamment dans le cas d'une rivière à pente faible. C'est pourquoi sont apparus des ouvrages à vanne permettant une régulation fine du niveau d'eau en fonction du débit de la rivière et des besoins.

1) Seuils fixes :

Un seuil fixe est un élément qui oppose un obstacle permanent à l'écoulement des eaux, à un niveau choisi et invariable quelles que soient les conditions hydrauliques. Ce type de seuil est très répandu car sa réalisation est peu coûteuse, son fonctionnement est simple et son entretien est réduit.

2) Seuils mobiles :

Un seuil mobile comporte des éléments mobiles sur tout ou une partie de sa longueur déversantes. Ils permettent de relever la ligne d'eau pendant la campagne d'irrigation et sont enlevés en période de crue pour ne pas aggraver les inondations à leur amont. Les seuils mobiles facilitent aussi l'évacuation des matériaux solides transportés par la rivière et donnent une plus grande souplesse dans la maîtrise du débit dérivé.

IV.2. Classification en fonction de la nature des matériaux constitutifs :

Les ouvrages les plus classiques sont de type poids en béton, en maçonnerie ou bien en gabion. On peut aussi construire des seuils en enrochements lorsqu'une bonne étanchéité n'est pas requise pour rehausser la ligne d'eau.

Le choix entre ces matériaux de construction dépend de plusieurs facteurs dont les plus importants sont :

- le régime hydrologique;
- la nature et les caractéristiques des terrains de fondation;
- la disponibilité des matériaux;
- les possibilités financières;
- la nature et l'importance des transports solides.

1) Seuils en béton

La digue du seuil est entièrement construite en béton, un matériau lourd dont le poids spécifique moyen est de 24 kN/m^3 , ce qui lui confère un aspect monolithique qui résiste généralement bien au passage des crues, et surtout à l'évacuation des matériaux solides transportés par charriage. Même s'il se fissure, ce genre de seuil continue à remplir son rôle de manière plus ou moins satisfaisante, ce qui permet généralement de procéder, en temps utile, aux réparations nécessaires.

Si ce genre de seuil comporte un ferrailage, ce qui est souvent le cas pour les petits ouvrages (au moins un ferrailage de peau), ceci lui permet de s'adapter sans dommages importants à des tassements faibles à modérés.

La forme du seuil et surtout la largeur de sa base doivent être conçues pour que la capacité portante des terrains de fondation ne soit pas dépassée, et que le seuil soit stable.

Le bassin de dissipation qui est fréquemment nécessaire à l'aval subit des charges et des vibrations dont l'importance est fonction directe du débit unitaire évacué.

Donc, quand il y a nécessité de construire un bassin de dissipation au pied du seuil, l'emploi du matériau béton armé est tout indiqué. Aussi bien pour le seuil que pour le dispositif de dissipation.

Dans le cas de fondations rocheuses où le recours à un bassin de dissipation ne s'impose pas, le béton pourra être remplacé par de la maçonnerie.

Le béton s'adapte à des fondations aussi bien rocheuses qu'alluvionnaires, à condition que la capacité portante de ces dernières soit respectée.

2) Seuils en maçonnerie :

Peu de seuils de dérivation ont été construits en maçonnerie, car ils exigent d'une part un travail important et précis de profilage de la crête et du parement aval du seuil déversant, et d'autre part des fondations stables, souvent rocheuses résistant aux affouillements.

En effet vue leur constitution, ces seuils sont sensibles aux tassements qui peuvent y provoquer une fissuration pouvant aboutir à la dislocation des blocs, et à la ruine totale ou partielle de l'ouvrage.

Il faut toutefois noter que bien construite et conçue sur une fondation rocheuse, la maçonnerie, comme le béton, présente l'avantage d'être massive et de ne pas pouvoir être facilement bousculée par les écoulements.

Sur une fondation alluviale la mise en place d'un bassin de dissipation en béton est souvent nécessaire, ce qui implique la mise en œuvre de 2 matériaux de construction différents, chose que l'on cherche d'habitude à éviter, car coûteuse et pouvant aboutir à une fragilisation de l'ensemble du dispositif.

Même si le seuil est en maçonnerie, la passe de dégravement et les organes de prise sont, pour des raisons de commodité et de facilité de construction réalisés en béton.

Tout ceci fait que les seuils en maçonnerie sont peu ou pas utilisés pour les seuils de dérivation fondés sur terrains meubles.

3) Seuils en gabion:

Les gabions sont des structures modulaires constituées par des éléments parallélépipédiques en grillage d'acier galvanisé, avec maille hexagonale à double torsion remplies de pierres. Il s'agit d'un matériau dont la grande qualité est sa flexibilité qui lui permet de s'adapter, sans rupture, à des déformations importantes.

La densité du gabion dépend de celle des matériaux utilisés pour le remplissage, mais elle se situe généralement entre 17 et 18 KN/m³ (**AGR.DAHA**).

On peut utiliser pour le remplissage des gabions pour seuils tous les matériaux pierreux, pourvu que leur poids et leurs caractéristiques répondent aux nécessités statiques, fonctionnelles et de pérennité de l'ouvrage. Les matériaux les plus souvent utilisés sont des galets ou du concassé. Pour les seuils, il est conseillé d'utiliser les matériaux qui ont le plus haut poids spécifique (ouvrages résistants par leur poids) et qui sont durs et non friables.

Le matériau gabion possède certains avantages parmi lesquels on peut citer:

- ✓ une structure flexible qui s'adapte facilement à la topographie des lieux et aux tassements des fondations ;
- ✓ la solution gabion convient à une construction par étapes et à des extensions par la suite si cela s'avère utile ou nécessaire ;

Ses inconvénients dans le cas de seuils sont les suivants:

- ✓ faible poids spécifique pour un matériau destiné à résister par son poids propre ;
- ✓ la grande vulnérabilité à l'abrasion de ses fils par les matériaux solides transportés par charriage ou en suspension, d'où la nécessité de les protéger par une couche en béton si l'on veut prolonger leur durée de vie ;
- ✓ la déformabilité des cages sous l'action des vitesses importantes qui poussent sur les matériaux de remplissage, et déforment les paniers dans le sens du courant (vitesse supérieure à 2.5 ou 3 m/s), d'où la nécessité de renforcement par tirants ou diaphragmes ;
- ✓ problème de perméabilité du matériau gabion quand le seuil a une fonction de stockage. Il s'agit alors de trouver un moyen pour atteindre l'étanchéité voulue à travers le seuil ;
- ✓ l'accrochage des matériaux flottants aux mailles peut les déchirer. Pour y remédier on peut recourir à un revêtement par mortier ;
- ✓ difficulté d'assurer une continuité et une étanchéité parfaites entre le seuil en gabion et les organes de la prise qui sont souvent en béton.

Un autre inconvénient des seuils en gabions provient de la dimension des vides entre pierres ce qui requiert dans le cas de fondations sableuse ou limoneuse l'interposition d'une couche filtrante en tout-venant ou géotextile, afin d'empêcher le transport, par gradient hydraulique, des matériaux de fondation à travers les vides des gabions.

Les seuils de dérivation en gabion s'adaptent bien aux fondations alluviales, mais moins bien aux fondations rocheuses, en raison de la nécessité de les encastrent dans ces fondations pour qu'ils puissent résister aux efforts de glissement.

D'autre part, du point de vue hydraulique, il n'est pas facile de donner au seuil un profil efficient garantissant un fort coefficient de débit du fait de la forme parallélépipédique des cages. Il faut soit profiler le seuil par un remplissage en béton, soit recourir à des cages métalliques ayant les formes désirées, et qui sont rares et chères, ou retenir un seuil épais.

4) Seuil en enrochement :

La construction de seuils en enrochements de carrière a tendance à se répandre surtout dans les régions où l'approvisionnement en gros blocs est aisé (proximité des lieux d'extraction ou possibilité d'ouverture de carrière pour les chantiers importants). Ces seuils présentent le triple avantage d'un coût de réalisation modéré, d'une grande souplesse et d'une dissipation d'énergie importante sur le parement aval des ouvrages dû à la rugosité des blocs.

Il est recommandé de poser les blocs avec soin pour que chacun soit bien buté par celui qui est immédiatement à son aval. Certains concepteurs bloquent la rangée de blocs situés en extrémité aval, la plus sollicitée, par un rideau de pieux ou de rails non jointifs. Mais cela ne constitue pas une sécurité vis-à-vis du risque d'enfoncement du lit par érosion régressive. Certains concepteurs utilisent le béton pour les enrochements de la crête qui sont plus sensibles à la vitesse du courant, et au choc des corps flottants. Cette disposition améliore l'étanchéité, mais sans chercher à la rendre parfaite.

IV. 3. Emplacement du seuil :

Les critères intervenants dans le choix de la sélection d'un site de dérivation sur rivière ont déjà été présentés au paragraphe II du chapitre I.

IV.4. Calage et dimensionnement hydraulique du seuil:

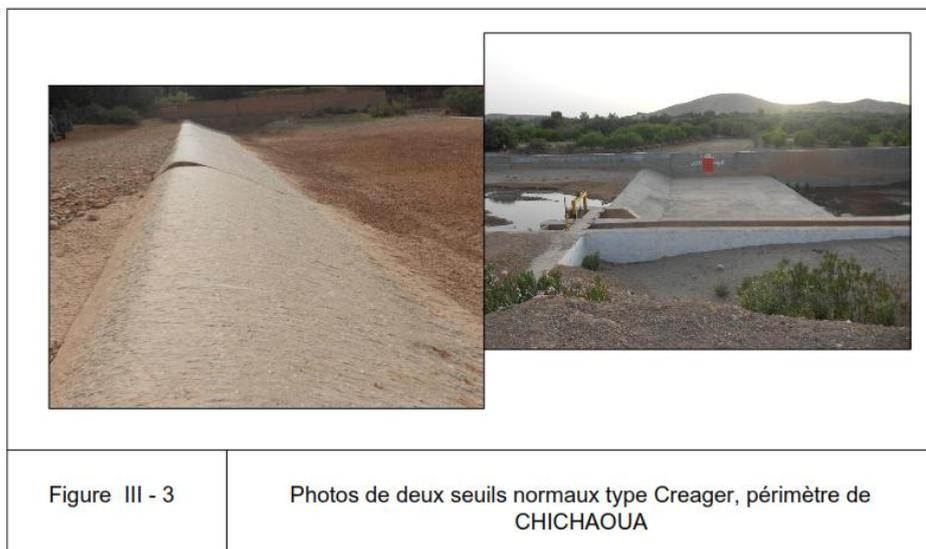
IV.4.1. Crue de projet :

Les petits seuils de dérivation utilisés pour alimenter les seguias têtes mortes de différents réseaux d'irrigation gravitaire sont généralement formés de section déversante libre (sans vannes).

Les seuils de dérivation sont généralement dimensionnés pour évacuer avec une sécurité suffisante, la crue cinquantennale ou centennale. Pour la PMH, eu égard à l'importance des prises, les seuils doivent être dimensionnés pour évacuer au moins la crue centennale (fréquence 1/100) dans des conditions satisfaisantes de sécurité.

IV.4.2. Seuil déversant à profil normal type Creager :

Le profil habituel d'un seuil déversant libre est un profil à parement amont vertical avec une crête et un parement aval profilé selon la forme de la face inférieure de la nappe déversant passant par-dessus un déversoir à crête mince (figures III.3 et III.4)



La forme du parement aval d'un seuil normal type Creager est donnée par l'équation :

$$\frac{Y}{H_0} = -K\left(\frac{X}{H_0}\right)^n$$

(Figure III.4)

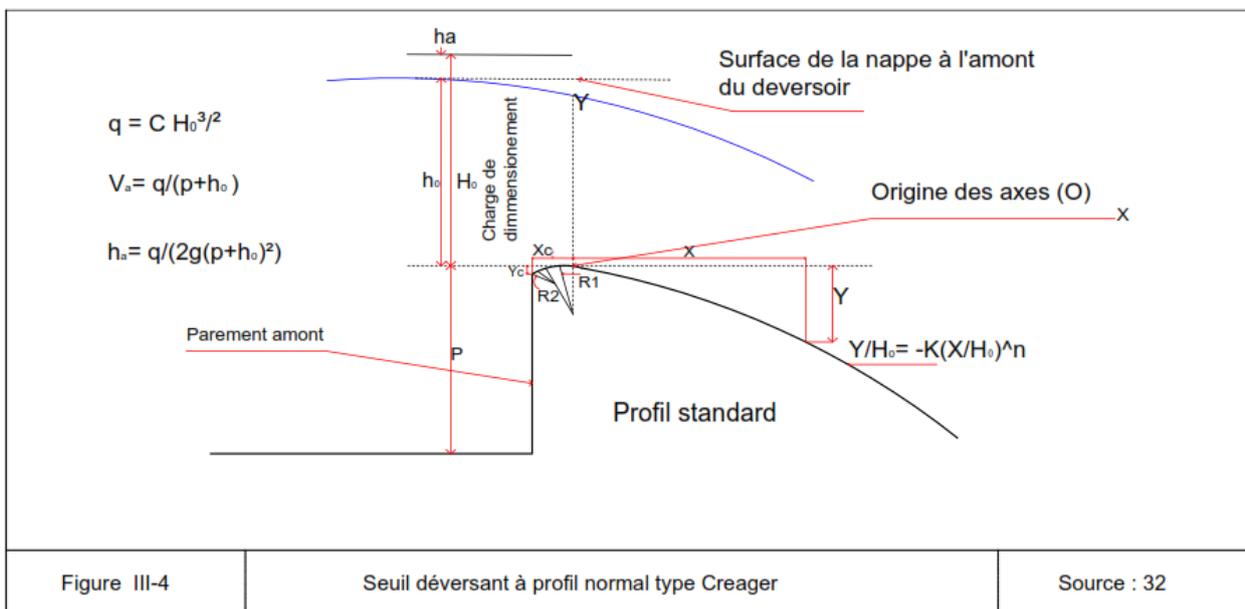
X : abscisse d'un point appartenant à la courbe représentant la forme du parement aval d'un seuil normal type Creager ;

Y : ordonnée d'un point appartenant à la courbe représentant la forme du parement aval d'un seuil normal type Creager ;

H_0 : la charge de dimensionnement du seuil ;

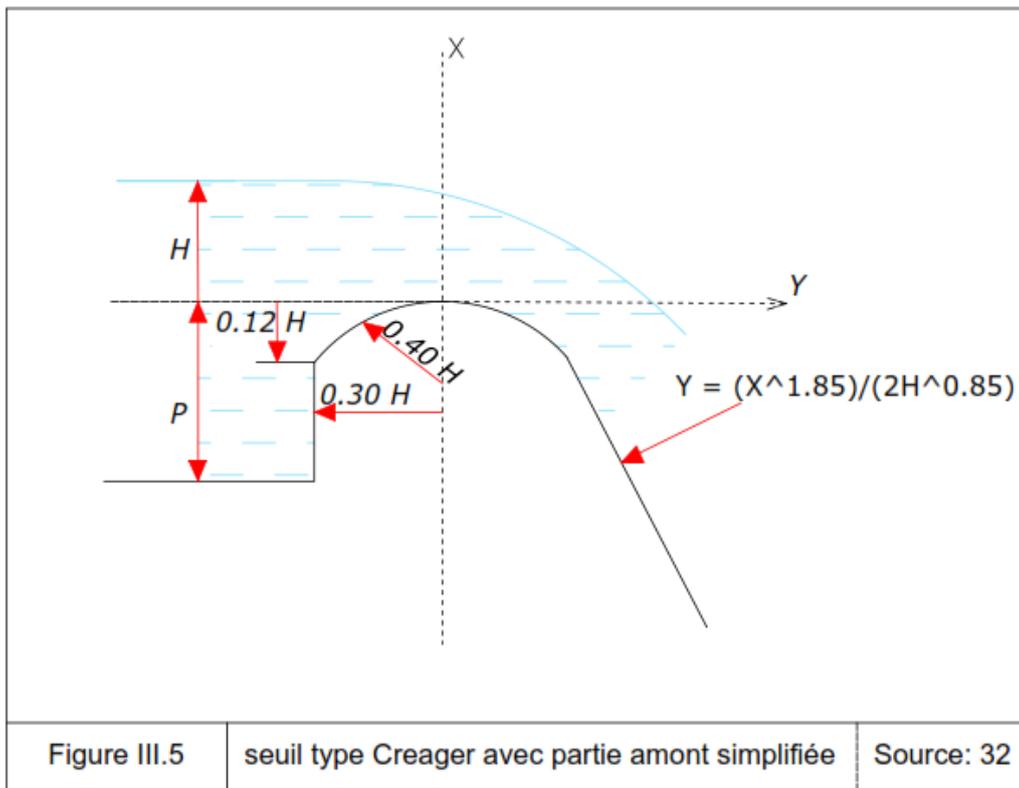
K et n : constantes dépendant de l'inclinaison du parement amont et de la vitesse d'approche.

Pour un parement amont vertical et haut (vitesse d'approche très faible) les constantes K et n prennent les valeurs suivantes: $K = 0.50$ et $n=1.85$.



Les valeurs détaillées de n, k, R_1 , R_2 , X_c et y_c sont données sur le tableau (annexe N°1) de ce paragraphe, (cas des seuils rectilignes bas).

Pour un petit déversoir à parement amont vertical, on adopte généralement la forme suivante pour le profil déversant. Il s'agit d'un profil Creager avec la partie amont de forme simplifiée qui dispense de calculer les rayons R_1 et R_2 , ainsi que X_c et Y_c , de la figure précédente (figure III.5).



Pour des seuils de faible hauteur, leur forme peut être approchée par la parabole ayant pour équation $X^2 = 2H$

Le débit évacué par un seuil libre est donné par la formule:

$$Q = \mu \times l \sqrt{2g} H_d^{\frac{3}{2}}$$

μ : coefficient de débit;

l : longueur de la section déversante (m);

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

H_d : charge totale de dimensionnement sur la crête du seuil, y compris la charge Cinétique (m).

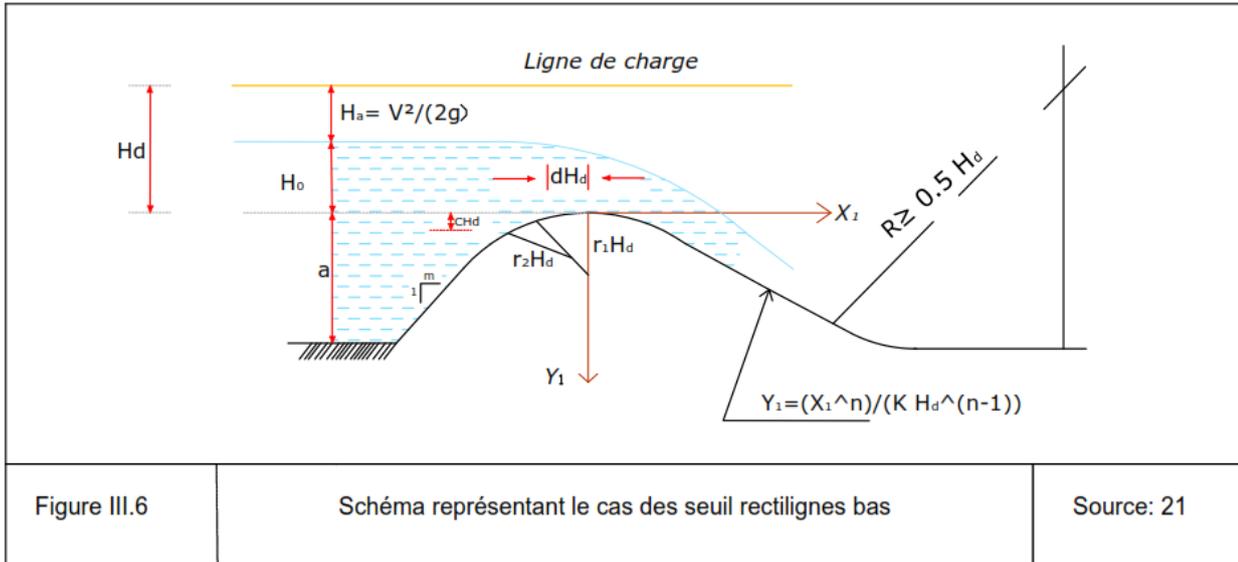
Le coefficient de débit μ dépend d'un certain nombre de facteurs :

- 1) la profondeur d'approche ou pelle;
- 2) la forme de la crête par rapport à la forme idéale de la lame déversante;
- 3) inclinaison du parement amont;
- 4) la position du radier aval;
- 5) le degré de submergence (seuil noyé ou non).

Le coefficient de débit d'un seuil normal varie de 0.45 à 0.50 selon la vitesse d'approche de l'eau et la profondeur de la pelle à l'amont du déversoir. (USBR, 1987)

IV.4.2. 1 Cas des seuils rectilignes bas : (figure III.6)

Les seuils déversants de la petite et moyenne hydraulique sont généralement des seuils rectilignes bas, où la vitesse d'approche est généralement appréciable, le profil de ce type de seuil dépend par conséquent de l'énergie cinétique d'approche.



Les profils proposés par l'USBH tiennent compte de la vitesse d'approche et sont définis de la même manière que pour les seuils hauts.

L'énergie cinétique à l'amont immédiat du seuil est définie par l'expression :

$$H_a = \frac{Q^2}{2g(a + H_0)^2 I^2}$$

Le débit évacué est donnée par:

$$Q = \mu \times l \sqrt{2g} H_d^{\frac{3}{2}}$$

H_d étant la charge totale au-dessus du seuil (y compris la charge cinétique).

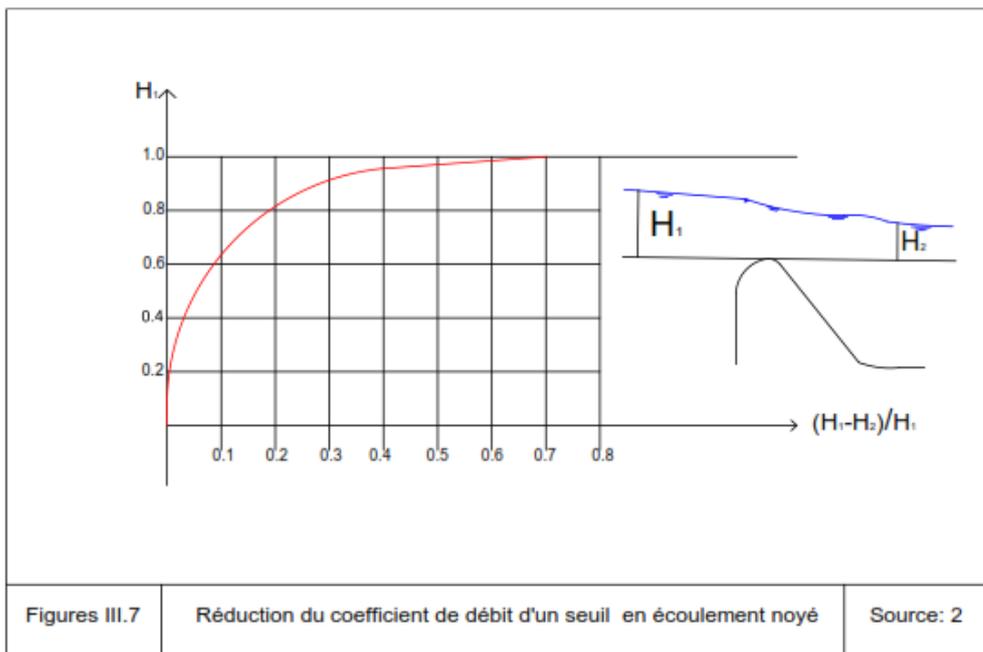
Les valeurs des coefficients n , k , r_1 , r_2 , d et c définissant la forme du seuil et du coefficient de débit μ sont données dans les 2 tableaux (annexes N°1 et N°2).

Remarque:

Si l'évacuation des eaux à l'aval du seuil se fait dans des conditions telles que le niveau d'eau à l'aval remonte au-dessus de la cote de la crête, le seuil est considéré comme noyé lorsque la hauteur d'eau aval H_2 au-dessus de la crête, atteint ou dépasse les $2/3$ de la charge H_1 .

IV.4.2.2 Réduction du coefficient de débit avec la submergence du seuil :

La réduction du coefficient du débit en fonction de la hauteur d'eau aval peut être obtenue à partir de la courbe établie par l'U.S.B.R (figure III.7).



IV.4.3. Seuil épais :

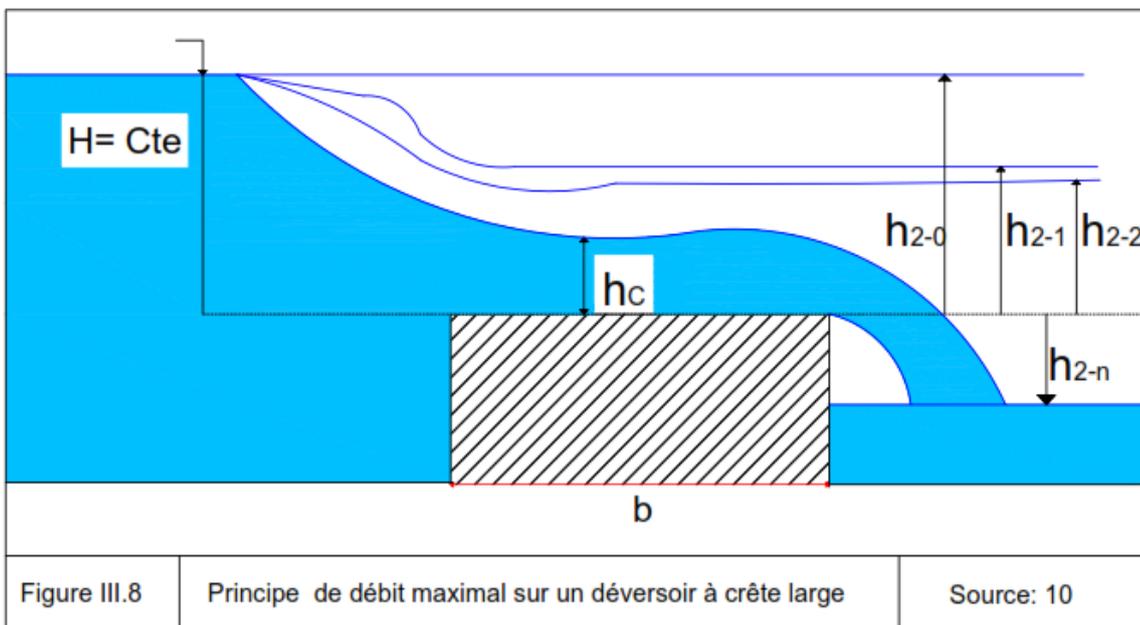
On parle également de déversoirs à crête large. Dans le cas de seuils en gabions on peut avoir affaire à des seuils à large crête et à arêtes vives en raison de la forme des gabions.

Pour un déversoir à crête épaisse, **le principe du débit maximal** (figure III.8) permet de comprendre comment un écoulement au-dessus d'un seuil peut être noyé ou dénoyé. En effet, en supposant la charge amont au-dessus du seuil constante et en faisant varier la hauteur aval, le débit fluctue :

- Pour un niveau aval identique au niveau amont, le débit passant par le déversoir est nul.

- Quand le niveau aval commence à s'abaisser, produisant une dénivellée entre le niveau amont et le niveau aval, ce qui engendre un débit. Au fur et à mesure que le niveau aval s'abaisse et que la chute augmente, la vitesse et le débit croissent et la lame déversante au-dessus du seuil diminue.

Il faut qu'à un moment donné le débit cesse de croître pour rester constant ; ceci correspond au moment où il atteint son maximum ; le niveau au-dessus du seuil devient alors constant, tandis que le niveau aval continue à s'abaisser. Il y a donc une rupture hydraulique entre l'amont et l'aval lorsque le débit atteint son maximum et le niveau aval devient alors indépendant du niveau amont. Le régime d'écoulement initialement noyé devient alors un régime d'écoulement dénoyé et la hauteur au-dessus du seuil s'appelle la hauteur critique.



Le débit s'exprime selon la formule générale suivante : $Q = \mu \times l \sqrt{2gH^3}$ On suppose la hauteur d'eau amont constante et donc la charge aussi.

- Pour $h_{2.0} = H$, le débit est nul.
- Pour $h_{2.1}$, la ligne d'eau aval, plus basse, provoque une chute engendrant un débit
- Pour $h_{2.2}$, la chute étant plus importante, le débit augmente.

Lorsque la hauteur d'eau au-dessus du seuil est la hauteur critique, le débit transitant est le débit maximal et $\mu = 0,385$.

Donc le débit au-dessus d'un seuil épais, sans contraction latérale, peut être estimé par la formule suivante: $Q = 0.385 \times l\sqrt{2gH^3}$ (CETMEF, 2005)

Les expériences de Bazin ont donné pour le coefficient de débit μ , applicable à un déversoir à crête épaisse, des valeurs comprises entre 0.37 et 0.39, ce qui est compatible avec la formule précédente.

En fait, pour cerner de plus près la réalité, il faut tenir compte de l'épaisseur b du seuil et de la vitesse d'approche. Bazin propose d'adopter la valeur de μ correspondant au déversoir à mince paroi (de même inclinaison) et de lui appliquer le coefficient suivant:

$$K = 0.70 + 0.185 \frac{H}{b}$$

Par exemple, si $\frac{H}{b} = 1$, on obtient $K = 0.885$

Pour un déversoir à mince paroi sans contraction latérale, le coefficient μ est de l'ordre de $\mu = 0.43$.

On obtiendrait pour le seuil épais une valeur $\mu' = k \mu = 0.3805$, valeur très proche de 0.385.

IV.5. Dissipation de l'énergie à l'aval et protections du seuil:

IV. 5. 1. Bassin de dissipation (bassin à ressaut) :

Au pied aval du seuil, l'énergie cinétique du courant peut provoquer des affouillements graves susceptibles de déchausser l'ouvrage et de compromettre sa stabilité. Afin d'éviter des problèmes à l'aval, il faut que la restitution des débits s'effectue dans des conditions qui se rapprochent le plus possible des conditions naturelles. Ainsi, il est nécessaire que l'excédent d'énergie dû à la réalisation du seuil se dissipe à l'aval sans érosions préjudiciables.

Pour les seuils de prise, les structures les plus couramment utilisées sont les bassins à ressaut qui constituent un moyen efficace pour réduire la vitesse au pied du seuil à des valeurs compatibles avec la stabilité du fond et des berges.

IV. 5. 1.1 Détermination des dimensions du bassin de dissipation à l'aide des calculs hydrauliques (NOVEC, 2011)

En appliquant le théorème de Bernoulli entre les sections amont et aval du seuil (figure III.9), on obtient :

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2 \times g} = Z_0 - Z_r + \frac{V_0^2}{2 \times g} = H \quad (1)$$

Avec

- H : hauteur d'eau sur le seuil (m) ;
- V₀ : vitesse de l'eau (m/s) ;
- L : longueur du seuil = longueur du bassin (m) ;
- Z_s : cote crête du seuil (m) ;
- Z_r : cote du radier (m).

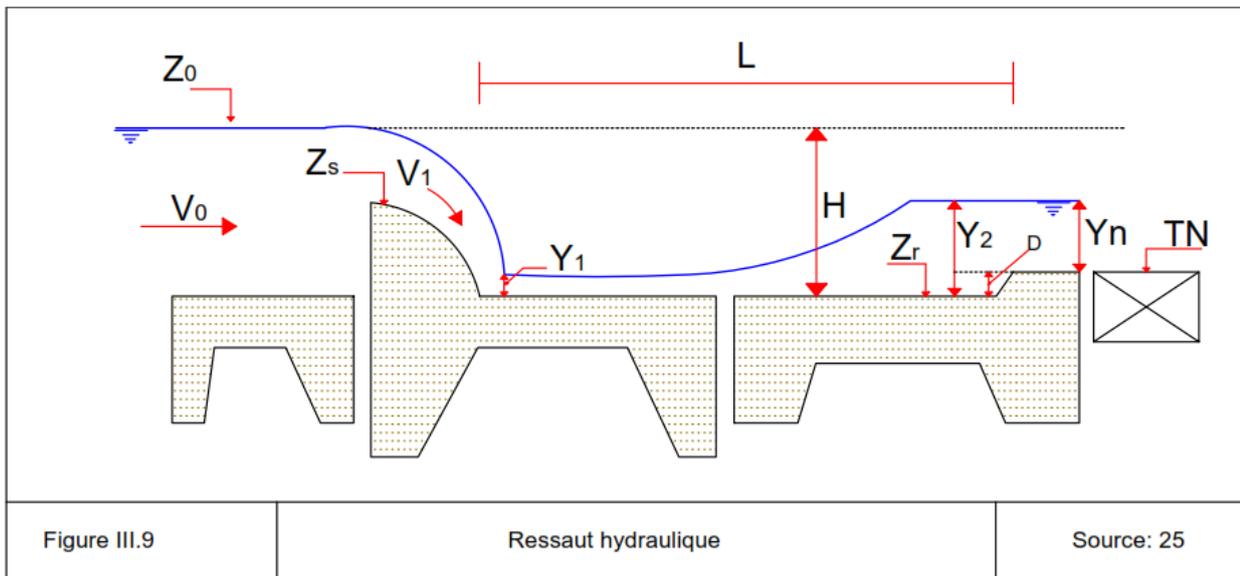


Figure III.9

Ressaut hydraulique

Source: 25

D'autre part on a :

$$V_1 = \frac{Q_0}{L \times Y_1} \quad (2)$$

En combinant les deux relations (1) et (2), on obtient:

$$\frac{Q^2}{L^2 \times Y_1^2} + 2 \times g \times Y_1 = 2 \times g \times H \quad (3)$$

La résolution de l'équation (3) donne Y_1 ce qui permet de déduire V_1 suivant la relation (2) puis on calcule le nombre de Froude F par la formule (4) :

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \quad (4)$$

Le rapport des hauteurs conjuguées est donné par la formule :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8F^2)} - 1 \right]$$

La profondeur D d'enfoncement du radier est obtenue en faisant en sorte que le tirant d'eau Y_2 conjugué de Y_1 coïncide avec le niveau Y_n imposé par l'écoulement aval dans la rivière pour le débit considéré.

$$D = Y_2 - Y_n$$

Le calcul est mené pour les différents débits unitaires q , et on retient la valeur maximale de D avec une marge de sécurité pour tenir compte des incertitudes de la loi hauteur –débit aval. Si le tirant d'eau aval est inférieur au tirant d'eau considéré, le ressaut devient instable et une partie de l'énergie devra se dissiper au-delà du bassin.

La longueur L du bassin est d'environ cinq à six fois la hauteur $(Y_2 - Y_1)$. (Degoutte G., 1998)

Remarque :

La stabilité et par conséquent les dimensions d'un seuil de dérivation ne dépendent pas du débit dérivé, mais des débits des crues de fréquence rare auxquels le seuil doit résister. Parfois, pour dériver quelques centaines de litres par secondes, on est obligé de construire des seuils qui doivent résister à des crues de plus de 1000 m³/s.

C'est un aspect très important auquel il faudra accorder toute l'attention nécessaire dès le début du projet, pour évaluer sa rentabilité.

L'importance des débits de crue et la faiblesse de la rentabilité des ouvrages de dérivation, est un problème qu'on a beaucoup constaté lors de nos visites sur le terrain, ce qui oblige dans plusieurs de cas, le concepteur d'opter pour un dimensionnement avec des débits inférieurs aux débits de crues centennales ou cinquantennales (voir la 3^e partie: diagnostic des ouvrages).

IV.5.2. Protection du fond et des berges d'une rivière contre l'érosion hydraulique:

A l'aval immédiat des seuils des dérivations ou de leurs bassins de dissipation, peuvent se former des écoulements très turbulents, avec vagues et tourbillons qui peuvent causer des dommages aux berges et provoquer, au pied du bassin des affouillements importants qui peuvent menacer la stabilité de l'ouvrage, si le lit de la rivière n'est pas suffisamment résistant.

Afin d'éviter de tels dommages, on peut prévoir une protection adéquate des rives et du lit. Différents types de protection peuvent être envisagés: gabions, enrochements, blocs en béton, etc... Dans ce paragraphe on traitera des protections des berges et des lits au moyen des enrochements.

Plusieurs facteurs influencent le choix des dimensions des enrochements qui doivent résister aux forces tractrices tendant à les déplacer: certains dépendent des enrochements et certains des conditions de l'écoulement à l'aval des bassins de dissipation. Les facteurs qui dépendent des enrochements incluent la dimension ou le poids des blocs, la forme et la largeur des enrochements, leur granulométrie, l'épaisseur de la couche d'enrochement, le type de filtre intercalé entre les enrochements et les terrains en place, et la pente de la couche des enrochements. Pour ce qui est de l'écoulement à la sortie du bassin de dissipation ou sur un tronçon quelconque de la rivière, les éléments qui affectent la stabilité de l'enrochement sont la vitesse, la direction du courant, et l'action des tourbillons et des vagues.

Le nombre de tous ces facteurs souligne la complexité du problème. Toutefois, en se basant sur les essais de laboratoire, le comportement d'enrochements réels et surtout leur rupture, les considérations théoriques, un concepteur averti pourrait prédire les dimensions des enrochements à même de protéger le fond et les berges d'une rivière. Il faut noter cependant que cette prévision ne peut être valable que si l'écoulement ne comporte pas de grosses vagues et s'il est relativement bien reparti le long du profil en travers de la rivière.

L'expérience a montré que la raison principale de rupture d'une protection par enrochement est due à la sous-estimation des dimensions des plus gros blocs ces dimensions sont déterminées à l'aide des abaques.

Pour ce qui est de la forme des enrochements, il est vivement souhaitable qu'elle soit aussi cubique que possible, et il faut éviter l'emploi des enrochements plats.

Les expériences menées sur les terrains indiquent que la couche du rip-rap devra avoir une épaisseur au moins égale à 1,5 la dimension maximale des enrochements, et devra reposer sur une couche de gravier ou d'un filtre inversé, la présence de cette couche filtrante et protectrice pour le sol de fondations est indispensable.

Il a été mentionné précédemment que la dimension des enrochements dépend également de la direction du courant (angle d'attaque) et de la pente du talus protégé.

Il est bien connu que la stabilité d'un enrochement est plus défavorable sur un talus (berges des canaux et rivières) que sur une surface plane. Mais des essais et des études menés par l'USBR ont montré que les dimensions obtenues pour les enrochements de protection permettent d'assurer leur stabilité sur des talus réglés à des pentes égales ou inférieures à 1,5 H/ 1 V, moyennant comme mentionné auparavant, la mise en place, entre le rip-rap et les berges, d'une couche de gravier de 20 à 30 cm d'épaisseur.

Certains auteurs (Lane) recommandent d'augmenter la valeur de la vitesse de 25 % pour les cours très sinueux. Il n'y a donc pas de règle bien établie, et il faut se rappeler que la vitesse moyenne sera multipliée par un facteur compris entre 1 et 2 selon la sévérité de l'attaque du courant. Il revient au projeteur de retenir un facteur qu'il juge raisonnable en fonction de la sévérité et de l'angle d'attaque du courant, et des conséquences des dommages.

IV.5.3. Protection contre le contournement des ouvrages de dérivation par les eaux de crues - courbe de remous à l'amont :

Lors de la conception d'un seuil de dérivation, il est nécessaire de tenir compte des phénomènes liés à la surélévation du plan d'eau de manière permanente ou temporaire (crues) à l'amont du seuil.

La surélévation permanente du plan d'eau est due au comblement très rapide de la retenue des seuils de dérivation, comblement qui rehausse le lit de l'oued et par conséquent le plan d'eau. Les surélévations temporaires se produisent, quant à elles, lors des crues.

Il faut veiller à ce que les rehaussements provoqués par l'édification du seuil, ne causent pas des dommages aux propriétés et installations situés à l'amont des seuils.

Un autre phénomène dont il faut tenir compte est celui du contournement du seuil par les eaux de crue, phénomène qui peut aboutir soit à la mise hors service du seuil ou de la prise soit à leur ruine par les phénomènes d'érosion régressive qui s'ensuivent. Pour éviter ces inconvénients il est souhaitable que la crue du projet passe entièrement par-dessus le seuil, sans débordement latéral.

Pour y parvenir, il faut mettre en place des deux côtés du seuil des protections constituées de murs latéraux (béton ou gabions) dont la crête est calée à une cote supérieure à celle de l'évacuation de crue du projet. La revanche à mettre en place dépend de l'importance de l'ouvrage et de l'incertitude sur la valeur de la crue du projet. Il faut également tenir compte de la formation éventuelle de vagues. Une revanche minimale de 0,60 m à 1 m est nécessaire. Les protections latérales doivent se fermer sur la courbe de niveau correspondant à leur crête.

Si la topographie plate des rives ne permet pas cette fermeture, ce qui signifierait qu'une partie de crue se déverse latéralement par rapport au seuil, il est nécessaire dans ce cas d'empêcher les eaux évacuées latéralement de venir saper le pied aval de l'aménagement. Ce qui peut être envisagé, en prévoyant des murs guideaux de direction parallèle à l'oued et qui éloignent le point de retour des eaux de crue du pied aval du seuil et des autres installations.

On doit accorder une attention particulière aux seuils édifiés sur les rivières de plaines susceptibles de subir des divagations, car il se peut en effet que l'évolution ultérieure du lit de l'oued aboutisse à un déplacement important de ce lit à l'amont immédiat de l'ouvrage. Des protections importantes et coûteuses des rives peuvent s'avérer nécessaires. Il faut par conséquent en tenir compte dès le début des études, car elles peuvent alourdir fortement le coût global de l'installation.

IV.6. Stabilité du seuil: (d'après AGR-DAHA et CFGB, 1997)

Ce paragraphe concerne les ouvrages poids en béton, en maçonnerie ou en gabions.

IV.6.1. Actions sur le seuil de dérivation :

Les actions à prendre en compte dans les calculs sont classées en :

- actions permanentes ;
- actions variables.

Les actions accidentelles dues aux séismes ne sont pas considérées, compte tenu de la faible hauteur des ouvrages et de la très faible probabilité d'occurrence simultanée d'une crue et d'un séisme.

IV.6.1.1. Actions permanentes: poids propre et poussée des sédiments

1) Poids propre :

Le seuil résiste par son propre poids. Il convient par conséquent d'estimer correctement ce poids, selon la nature du matériau utilisé:

- Pour un seuil construit en béton conventionnel vibré, le poids volumique est le plus souvent d'environ 24 kN/m³. Des valeurs plus fortes ou plus faibles sont à prendre en compte lorsque le poids volumique des agrégats diffère significativement de 27 kN/m³.
- Pour un seuil en maçonnerie, le poids volumique à prendre en considération dépend de celui du matériau utilisé, ce poids volumique peut varier entre 21 et 24 kN/m³.
- Pour un seuil en gabion, le poids volumique peut être calculé par la formule :

$$\gamma = (1 - n)\gamma_s + n \gamma_w$$

Avec

- **n** : la porosité du remplissage (en général entre 0.25 et 0.40);
- **γ_s** : le poids volumique des pierres (en général proche de 27 kN);
- **γ_w** : le poids volumique de l'eau.

Selon l'**AGR-DAHA**, dans le cas du gabion, on peut compter sur un poids volumique de 17 à 18 kN/m³.

2) Poussée des sédiments (fig. III 11)

Dans le cas de cours d'eau possédant un débit solide important, il faut toujours prévoir que des dépôts se formeront à l'amont du barrage (sauf si celui-ci comporte des vannes de fond sur toute la largeur permettant le décolmatage du fond de la retenue par des chasses périodiques).

On fera une hypothèse sur la hauteur h_s atteinte par les dépôts. La poussée exercée par ceux-ci se réduira dans le cas d'un parement vertical à une composante horizontale appliquée au tiers de la hauteur h_s à partir de la base, et égale à :

$$P_t = \gamma_{d'} \frac{h_s^2}{2} \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2}\right)$$

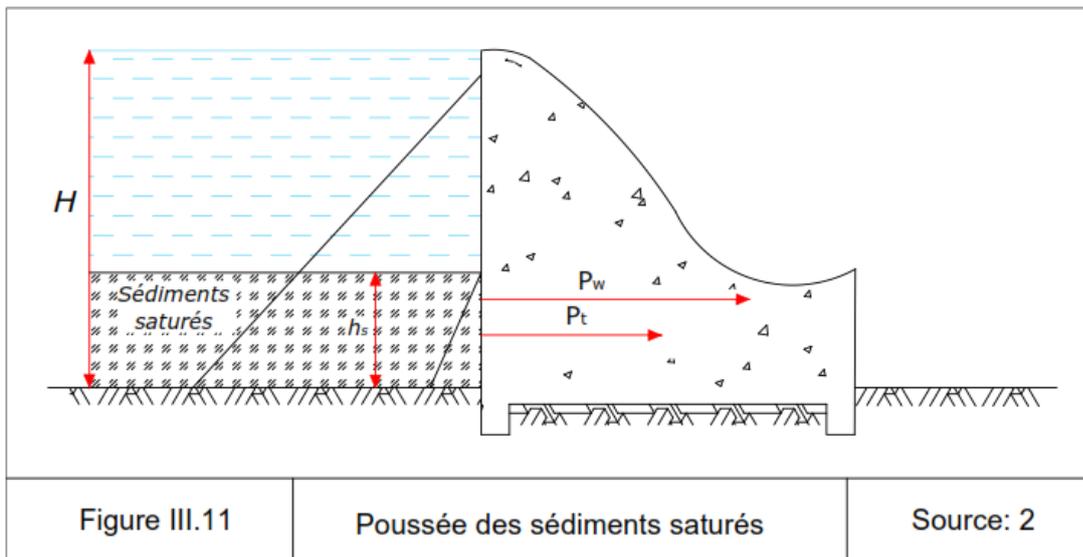
Avec

ϕ : l'angle de frottement interne des terres ou des atterrissements,

$\gamma_{d'}$: le poids volumique, immergé des sédiments:

$$\text{Soit : } \gamma_{d'} = \gamma_d - 10(1 - K)$$

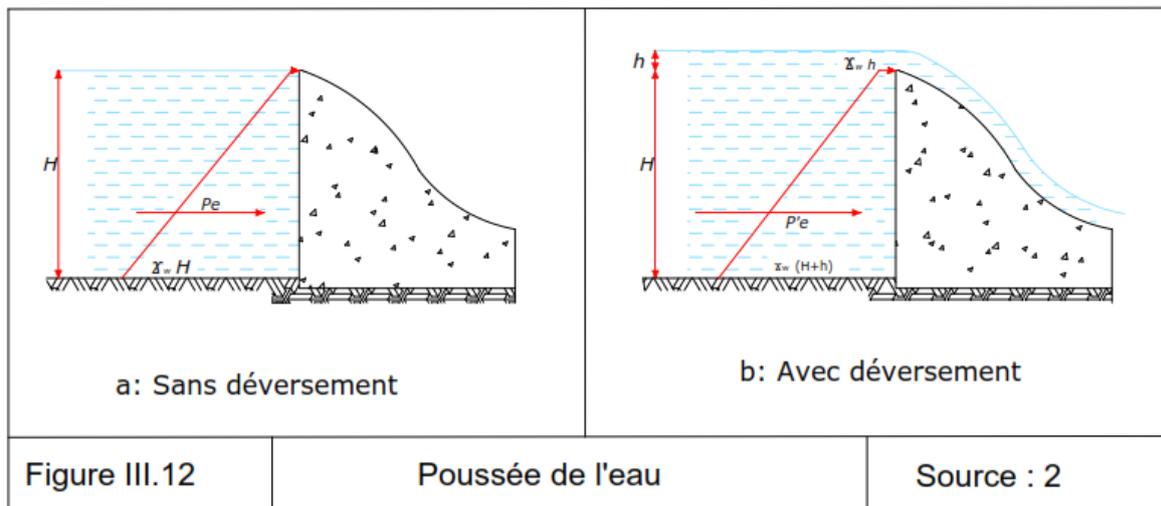
γ_d étant la densité apparente du matériau sec, et k sa proportion de vide, ou porosité.



IV.6.1.2 Actions variables: poussée de l'eau et sous-pressions

1) Poussée de l'eau : (fig. III 12)

L'action de l'eau sur le parement amont du seuil dépend du fruit de ce parement. Pour un parement vertical, la poussée de l'eau est horizontale. Pour un parement incliné la poussée aura une composante horizontale et une composante verticale qui a une action stabilisatrice favorable.



Pour un parement amont vertical, la poussée de l'eau est égale à:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad : \quad \text{Pour une section non déversante (figure III.12 a);}$$

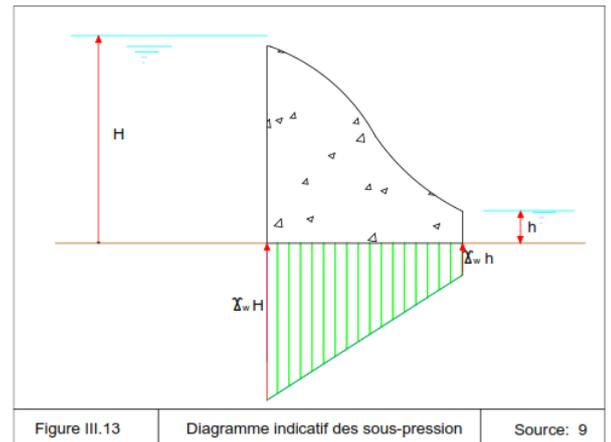
$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H + 2h)H \quad : \quad \text{Pour une section déversante avec une charge h au-dessus la crête (figure III.12 b).}$$

On néglige la composante de pression de la lame d'eau coulant sur le sommet.

Le poids volumique de l'eau pure γ_w est de 10 KN/m³. Mais l'eau de crue est souvent chargée de particules en suspension, et sa masse volumique peut atteindre ou dépasser 11 KN/m³. C'est au projecteur d'apprécier quelle masse volumique retenir pour l'eau évacuée.

2) Sous- pressions :

Le calcul se fait généralement pour la crue de projet. En absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression du plan d'eau en pied amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en pied aval (**figure III.13**). Si un radier prolonge le parement, le diagramme doit être poursuivi jusqu'à son extrémité aval. En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier, on considère que le drainage est efficace à **50%**, ce qui revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit des débouchés, sous réserve qu'ils soient à l'écart des zones de surpression dynamiques.



Il faut noter que l'hypothèse d'une répartition linéaire de la sous-pression n'est pas pessimiste, car dans le cas où la fondation comporte une fissure aveugle vers l'aval, la pression hydrostatique y sera quasi- constante et égale à la hauteur d'eau à l'amont.

Donc un examen de sol de fondation est nécessaire pour décider de l'ampleur des pressions interstitielles à prendre en considération, compte tenu de la durée et de la forme de l'hydrogramme des crues.

IV.6.2. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé. On peut ainsi distinguer deux types de combinaisons d'actions :

- *Combinaison fréquente ou quasi-permanente.* C'est l'état de sollicitations correspondant au niveau de service courant de l'ouvrage. En général, c'est la combinaison du poids propre, de la poussée des sédiments déposés, de la poussée de l'eau à la retenue normale et de la sous-pression correspondante sous la fondation ; la retenue normale correspondante à la cote de la crête des seuils fixes déversants ou aux organes mobiles supposés fermés, augmentée de la lame déversante pour le débit moyen.

- *Combinaison rare.* Il s'agit de la combinaison d'actions lors de la crue de projet (niveau des PHE). On prend en compte le poids propre, la poussée des sédiments déposés, la poussée d'une eau éventuellement chargée, la sous-pression correspondante sous la fondation, la poussée aval et le poids d'eau sur le radier, ainsi que la force centripète de l'eau.

IV.6.3. Etude de stabilité :

Il est toujours nécessaire de vérifier si les dimensions transversales données au seuil sont suffisantes pour garantir sa stabilité en toutes circonstances.

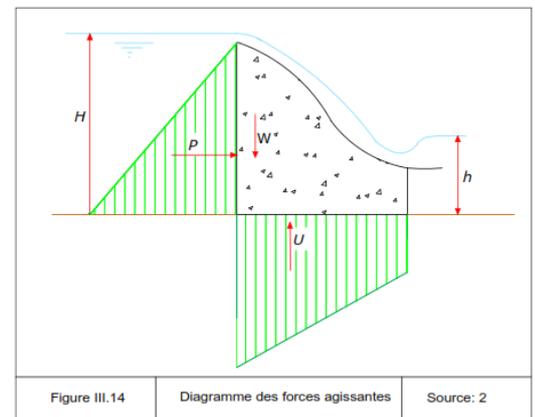
La stabilité d'un seuil dépend bien sûr des forces actives qui agissent dessus, mais également de la configuration de son profil en travers et de son encastrement dans les terrains de fondation: fondation superficielle ou profonde avec butée de pied, etc...

Il est important de tenir compte de tous ces facteurs pour évaluer l'ensemble des forces qui interviennent ou sont susceptibles d'intervenir dans l'équilibre de l'ouvrage.

L'étude d'équilibre d'un seuil comprend aussi bien la stabilité d'ensemble ou équilibre externe, que la stabilité interne qui consiste à comparer la valeur des contraintes qui peuvent apparaître dans le seuil ou sa fondation, à la résistance du matériau constituant l'ouvrage lui-même ou sa fondation.

IV.6. 3.1. Stabilité d'ensemble :

Il s'agit de vérifier l'équilibre de l'ouvrage par rapport au glissement et au renversement.



1) Stabilité au glissement

Les forces horizontales agissant sur le seuil ; poussée de l'eau et des atterrissements, tendent à le déplacer vers l'aval. Ces actions sont généralement maximales lors de l'évacuation des crues.

Pour les petits seuils, il est nécessaire, comme mentionné auparavant, de faire une hypothèse sur la hauteur des atterrissements lors des crues.

En effet, la poussée des atterrissements est réduite, après le passage d'une crue provoquant un affouillement important à l'amont du seuil.

Mais il faut bien se rendre compte que la poussée des atterrissements reste faible pour les petits seuils. Pour un seuil de 2 m de hauteur retenant des atterrissements sablo-graveleux de même hauteur, la poussée n'est que de:

$$P_a = 10 \text{ kN/m}_3 \times 2^2 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right), \text{ avec } \phi = 30^\circ, \text{ on obtient:}$$

$$P_a = 6,7 \text{ kN/ml de seuil, ce qui est relativement faible.}$$

La résistance à ces forces horizontales se fait par la cohésion et le frottement des terrains de la fondation ($\text{tg } \phi$). Comme la cohésion d'une fondation, qu'elle soit rocheuse ou formée de terrains meubles, est aléatoire surtout en cas de saturation, cette cohésion est habituellement négligée, car même pour le rocher la cohésion disparaît ou devient négligeable dans le cas de fissuration ou joints.

On ne retient généralement que la résistance au cisaillement par frottement.

En ce qui concerne le frottement, il est d'habitude de retenir pour une fondation rocheuse $\text{tg } \phi = 0.75$, ce qui correspond à un angle de 37° .

Avec les notations de **la figure III.14** à savoir :

W = résultante des forces verticales ;

U = sous-pressions sur le seuil ;

P = résultante des forces horizontales agissant sur le seuil.

On constate que la stabilité au glissement est assurée si l'on a :

$$\frac{P}{(W - U)} \leq \text{tg}\phi$$

Si la configuration retenue en première phase pour le seuil déversant, ou si les faiblesses de la fondation ne permettent pas de vérifier ce critère, la stabilité au glissement pourra être améliorée en ayant recours aux dispositifs suivants :

a) Fondation sur sol rocheuse :

- Talon amont créant une butée et solidement relié au corps du seuil.
- Approfondissement de la fondation pour offrir au seuil une butée aval.
- Ou les 2 à la fois.
- Augmentation du poids du seuil en modifiant son profil en travers, ce qui permet d'accroître la valeur de W.

b) Fondation sur sol meuble :

- Eperon d'ancrage amont solidement lié au corps du barrage.
- Renforcement éventuel de la butée par la mise en œuvre d'un éperon aval.
- Ou les 2 à la fois.
- Augmentation du poids du seuil en modifiant son profil en travers, ce qui permet d'accroître la valeur de W.

On peut également améliorer la stabilité du seuil en prévoyant un radier amont lié au seuil et qui subit les pressions verticales stabilisatrices de l'eau de la retenue.

2) Stabilité au renversement :

Le renversement peut être provoqué par des forces horizontales suffisamment importantes par rapport aux forces verticales. On constate cependant que lorsque la résultante des forces appliquées s'approche du pied aval du seuil, les contraintes de compression dans le béton et la fondation croissent rapidement, de sorte que la rupture par basculement serait précédée par une rupture locale au niveau du pied aval. Ce qui aggraverait le phénomène de rupture. Ceci revient à dire que la rupture par compression au pied précéderait le renversement. C'est la raison pour laquelle la vérification de la stabilité au renversement est menée de façon à vérifier que les contraintes dans le béton et la fondation sont compatibles avec les caractéristiques mécaniques de ces derniers.

Il faut toutefois noter que pour les seuils de dérivation qui sont de faible hauteur, les contraintes normales ne sont pas trop élevées. Que ce soit dans l'ouvrage (béton ou maçonnerie) ou dans la fondation rocheuse. Pour les fondations sur sols meubles, on prend des dispositions constructives pour rester dans les limites de la capacité portante des terrains de fondation.

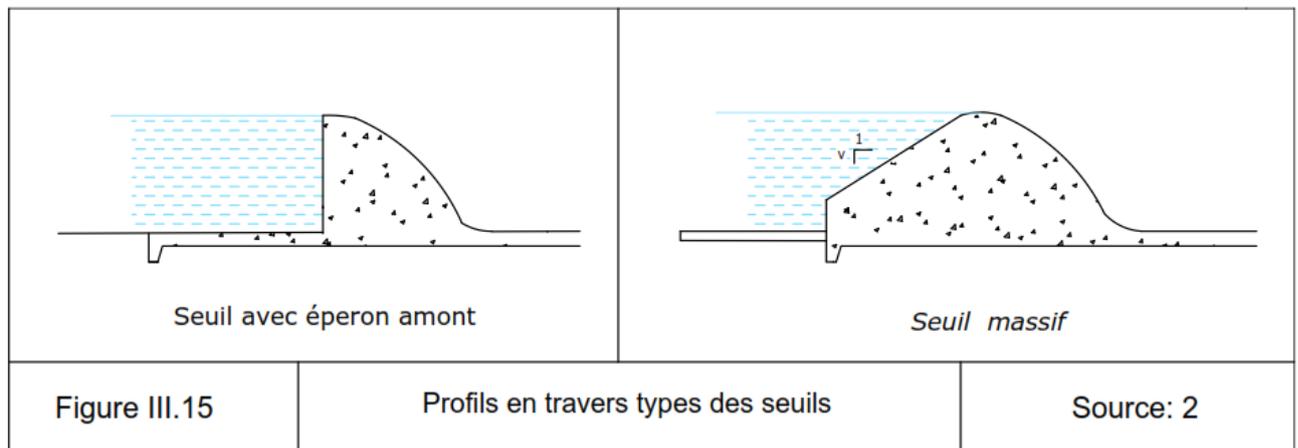
C'est pour cela que pour les seuils de dérivation qui sont des ouvrages de faibles dimensions, on peut se contenter de procéder à la vérification classique de la stabilité au renversement, qui consiste à vérifier la condition suivante:

$$\frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}} \geq 1.5$$

IV.6.4. Profils en travers types des seuils :

La forme du seuil est déterminée par les facteurs hydrauliques et par les conditions de fondation et de stabilité.

Ainsi la forme du parement amont du seuil dépend essentiellement des conditions de stabilité du seuil et de la nature des terrains de fondation.



Si le seuil est fondé sur du rocher sain, le parement amont peut être vertical ou légèrement incliné par rapport à la verticale.

Si le seuil est fondé sur des terrains meubles, la forme et l'inclinaison du parement devront être conçues de manière à accroître le poids stabilisateur du seuil et augmenter la surface de contact avec la fondation afin de réduire les contraintes exercées sur celle-ci.

Plusieurs solutions peuvent être envisagées dans ce cas (cf. fig. **III.15**).

La première solution consiste à étendre le corps du seuil vers l'amont au moyen d'une dalle située au niveau du lit de l'oued. Le poids du volume d'eau situé au-dessus de cette dalle contribue à améliorer la stabilité du seuil.

La seconde solution qui est une variante de la première, consiste à relier le parement vertical du seuil et la dalle horizontale par un parement incliné destiné à réduire la concentration des contraintes se manifestant au niveau de l'angle droit de l'intersection entre le seuil et la dalle.

La troisième solution consiste à construire un seuil avec un parement amont incliné qui accroît notablement le poids du seuil. L'inclinaison minimale du parement incliné sera de $\frac{1H}{3V}$, mais peut excéder $\frac{1H}{1V}$ si la capacité des terrains de fondation est faible.

La forme du parement aval dépend, quant-à-elle, des facteurs hydrauliques. La forme de la crête du seuil est conçue pour donner l'efficacité maximale à la capacité d'évacuation du seuil. La liaison avec la dalle du bassin de dissipation peut avoir une forme arrondie.

Le contour du seuil de dérivation aura des formes arrondies pour éviter la formation de vortex au niveau des angles vifs, vortex qui réduisent l'efficacité du seuil déversant.

IV.6.5. Influence de la nature des terrains de fondation, fondation sur sols meubles, phénomène de renard :

IV.6.5.1 Seuils sur fondation rocheuse :

Les seuils de dérivation construits sur fondations rocheuses présentent, en général, peu de problèmes de fondation et de dissipation d'énergie à l'aval.

Pour ce qui est de la dissipation d'énergie, si la fondation rocheuse se prolonge suffisamment à l'aval, la dissipation de l'énergie de la lame déversante sur le fond rocheux

pourra se faire sans affouillements préjudiciables, et aucune disposition spéciale n'est nécessaire.

Il arrive que la partie haute des rives soit formée de terrains moins résistants ou de sols meubles, Il suffit dans de tels cas de prévoir des protections latérales adéquates pour l'évacuation des crues n'endommage pas les rives à l'aval du seuil, et ne menace pas la stabilité des installations.

Ceci ne signifie pas l'absence de tout problème. Il faut garder à l'esprit que chaque ouvrage est un cas particulier, dont la conception devra être faite en tenant compte de toutes les conditions locales propres au site retenu.

IV.6.5.2 Seuils sur sols meubles – phénomène de renard :

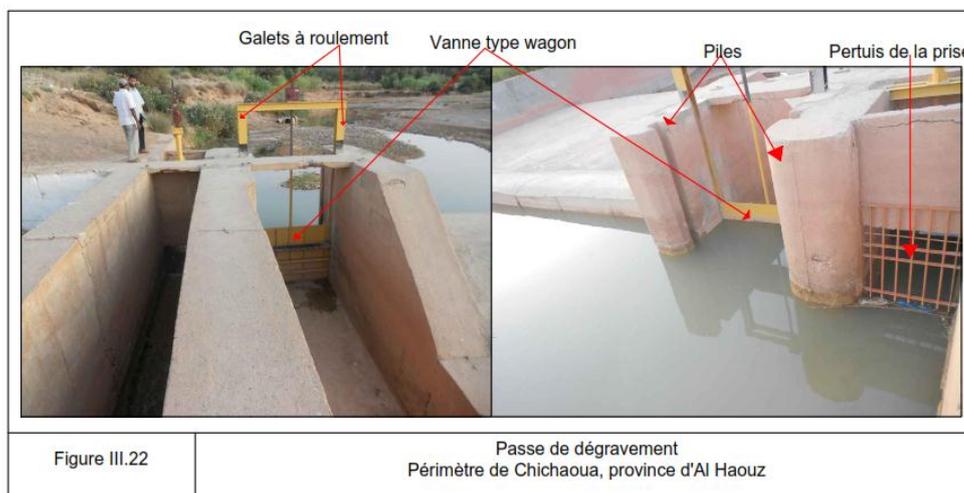
La conception des barrages fondés sur sols meubles doit prendre en considération l'érosion aval ou affouillement. Les tassements et les écoulements par infiltration sous l'ouvrage.

La technique des barrages poids sur sols meubles plus ou moins perméables ne peut être utilisée que pour des ouvrages de hauteur limitée. Au-delà de 6 à 8m, des études sur modèles réduits et des investigations approfondies sont nécessaires.

Deux problèmes essentiels sont à aborder dans le cas d'un ouvrage construit sur une fondation perméable. Le premier est lié aux débits de fuites par infiltration, et le second est relatif aux problèmes liés aux forces de pression dues aux percolations, forces qui peuvent entraîner l'érosion des terrains de fondation, et mettre en péril la vie de l'ouvrage. Il apparaît donc que ce second problème est de loin le plus important, puisqu'il conditionne l'existence même des installations.

V) Passe de dégrèvement:

La présence du seuil de dérivation modifie les vitesses des courants et s'accompagne des dépôts des matériaux charriés et d'une petite partie des matériaux transportés en suspension. La plus grande partie des matériaux en suspension est évacuée à l'aval par déversement sur le seuil de dérivation ou bien vers le canal de dérivation. Schématiquement, on peut considérer que les matériaux charriés sont des graviers et les matériaux en suspension sont des sables et de limons. On verra dans le paragraphe **VIII** comment se protéger contre les matériaux en suspension qui pénètrent dans le canal. Quant aux graviers qui s'accumulent en amont du seuil, ils peuvent au bout de quelques années colmater la prise surtout dans une région semi-aride comme le Maroc. Un organe de dégrèvement doit donc être prévu.



La solution classique consiste à ménager une ou plusieurs vannes dans le seuil, que l'on ouvre périodiquement pour purger les graviers. Lorsque le cours d'eau a un transport solide par charriage. En outre l'orifice ainsi ménagé dans le seuil est utile pour faciliter le passage des PHE et pour vidanger la retenue en cas de besoin. Indépendamment de la nécessité de pratiquer des chasses, il est plutôt recommandé de toujours prévoir une possibilité de vidange avec un débit au moins égal au débit moyen de la rivière.

L'efficacité de la purge est limitée à la zone de mise en vitesse quand la vanne est ouverte. D'où trois dispositions à prendre en compte dans la conception des prises :

- La vanne de purge est placée en extrémité de rive du côté du seuil de prise ;
- le seuil de prise est rapproché au maximum du seuil de dérivation pour être dans la zone d'appel des purges ;
- un radier bétonné lisse à pente élevée (2 à 5%) est souvent construit contre le seuil de prise pour faciliter l'évacuation des graviers.

L'un des rôles du pertuis de chasse est de permettre l'acheminement des débits d'étiage vers la prise. Ceci est dû au fait que le pertuis de chasse qui est situé à proximité immédiate de la prise est ouvert durant les crues et les queues de crue, ce qui facilite la formation d'un chenal d'écoulement vers le pertuis de chasse et par conséquent vers l'entrée de la prise qui lui est adjacente.

La vanne de chasse peut être une vanne segment dont l'axe est placé à l'aval, ou une vanne wagon manœuvrée par translation verticale en s'appuyant sur les piles par des galets à roulement (figure III.22).

Le radier de la passe de dégrèvement est généralement situé au niveau du lit de la rivière. Le radier du pertuis de chasse à l'aval des vannes doit avoir une pente assez forte pour éviter tout engrèvement et faciliter la bonne fermeture des vannes.

Lorsque la rivière charrie un volume important de matériaux grossiers, il s'est avéré efficace de construire un mur guideau. Ce mur a une forme courbe de manière à créer entre le seuil de prise et le guideau un chenal artificiel courbe où l'effet favorable du courant hélicoïdal chasse les sédiments vers l'intérieur de la courbe, c'est-à-dire vers la vanne de purge. Ce mur est calé à la même cote que le seuil de dérivation.

Comme le niveau de la passe de dégrèvement est placé en dessous de celui du corps du seuil de dérivation, le volume unitaire qui y transite est supérieur à celui déversant par-dessus le seuil. Pour ces raisons, le radier de protection à l'aval de la passe est généralement plus bas que celui prolongeant le seuil, et les protections éventuelles par enrochements au niveau de la passe se prolongent un peu plus loin que celles au pied du seuil.

VI) La prise:

Le seuil de la prise est très généralement placé le plus près possible du seuil de dérivation pour favoriser son dégrèvement par effet de chasse, comme exposé dans le paragraphe V.

Le but de la prise et des ouvrages de tête est de contrôler et de réguler l'écoulement et le débit dans le canal de dérivation. En tant qu'organes de contrôle et de régulation, leur conception doit leur garantir une sécurité satisfaisante et leur permettre un fonctionnement fiable et adéquat.

VI. 1. Principes de base:

Quand on dérive l'eau d'une rivière, il est souhaitable qu'elle soit débarrassée des matériaux solides comme les cailloux, le gravier, le sable ou le limon, et que la dérivation se fasse de manière continue ou uniquement durant certaines périodes de l'année.

Les matériaux solides transportés par une rivière le sont partiellement en suspension et partiellement par charriage le long du lit de la rivière. Il n'y a pas de limites bien définies entre ces deux modes de transport, en raison en particulier des phénomènes de turbulence qui peuvent mettre en suspension des grains assez gros.

Une prise réussie est une prise qui empêche les matériaux transportés par suspension ou par charriage d'y pénétrer.

Quand on conçoit une prise, il est nécessaire de prendre en considération le régime hydrologique et d'écoulement de la rivière, la concentration en matériaux solides, surtout lors du fonctionnement de la prise.

VI.2. Classification des types de prise:

Les prises peuvent être divisées en :

a) Prises latérales :

Les prises sont placées le long de l'une ou des 2 berges à l'amont du seuil de manière à faire avec la direction de l'écoulement un angle généralement compris entre **30°** et **60°**. La prise peut être également placée parallèlement au courant ou ne faisant avec lui qu'un angle de **15°** à **30°**.

Les prises latérales ont beaucoup d'avantages parmi lesquels, on peut déjà citer celui de ne pas encombrer le lit de la rivière, ce qui peut être très utile surtout pour des cours d'eau étroits. La prise latérale est la prise la plus fréquemment utilisée au Maroc.

b) Les prises frontales :

La prise frontale se situe dans le prolongement de l'axe du seuil, à savoir perpendiculairement à l'écoulement. Il est évident que pour être efficace et fonctionnelle, cette prise doit également empêcher la dérivation des matériaux transportés par charriage ou en suspension.

C'est pour cela que les prises frontales modernes ne captent que la partie supérieure de la frange d'eau qui est peu chargée, alors que l'écoulement de fond, beaucoup plus chargé en matériaux solides passe par en-dessous par un tunnel facilitant le transport des matériaux charriés et les opérations de chasse.

Ce genre de prise, délicat à construire et relativement difficile à entretenir, ne se justifie que sur les dérivations ayant certaine importance, ce qui n'est généralement pas le cas de la PMH.

Ces prises, qui peuvent être bien efficaces, exigent un certain degré de sophistication et ne sont pas à notre connaissance utilisées au Maroc.

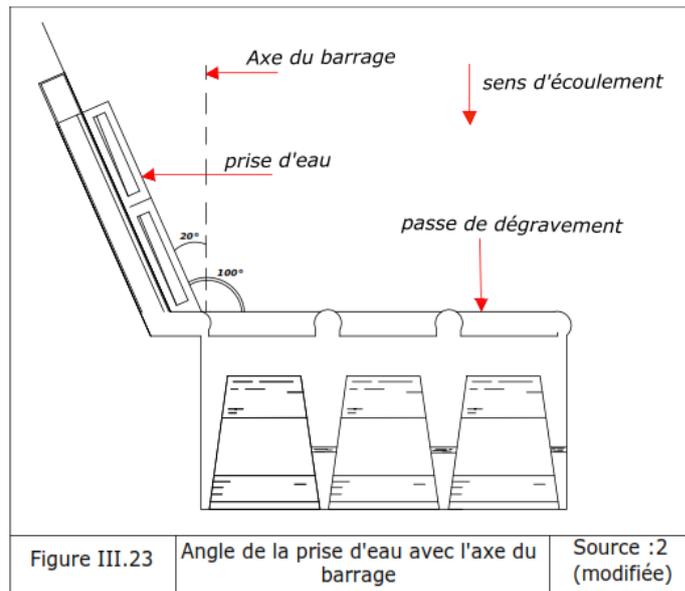
c) Les prises du fond de lit :

Un petit barrage ou seuil est construit au travers du lit de la rivière, et une prise est exécutée le long du pied de son parement aval. La prise, sous forme d'un canal, est recouverte par des grilles qui ne laissent passer que les particules fines. Les grosses particules sont retenues par la grille et emportées par le courant. Ce type de prise est très peu utilisé.

Remarque:

Nous n'aborderons dans ce qui suit que les prises latérales et assimilées qui sont usitées au Maroc.

VI.3. Angle de la prise d'eau avec l'axe du barrage:



Cet angle doit être au moins de 90° . Sa valeur dépend de certains facteurs (largeur de la rivière, débit dérivé) dont la largeur du pertuis de la prise.

Pour les prises de faible largeur, cet angle (qui est également l'angle avec la passe de dégrèvement) peut être compris entre 120 et 150 degrés, car une telle inclinaison ne modifie pas ou modifie peu la largeur de la rivière à l'amont du seuil. Pour des prises plus grandes, un angle plus important ferait que le lit à l'amont de l'ouvrage serait nettement plus large qu'au droit du barrage, et des dépôts correspondant à la tendance du lit à divaguer risqueraient de se constituer devant la prise.

Pour cela, et pour les prises importantes, on se contente d'une augmentation de l'ordre de 15° à 20° degrés par rapport à l'angle droit, ce qui peut favoriser l'effet de coude au niveau de la prise.

VI.4. Différence de niveaux entre le radier de la passe de dégrèvement et l'entrée du pertuis de la prise :

On préconise pour les petites structures pour lesquelles le modèle réduit ne se justifie pas que le seuil de la prise se trouve à au moins 30 cm, et de préférence 90 cm à 1.2 m au-dessus du seuil de la passe de dégrèvement, qui est d'habitude situé au niveau du lit de la rivière¹.

¹ USBR. (1967). Canals and related structures. Cité par AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p.83.

Rappelons que dans la plupart des cas de dérivation relevant de la PMH, il s'agit de petites structures auxquelles on peut appliquer ce qui précède.

D'après M. Bouvard On admettra une revanche minimum de $h/4$, h représentant la hauteur de retenue rapportée au seuil des vannes entre le pied des grilles et le seuil des vannes du barrage principal, de façon à bénéficier d'une charge minimum pour effectuer les chasses. Parallèlement, la distance entre le radier du chenal de passe à gravier devant le pertuis (en pente de quelques pourcents vers l'aval), et le taillant inférieur du pertuis sera sur toute la longueur au minimum de $h/5$ à $h/6$ ¹.

VI.5 Réglage du débit à travers la prise:

Le réglage de débit à travers la prise peut se faire au moyen d'une vanne de réglage obturant un pertuis et manœuvrée par le personnel d'exploitation pour obtenir le débit dérivé, ou au moyen d'un limiteur de débit à masques fonctionnant automatiquement.

Quand le réglage du débit est obtenu par une vanne de réglage, celle-ci est abaissée ou levée, selon l'importance de la charge amont, pour laisser passer le débit d'équipement du réseau. La personne chargée de la surveillance de la vanne devra manœuvrer celle-ci de manière à obtenir un niveau d'eau donné dans le canal tête morte, niveau qui correspond au débit à capter.

Quand l'installation se trouve dans une zone éloignée, difficile d'accès, ou aride avec des crues souvent subites et violentes, un réglage de débit par une vanne manœuvrée par un gardien ne se justifie que rarement, et on a le plus souvent recours à un limiteur de débit à fonctionnement automatique.

Le limiteur de débit possède l'avantage de dissiper la différence d'énergie entre l'entrée de la prise et le canal tête morte. En effet le fonctionnement des masques successifs est conçu dans ce but.

Quand le réglage du débit se fait par la vanne de réglage, deux cas peuvent se produire:

- Si la différence de niveau d'eau entre l'entrée de la prise et le canal tête morte est faible (40 cm max.) on peut se dispenser de dissiper cette énergie, et la chambre de prise est conçue pour assurer la continuité géométrique entre l'entrée de la prise et le canal tête morte.

¹Bouvard M. (1984). Barrage mobiles et ouvrages de dérivation à partir de rivières transportant des matériaux solides. **Cité par** AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p.83.

- Si la différence de niveau précédente est importante, il devient nécessaire de dissiper l'excès d'énergie avant le passage de l'eau au canal tête morte. La meilleure manière de dissiper cette énergie est de recourir à un ressaut hydraulique. La chambre de prise (longueur et calage de fond) doit être conçue pour obtenir en son sein la formation d'un ressaut légèrement submergé.

VII) Le limiteur de débit:

VII.1. Généralités:

La prise doit être dimensionnée pour garantir la dérivation du débit désiré sous différentes conditions de charge au niveau du seuil de dérivation. Elle doit ainsi permettre de dériver le débit voulu avec une charge d'eau égale à la hauteur du seuil et une charge correspondante à la crue de projet.

Or lors des crues, et surtout celles de faibles fréquences, le niveau d'eau dans l'oued est élevé. Par conséquent le débit de dérivation qui passe à travers l'orifice de prise pourrait dépasser de beaucoup le débit d'équipement si un dispositif adéquat de limitation de débit n'était pas mis en place.

On peut parvenir à cette, limitation de débit en ayant recours à 2 dispositifs différents :

1. la limitation du débit est assurée par une batterie de masques disposés le long du canal, et créant chacun une perte de charge de manière à parvenir au débit désiré.
2. la limitation est assurée par une succession de masques créant des pertes de charges et des déversoirs latéraux évacuant l'excédent de débit.

L'un des inconvénients de cette dernière solution est d'exiger que le niveau des déversoirs soit supérieur à celui de la cote des plus hautes eaux dans la rivière, pour que le déversement de décharge se fasse dans de bonnes conditions. Si cette condition n'est pas satisfaite, et que le recours aux déversoirs latéraux est retenu, il sera nécessaire de mettre en place sur une distance, un mur de protection entre l'oued et le limiteur de débit pour éviter que ce dernier ne soit inondé par les eaux des crues. Cette solution permet par contre de réduire la longueur du limiteur et la hauteur de ses murs bajoyers, ce qui permet généralement de gagner sur les quantités de béton à mettre en œuvre.

La première solution peut exiger quant à elle, selon la charge à absorber, un nombre élevé de masques avec des murs bajoyers hauts, ce qui risque d'en faire une solution onéreuse pour certains cas. Mais cette solution reste la seule à être avantageuse dans le cas de rivières de faibles pentes avec des niveaux de P.H.E élevés pour les différentes crues.

Une analyse et une optimisation restent à faire dans les cas délicats pour choisir entre ces 2 solutions.

Il faut toutefois rappeler que les deux solutions comportent des masques qui créent les pertes de charges.

Remarque importante :

Quand le débit de l'oued est inférieur ou égal au débit nominal d'équipement, il faut qu'il soit dérivé entièrement dans la prise. Pour cela, les masques ne doivent pas créer de pertes de charges pour le débit nominal sous peine de réduire le débit dérivé, ce qui serait préjudiciable et contraire au but du projet.

Afin de ne pas provoquer des pertes de charge pour ce débit, les pertuis des masques doivent avoir une largeur au moins égale à celle du canal tête morte, et être hors eau pour le débit d'équipement, à savoir que leurs arêtes inférieures seront calées à une cote au moins égale à celle de l'écoulement dans le canal aval. Autrement dit, la hauteur de leurs ouvertures doit être au moins égale au tirant d'eau dans le canal pour le débit nominal.

Ceci est très important pour ne pas générer des pertes de charges préjudiciables pour les débits dérivés inférieurs ou égaux au débit d'équipement.

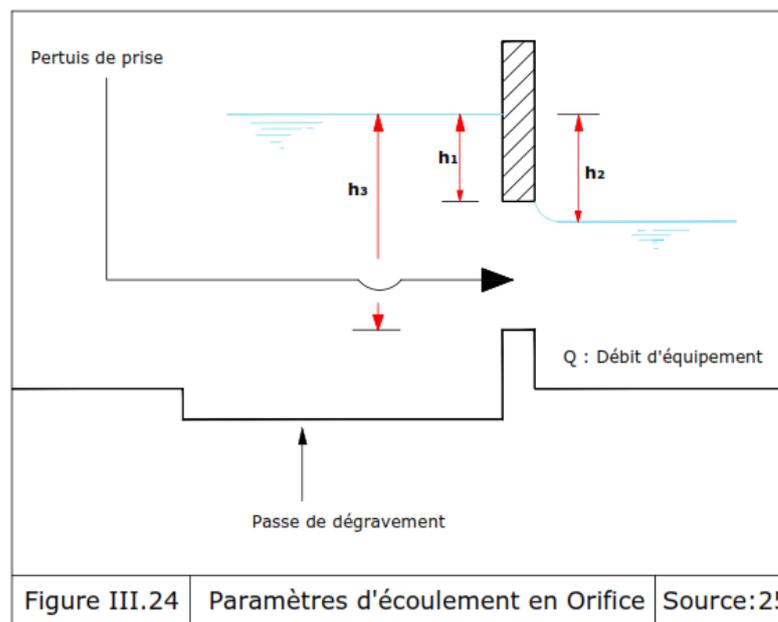
Ces remarques sont valables pour les deux solutions précédemment mentionnées.

VII.2. Calage du seuil de dérivation-fonctionnement à débit nominal :

La prise est généralement constituée par un ou plusieurs orifices qui peuvent être munis de vannes et qui permettent de dériver le débit nominal sous la charge la plus faible possible, ce qui permet de caler la cote de la crête du seuil de dérivation.

On procède généralement de la manière suivante:

1. Connaissant le débit nominal de dérivation, les caractéristiques géométriques et les matériaux de construction du canal de dérivation, on en déduit par application de la formule de Manning- Strickler par exemple, la cote du plan d'eau à l'aval immédiat du pertuis de la prise, quand elle ne fait passer que le débit nominal.
2. En régime normal dans l'oued, à savoir quand le débit dans l'oued est inférieur ou égal au débit d'équipement, le pertuis (ou les pertuis) de la prise doit fonctionner en régime dénoyé, et au pire en régime partiellement noyé afin d'éviter que l'écoulement dans le pertuis ne soit influencé par les perturbations qui pourraient se produire à l'aval.



Le débit à travers un orifice partiellement noyé peut-être estimé selon la formule :

$$Q = \mu L (2g)^{0.5} \left[(h_3 - h_2) \times h_2^{0.5} + \frac{2}{3} (h_2^{1.5} - h_1^{1.5}) \right]$$

Avec:

h_1, h_2, h_3 = hauteurs définies sur la figure III.24 (en m)

μ = coefficient de débit à travers le pertuis = 0.6

Q = débit de prise en m^3/s

L = largeur de l'orifice de prise

Pour assurer un régime, au pire partiellement noyé, on prend généralement

$$h_2 - h_1 \geq 0.05m .$$

On peut prendre $h_2 - h_1 = 0.15$ m ou même plus selon le tirant d'eau aval.

On se fixe également la hauteur de l'orifice donnée par $h_3 - h_1$. La valeur retenue pour $h_3 - h_1$ tient compte de divers facteurs dont le débit à dériver.

Connaissant le débit Q , on peut calculer la hauteur h_2 donnant la perte de charge entre les 2 côtes du pertuis, ainsi que h_1 et h_3 .

Comme mentionné précédemment (paragraphe VI), le radier de l'orifice de la prise est toujours surélevé par rapport à celui de la passe de dégrèvement calé habituellement au niveau de lit de l'oued. Ce décrochement qui doit être d'au moins 0,30m (0.90m à 1.20 m de préférence), permet par ouverture des vannes de la, prise de dégrèvement, de dégager l'entrée de la prise et éviter son comblement ou envasement. L'ouverture des chasses de dégrèvement pendant les crues permet aussi de maintenir un chenal permanent d'écoulement vers la prise même pour de faibles débits.

3. connaissant le tirant d'eau dans le canal aval et la valeur de h_2 , on peut évaluer la cote de la crête du seuil de dérivation permettant de dériver le débit nominal:

$$Z_s = Z_r + H + h_2 + \Delta h.$$

Avec :

Z_s : cote de la crête du seuil de dérivation (m)

Z_r : cote radier du canal immédiatement à l'aval (m)

H : tirant d'eau dans le canal en m

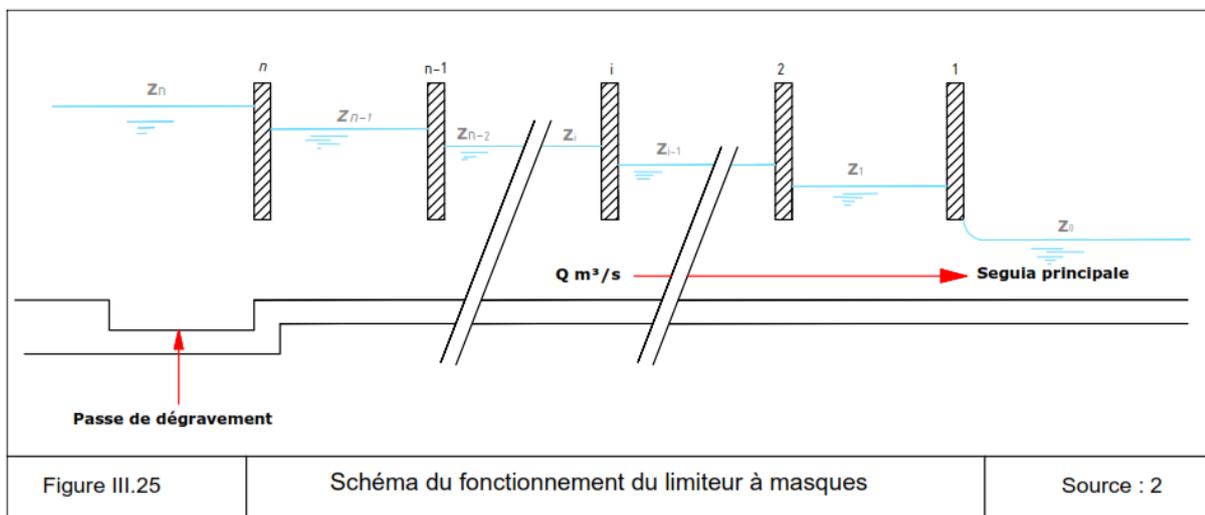
h_2 : hauteur définies sur la figure III.22 en m

Δh : représentant la perte de charge dans les grilles éventuelles de protection de l'entrée de la prise. Δh vaut généralement quelques centimètres.

Ainsi, pour tous les débits de l'oued inférieurs au débit d'équipement il n'y aura pas de déversement par-dessus le seuil de dérivation. Par contre pour des débits plus importants, il y aura déversement et le débit dérivé à travers le pertuis de la prise serait plus important que le débit nominal, d'où la nécessité d'un limiteur de débit.

VII.3. Fonctionnement avec le débit de la crue de projet- limitation du débit par une batterie de masques :

VII.3.1 Schéma de fonctionnement – crue de projet :



On dimensionne la batterie de masques pour limiter le débit dérivé à la valeur désirée, et ce sous les plus hautes eaux de la crue de projet, qui est généralement la crue centennale.

Connaissant la valeur du débit de la crue centennale, la longueur du seuil déversant et son coefficient de débit, on peut estimer la valeur de la charge au-dessus de sa crête qui permet d'évacuer la crue de projet. Soit H_d cette charge.

La cote du tirant d'eau dans l'oued au niveau de l'ouvrage de prise est:

$$Z_n = \text{cote du seuil} + H_d$$

$$H_d \text{ est donnée par } H_d = (Q/\mu l(2g)^{0.5})^{2/3}.$$

La batterie de masques et l'ouvrage de prise doivent permettre de dissiper la charge totale $Z_n - Z_0$ entre l'amont et l'aval.

VII.3.2 Ecoulement sous le premier masque (côté canal ou seguia, ou masque aval)

On connaît le débit d'équipement Q.

On se donne $h_2^0 - h_1^0 = 0,05$ m pour assurer un écoulement partiellement noyé

On a $h_3^0 - h_1^0 =$ ouverture du pertuis = tirant d'eau dans le canal ou seguia

On connaît L = largeur du pertuis du masque qui est au moins égale à la largeur du canal tête morte.

A partir de la formule:

$$Q = \mu l (2g)^{0.5} [(h_3^0 - h_2^0) h_2^{0.5} + \frac{2}{3} (h_2^{0.5} - h_1^{0.5})]$$

On calcule h_2^0 , ce qui donne la cote Z_1 du plan d'eau à l'amont du masque aval.

VII.3.3 Ecoulement sous un masque du milieu :

Pour la crue de projet, l'écoulement sous les masques du milieu du limiteur et sous le pertuis de la prise est noyé.

La perte de charge $Z_{i+1} - Z_i$ à travers le masque i est donnée par:

$$Z_{i+1} - Z_i = \left(\frac{Q}{\mu l a (2g)^{0.5}} \right)^2$$

Q = débit dérivé en m³/s, le même pour tous les masques.

μ = coefficient de débit pris égal à 0.6 pour tous les masques

l = largeur du pertuis identique pour tous les masques

a = hauteur du pertuis = $h_3^i - h_1^i$

La perte de charge $Z_{i+1} - Z_i$ est la même pour tous les masques.

VII.3.4. Ecoulement dans l'ouvrage de prise :

La perte de charge à travers l'ouvrage de prise peut être estimée par:

$$Z_n - Z_{n-1} = (Q / (\mu S_0 (2g)^{0.5}))^2$$

Avec: S_0 = section du pertuis de la prise

La perte de charge entre l'ouvrage de prise et le dernier masque le plus en aval est donc:

$$\Delta Z = Z_{n-1} - Z_1$$

Le nombre de masques à mettre en œuvre est par conséquent

$$N = \frac{Z_{n-1} - Z_1}{Z_{i+1} - Z_1} + 1$$

Le nombre N doit être entier. Pour y parvenir, on peut procéder par approximations successives en utilisant les artifices suivants:

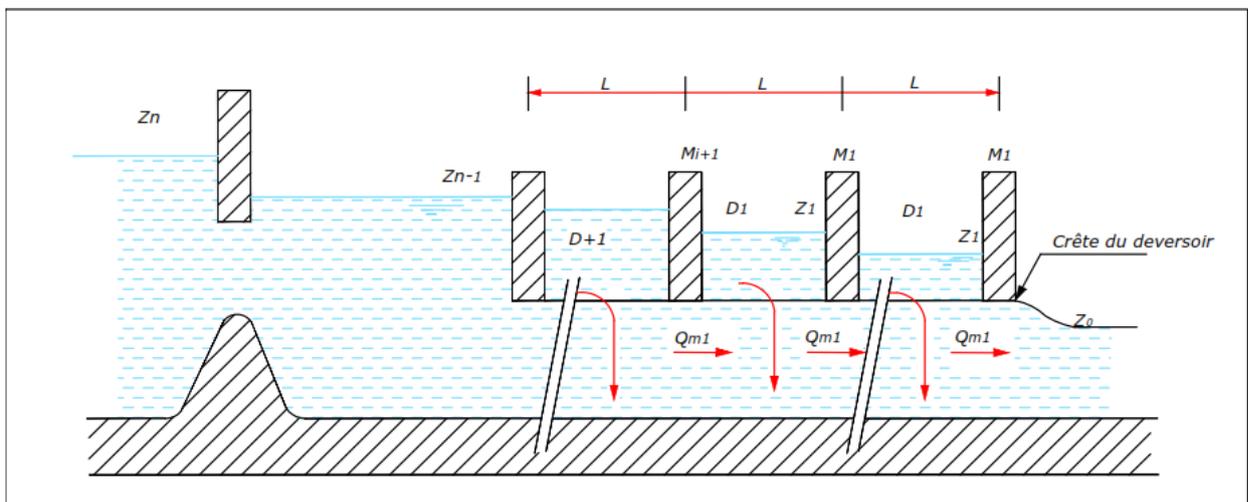


Figure III. 26

Schéma de fonctionnement du limiteur de débit par masque et déversoir

Source : 2

- Faire varier la pente du limiteur
- Faire varier la longueur des pertuis
- Créer des pertes de charges supplémentaires à l'entrée des pertuis (grilles. etc. ...).

VII.4. Fonctionnement avec le débit de projet- limitation du débit par masques et déversoirs:

VII.4.1 Schéma de fonctionnement :

Comme pour la limitation du débit par une batterie de masques, on connaît pour la crue du projet la cote Z_n de la lame déversante au-dessus du seuil, la cote Z_0 du tirant d'eau dans la seguia ou canal tête morte, ainsi que la cote Z_1 du tirant d'eau à l'amont du masque aval du dispositif limiteur de débit.

On estime Z_1 de la même manière que pour un limiteur constitué par une batterie de masques.

VII. 4. 2. Ecoulement sur un déversoir latéral i

VII.4.2.1. Estimation de débit sur un déversoir latéral :

Pour estimer le débit s'écoulant sur un déversoir latéral, en régime fluvial, plusieurs formules ont été proposées. Parmi les plus utilisées on peut citer:

1. La formule d'Engles (1917 -1920)

$$Q = 0,414(h_1/l)^{0.166} Lh_1\sqrt{2gh_1}$$

Avec l = largeur du canal
 L = longueur du déversoir
 h_1 = charge à l'aval du déversoir

Cette formule a été obtenue avec un parement aval incliné à 45°

2. Formule de Dominguez (1945)

Cette formule s'écrit : $Q = \varphi_1 m L h_1 \sqrt{2gh_1}$

h_1 = charge à l'extrémité aval du déversoir pour un régime fluvial

Le coefficient m dépend des caractéristiques du déversoir (charge et forme de la crête). Il peut être pris égal aux valeurs moyennes suivantes:

	m					
Charge moyenne en mètre	0.10	0.15	0.20	0.30	0.5	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 a arêtes vives	0.270	0.270	0.273	0.275	0.276	0.280

Tableau III. 1 : Les valeurs du coefficient m selon les caractéristiques du déversoir

Source: 2

Le coefficient φ_1 est fonction du rapport $K = \frac{h_0}{h_1} < 1$, h_0 étant la charge à l'extrémité amont du déversoir ($h_0 < h_1$ en régime fluvial).

Pour le régime fluvial, on peut prendre pour φ_1 les valeurs suivantes:

$\frac{h_0}{h_1}$	φ_1
0	0.4
0.1	0.443
0.2	0.491
0.3	0.543
0.4	0.598
0.5	0.659
0.6	0.722
0.7	0.784
0.8	0.856
0.9	0.924
1	1

Tableau III. 2 : Les valeurs du coefficient φ_1 selon le rapport K

Source: 2

On peut, pour simplifier la démarche, utiliser la formule d'Engles qui est très usitée.

Calage de la crête des déversoirs latéraux :

Les déversoirs latéraux, limiteurs de débits, doivent fonctionner dès que le niveau d'eau dans le limiteur dépasse l'arrête inférieure des masques, à savoir dès que le tirant d'eau dépasse celui correspondant au débit nominal.

Pour cette raison, les seuils déversants sont calés à la cote du tirant d'eau du débit nominal, à savoir à la cote $Z_d = Z_0$, correspondant en général à l'arête inférieure des masques, dans le cas où le limiteur est horizontal.

On peut les caler, si cela est nécessaire, à une cote légèrement supérieure à Z_0 , mais inférieure à Z_1 .

Écoulement sur le déversoir latéral i

On applique la formule d'Engels :

$$Q_d(i) = 0.441 \left(\frac{h_i}{l}\right)^{\frac{1}{6}} L h_1 \sqrt{2gh_1}$$

On calcule aussi la charge $h_i = Z_i - Z_0$, au-dessus du déversoir permettant d'évacuer le débit Q_d (i).

VII.4.2.4. Écoulement sous le masque j : orifice noyé

On applique la formule suivante:

$$Q_m(j) = \mu S \sqrt{2gh_j} = \mu S (2g)^{0.5} \sqrt{Z_j - Z_{j-1}}$$

$Z_j - Z_{j-1}$ = perte de charge à travers le masque j.

Dimensionnement du dispositif :

La solution du problème est obtenue par tâtonnement. Le calcul peut être fait sur ordinateur moyennant un programme traduisant l'une des deux approches suivantes

Données :

l = largeur du canal

Z_d = cote crête déversoir latéral

Z_1 = cote tirant d'eau en amont du masque N° 1

Q_{m1} = débit à travers le masque 1 qui est égal au débit d'équipement

1^{ère} approche :

On cherche la longueur L des déversoirs latéraux qui permet d'avoir le débit désiré par déversement et par dissipation de la charge totale $Z_n - Z_0$ entre le pertuis de prise et le canal tête segua.

La recherche de la solution se fait selon l'organigramme suivant:

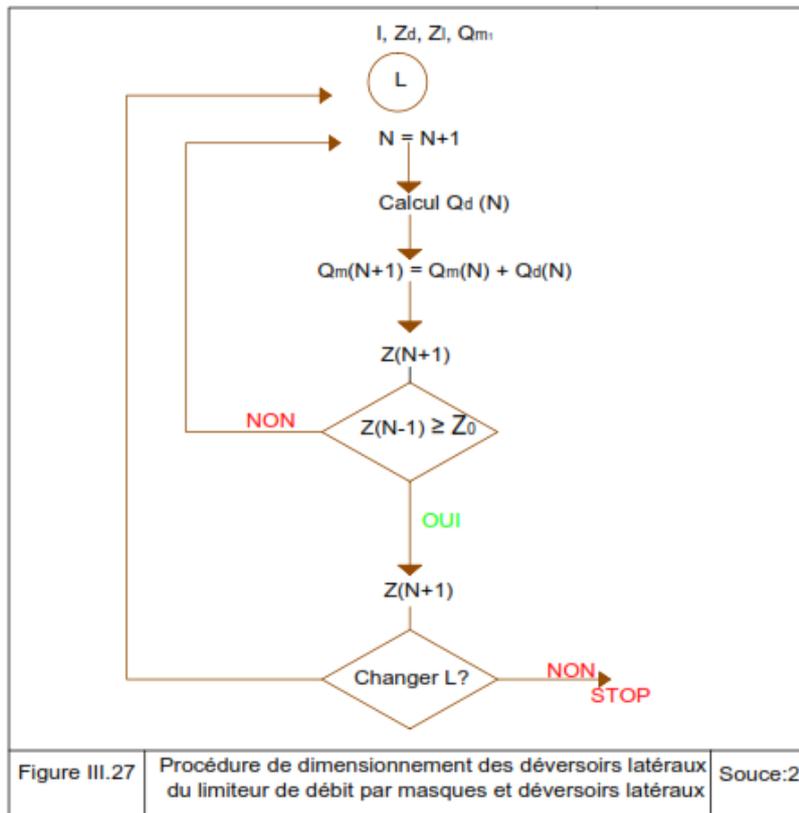


Figure III.27 Procédure de dimensionnement des déversoirs latéraux du limiteur de débit par masques et déversoirs latéraux Source:2

2^{ème} approche :

Le programme précédent peut être modifié pour donner la valeur de L , connaissant le nombre de masques et déversoirs fixé à l'avance.

VIII) Dégraveurs et dessableurs:

En périodes de crues ou de post- crues, les eaux dérivées peuvent être très chargées en matériaux solides, que ce soit en matériaux transportés en charriage ou en suspension.

Dans ce cas, on pourrait envisager l'une des deux solutions suivantes:

- prévoir à l'aval immédiat de la prise un dessableur qui permet d'éliminer les matériaux d'une certaine dimension.
- concevoir le réseau avec des vitesses assez élevées pour transporter les matériaux en-dessous d'une certaine dimension. Ceci suppose une dénivelée suffisante et éventuellement le recours au revêtement des canaux pour réduire la rugosité.

Généralement, pour un réseau moderne qui comporte des canaux revêtus et des dispositifs de régulation fragiles, il est conseillé de procéder à un dessablage des matériaux jusqu'à une dimension de l'ordre de 0,3 mm. (AGR/DAHA)

De toute manière, éliminer des particules inférieures à 0,3 mm est délicat, et il est pratiquement impossible d'éliminer celles inférieures à 0,1 mm. Il faut toutefois noter que dans le cadre de la PMH au Maroc, il est exceptionnel de faire appel à des systèmes de régulation, et encore moins à des systèmes fragiles.

VIII.1. Mécanismes de transport des matériaux:

VIII.1.1. Régimes suspension et décantation :

L'expérience montre que la vitesse critique longitudinale V_{cr} qui définit la transition entre les régimes suspension- décantation correspond approximativement à:

$$V_{cr} = 10 WR_H^{\frac{1}{6}}$$

Pour les matériaux ayant une vitesse de chute en eau calme de W .

RH étant le rayon hydraulique de l'écoulement.

- Si $V > V_{cr}$, les matériaux sont transportés en suspension.
- Si $V < V_{cr}$ les matériaux décantent vers le fond de l'écoulement.

Les valeurs de W , pour des matériaux de forme courante sont données par le tableau III.5 suivant:

D (mm)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
W (cm/s)	0.7	2	3.5	5	6	7	8	8.5	9	10

Tableau III. 3 : Les valeurs de la vitesse de chute en eau calme des matériaux selon leurs diamètres

Source: 14

VIII.1.2. Transport en charriage :

Les canalisations d'un ouvrage de dérivation sont en béton (dégraveurs et dessableurs en particulier).

Les conditions de transport en charriage sur leurs parois lisses sont donc plus favorables que sur un lit de matériaux, où le frottement des matériaux les uns sur les autres est plus élevé.

C'est ce dernier cas qui va cependant être examiné, car il peut se produire, et même assez fréquemment, que le fond en béton soit recouvert par une couche de matériaux en charriage. La dernière couche déposée ne pourrait être facilement éliminée que si son transport sur la couche sous-jacente est possible.

On démontre que la force de frottement (force tractrice) en radier d'un écoulement bidimensionnel peut être estimée par :

$$\tau_0 = \gamma_w \left(\frac{q}{k} \right)^2 \frac{1}{h^{7/3}}$$

τ_0 = force tractrice (N/m²)

γ_w = poids spécifique de l'eau, en KN/m

q = débit unitaire selon la largeur du canal (m²/s)

k = coefficient de Strickler

h = tirant d'eau local (m)

Pour ce qui est de la tension critique, tension à laquelle peut résister un lit de matériaux de diamètre d , on peut utiliser la formule empirique de Meyer- Peter:

$$\tau_{cr} = 0,047(\gamma_s - \gamma_w)d$$

γ_s = poids spécifique des grains, généralement compris entre 25 et 27 KN/m³

γ_w = poids spécifique de l'eau, généralement pris égal à la 10 KN/m³

d = diamètre des grains (m)

$\gamma_s = 27 \text{ KN/m}^3$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

On obtient $\tau_{cr} = 0.047 \times 17 \times d = 0.8 d$, dans le système international.

Les matériaux de diamètre d commenceront à se déplacer si:

$$\gamma_w \left(\frac{q}{k}\right)^2 \frac{1}{h^{7/3}} \geq 0,8d, \text{ comme } \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ on obtient :}$$

$$\left(\frac{q}{k}\right)^2 \frac{1}{h^{7/3}} \geq 0,08d \text{ avec } k = \frac{26}{d^{1/6}} \text{ on obtient :}$$

$$\left(\frac{q}{k}\right)^2 \frac{d^{1/3}}{h^{7/3}} \geq 0,8d \text{ , soit } \left(\frac{q}{26}\right)^2 \times \left(\frac{d}{h}\right)^{1/3} \times \frac{1}{(26)^2} \geq 0,08d$$

$$\frac{q}{h} = v \quad \rightarrow \quad V_{cr}^2 \geq 0,08d \times \left(\frac{h}{d}\right)^{1/3} \times 26^2$$

$$\text{Ou } V_{cr}^2 \geq 54 \left(\frac{h}{d}\right)^{1/3} d$$

Dans le système international cette formule donne la vitesse minimum d'un écoulement susceptible de transporter en charriage des matériaux de diamètres d , avec un débit solide très faible.

Neill présente l'équation conservatrice suivante pour le dimensionnement des canaux dont le fond est en matériaux non cohérents et uniformes :

$$V_{cr}^2 = 2,5 \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{5}} \times \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) d \times 10^{-4}$$

Avec :

V_m = vitesse moyenne de l'écoulement (m/s)

d = diamètre moyen du matériau de fond (mm)

H = profondeur moyenne de l'écoulement (m)

Pour ce qui est de la tension critique de transport en charriage, LANE a présenté la formule suivante qui donne la valeur approchée de la tension tangentielle critique : $\tau_{cr} = 8 d$

Avec :

τ_{cr} en N/m^2 et d en cm

$$\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$$

Ces formules peuvent être utilisées pour résoudre des problèmes liés au transport des matériaux solides par charriage.

VIII.1.3 Dégraveurs :

La suppression des matériaux transportés en charriage, après la prise, peut s'opérer avec des conditions acceptables pour la pratique, selon les considérations mentionnées ci-avant, en réalisant de simples orifices de purge dans le radier du dégraveur.

Il est à remarquer que dans le cadre des prises pour PMH, on essaie de concevoir un dispositif de prise qui élimine les gros matériaux avant la prise (passe de dégravement), et que le recours au dégraveur, ouvrage onéreux, ne se fait que très rarement.

Toutefois, la prise n'élimine pas les petites particules, surtout en cas de dérivation des eaux de crues ou de queue de crue, d'où la nécessité de prévoir parfois des dessableurs, ouvrage, qui va être abordé dans ce qui suit.

VIII.1.4. Dessableurs :

VIII 1.4.1. Généralités :

Le dessableur est un bassin allongé, qui fonctionne comme un décanteur. Son fond a généralement une forme de trémie obligeant le sable à tomber dans un caniveau de purge. La partie supérieure de l'écoulement, qui est peu chargée, regagne le canal d'irrigation. Le caniveau de purge rejoint la rivière à l'aval du seuil de dérivation et évacue le sable décanté grâce à sa forte pente.

Dans le cadre de la PMH, le dessableur, quand il existe, est prévu après ou parallèlement au limiteur de débit, car il est inutile de dessabler une partie des eaux qui sera rejetée dans la rivière.

Le dessableur est destiné à jouer un double rôle, celui de décantation des matériaux à éliminer puis celui de leur évacuation.

Le dessableur est caractérisé par des paramètres qui influent sur sa conception et son dimensionnement à savoir:

- Le diamètre d_0 qui fixe la limite inférieure de la dimension des matériaux qui seront éliminés.
- Le diamètre d_{\max} des grains qui pénètrent dans le dessableur et qui doivent également être éliminés par charriage ou autre moyen comme on va le voir par la suite.

Pour décanter et éliminer les matériaux de diamètre $d \geq d_0$, il faudra adopter dans le dessableur une vitesse moyenne spécifique définie par:

$$V_{cr}(d_0) \leq 10 WRh^{1/6}$$

Le tableau III.6 donné au paragraphe VIII.1.1 permet de déterminer la valeur de w , qui permet à son tour de définir la vitesse critique de décantation des particules de $d \geq d_0$

Le diamètre d_{\max} des particules les plus grosses, influence la conception du dessableur de la manière suivante:

Soit $V_{ch}(d_{\max})$ la vitesse de charriage des matériaux les plus gros.

Si $V_{ch}(d_{max}) < V_{cr}(d_0)$, les gros matériaux seront entraînés sur fond et se retrouveront à l'aval du dessableur. Dans un tel cas on pourra se contenter d'un seul système de purge placé à l'aval de l'ouvrage.

Si $V_{ch}(d_{max}) \geq V_{cr}(d_0)$ les matériaux les plus gros se déposeront le long d'un dessableur et ne seront pas entraînés par charriage. Le fonctionnement du dessableur dépendra alors des dispositions retenues pour le système de purge.

Disposition 1: On projette un dessableur avec une purge située en aval. Dans ce cas, la section offerte à l'écoulement diminue au fur et à mesure du dépôt des gros matériaux. Il s'ensuit un accroissement de la vitesse, qui une fois ayant atteint $V_{ch}(d_{max})$, assurera le transport des gros matériaux vers l'aval. Mais cette vitesse, $V_{ch}(d_{max})$ ne permet pas de débarrasser l'eau des éléments les plus fins qui restent en suspension.

De ce fait, ce genre de dessableur ne fonctionne pas correctement, car d'une part il faut réduire la vitesse pour décanter les matériaux fins, et d'autre part il faut une vitesse suffisamment grande pour charrier les gros matériaux.

Disposition 2: On conçoit le dessableur avec une purge répartie sur toute sa longueur. Cette conception a pour but de faire tomber les matériaux les plus gros dans une rigole inférieure où se produit un écoulement rapide séparé de l'écoulement moyen dans le dessableur, et qui permet d'éliminer les gros matériaux moyennant une perte d'eau qui est de l'ordre du dixième du débit total dans un dessableur type Dufour.

VIII.1.4.2 Dimensionnement :

Il est important d'obtenir une vitesse faible et uniforme dans le dessableur. Un moyen efficace pour y parvenir est d'élargir sa section tout en l'approfondissant vers l'aval.

Les particules qui décantent tombent au fond et sont évacuées par la purge.

Deux paramètres présentent alors une importance particulière.

- La vitesse moyenne dans le dessableur
- La longueur de l'ouvrage

Vitesse moyenne dans le dessableur :

La vitesse moyenne doit être inférieure à la vitesse critique de décantation des particules que l'on veut éliminer. Cette vitesse critique est donnée par:

$$V_{cr} \approx 10WR_h^{1/6}$$

Le tableau III.5 du paragraphe VIII.1.1. donne la valeur de W pour différents diamètres, on remarque ainsi que la vitesse moyenne doit être de l'ordre 0,07 m/s si l'on veut décanter des matériaux de $d_0 = 0.1$ m, et de 0.35 m/s si l'on veut décanter des matériaux de diamètre $d_0 = 0,3$ mm, Il faut relever toutefois que le dessablage des matériaux inférieurs à 0.1 mm est pratiquement impossible.

Longueur du dessableur :

La longueur d'un dessableur doit être au moins égale à celle permettant à toutes les particules que l'on veut éliminer ($d \geq d_0$) d'atteindre, à partir de la surface de l'eau, le radier du dessableur avant son extrémité aval.

Si h est la hauteur du tirant d'eau, et $V_c = W - u^*$, la vitesse de chute des particules en milieu turbulent, la longueur du dessableur doit être au moins égale à:

$$L = V \times \frac{h}{w - u^*}$$

avec:

L = longueur du dessableur

V = vitesse moyenne dans le dessableur

h = tirant d'eau dans le dessableur

W = vitesse de chute des particules en milieu calme

u^* = valeur quadratique moyenne de la vitesse turbulente sur le fond d'un écoulement plan.

Elle est théoriquement égale à la vitesse de frottement et donnée par la formule:

$$u^* = \frac{V}{K} \sqrt{\frac{g}{R_h^{1/3}}}$$

K =coefficient de Strickler

R_h = rayon hydraulique

Pour un canal en béton, $K = 75$, on obtient $u^* = \frac{4,2V}{100} \times \frac{1}{R_h^{1/6}}$

Si l'on se fixe h , on peut en déduire les autres caractéristiques du dessableur.

Remarque :

Certains auteurs proposent de calculer la longueur du dessableur moyennant la formule :

$$L = C \times \frac{Vh}{w}$$

Avec C = coefficient de sécurité ayant une valeur proche de 1.5 Cette dernière formule ne fait pas intervenir la valeur quadratique moyenne de la vitesse turbulente u^* .

VIII.1.4.2 Types de dessableurs :

1) Dessableur à purge concentrée :

Comme mentionné ci-avant, il s'agit d'ouvrages où la vitesse permet en même temps la décantation des matériaux de diamètre supérieur ou égal à d_0 , et le transport par charriage des matériaux les plus gros, de telle sorte que tous les matériaux, qu'ils soient gros ou petits, se retrouvent à l'aval de l'ouvrage du dessablage.

Le système de purge est alors très simple et se réduit à une simple ouverture au fond du canal permettant la chasse des matériaux comme dans la figure III.28 ci-après.

Le dessableur est partagé au moins en deux parties, ce qui permet d'entretenir l'une d'elles sans interrompre la dérivation par arrêt du dessableur.

Le fond de chacun des canaux formant le dessableur peut être muni de 2 plans inclinés de chaque côté, ce qui permet de concentrer les matériaux transportés vers le milieu où se trouve l'orifice de purge, qui occupe en général le 1/3 de la largeur correspondante.

Nous rappelons la contradiction qui surgit généralement dans ce genre de dessableur, où les matériaux en suspension pourraient être décantés puis évacués par purge sans l'intervention d'aucun dispositif mécanique. Cette contradiction devient insurmontable quand l'écart entre les particules les plus fines et les plus grosses devient important. Les dessableurs à purge concentrée ne sont pratiquement pas utilisables quand la dimension des matériaux à éliminer descend au-dessous de 1,5 mm environ.

PLANCHE III.28 (voir dossier planches)



2) Dessableur à purge réparties

2-1 Dessableur type DUFOUR :

Comme le montre la figure III.30, les plans inclinés des dessableurs permettent aux matériaux décantés de rouler vers une rigole centrale au fond de laquelle se trouve le purgeur.

L'inclinaison des parois inférieures varie entre 35 et 40 degrés selon la nature des matériaux transportés. Pour les matériaux les plus fins, on utilise une inclinaison de 40 degrés, voire plus.

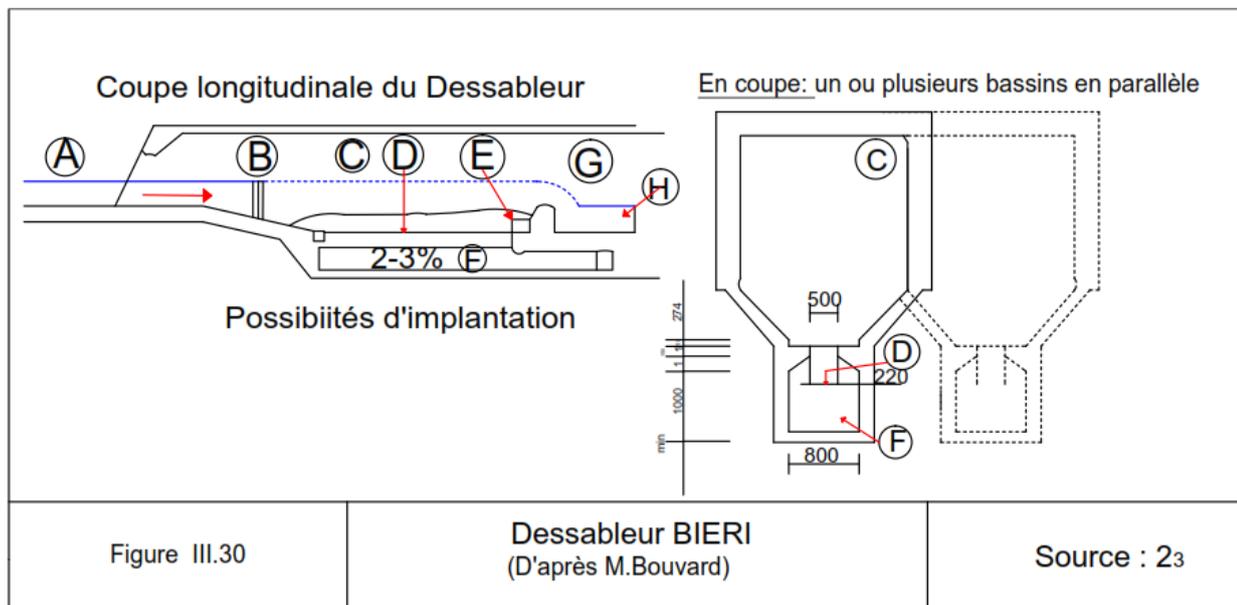
Selon la conception de ce dessableur, le débit de purge est répartie aussi uniformément que possible de manière à éliminer tous les matériaux déposés.

Selon la conception initiale, le purgeur est un appareil en bois constitué d'éléments de 4 mètres de longueur portant 2 orifices de l'ordre de 15 cm x 15 cm. La vitesse de l'eau dans la rigole inférieure de purge est de l'ordre de 2 à 2.5 m/s, et le débit perdu par la purge est de l'ordre de 10% du débit dérivé.

PLANCHE III. 29 (voir dossier planches)



2.2 Dessableur BIERI (figure III.31)¹



Ce dessableur possède la même section transversale que le dessableur DUFOUR. La différence vient du type de purgeur qui est mécanique et métallique, et commandé par un vérin puissant dans le cas présent. Chaque unité peut avoir une longueur de 30 m, et en mettant bout à bout 3 unités, on peut aller jusqu'à des dessableurs de 90 m.

Les trous de purge ont une dimension de l'ordre de 0,20 m x 0,20 m (réglable en longueur par la course du vérin) et sont réparties tout le long du dessableur. Les trous de purge sont ouverts ou fermés par les vérins qui nécessitent une énergie fournie généralement électriquement.

Remarque :

Quel que soit le type de dessableur, il est généralement nécessaire de tranquilliser l'eau à son entrée, après la divergence qui crée une énergie turbulente non favorable à la décantation. Cette tranquillisation est faite généralement au moyen de grilles tranquillisatrices.

¹ Source 23: Bouvard M. (1984). Barrage mobiles et ouvrages de dérivation à partir de rivières transportant des matériaux solides. Cité par AGR.DAHA. Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc p.117

IX) Récapitulatif : Choix et dimensionnement des seuils de dérivation

Type de seuil	Forme du seuil		Dispositifs de protection			Remarques
	Hauteur de chute	Longueur de crête	Bassin de dissipation	Bajoyer	Etanchéité des fondations	
<u>Béton</u>	Forte (> 1m)	Faible (< 20m)	Indispensable	Indispensable	Indispensable	Ouvrages onéreux Permet la dissipation brutale de l'énergie Importance des ancrages
<u>Gabions</u>						Ouvrages flexibles à bon pouvoir de drainage Coût d'achat faible mais main d'œuvre importante pour la mise en place Cisaillement du grillage pour les forts débits de charriage
Paroi aval verticale	Faible (< 1m)		Indispensable	Souhaitable		
A gradins	Faible		Eventuel	Souhaitable		
Parement aval incliné	Forte jusqu'à 15m		Souhaitable	Souhaitable	Eventuelle	
<u>Enrochements</u>						Protection souple Bonne dissipation d'énergie
Chute	Faible (< 2m)	Forte (> 15m)	Radier	Eventuel	Non	
Rampe	Faible (< 2m)		Non	Eventuel	Non	

Stabilité du seuil	Actions sur le seuil				
	<u>Permanent</u>		<u>Variables</u>		
	Poids propre	Poussée des sédiments	Poussée de l'eau		Sous-pressions
			Sans déversement	Avec déversement	
	$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_t = \gamma_d \frac{h_s^2}{2} \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{2} \right)$	$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_2$	$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H + 2h)H$	diagramme
Etude de stabilité d'ensemble					
<u>Stabilité au glissement</u>			<u>Stabilité au renversement</u>		
$\frac{P}{(W - U)} \leq \text{tg} \phi$			$\frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}} \geq 1.5$		
Calage et dimensionnement hydraulique	Seuil Creager		Seuil Rectiligne bas		
	$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n$ (forme du parement aval) $Q = \mu \times l \sqrt{2g} H_d^{\frac{3}{2}}$ (débit évacué)		$H_a = \frac{Q^2}{2g(a + H_0)^2}$ (Energie cinétique) $Q = \mu \times l \sqrt{2g} H_d^{\frac{3}{2}}$ (débit évacué)		
NB : les coefficients définissant la forme du seuil sont donnés par des tableaux (annexe N° 1 et N°2)					
Ouvrage annexe du seuil de dérivation			Formules de dimensionnement		
<u>Bassin de dissipation</u>			- <u>calage hydraulique</u> Le rapport des hauteurs conjuguées $\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right]$ La profondeur D d'enfoncement du radier $D = Y_2 - Y_n$ L du bassin est d'environ 5 à 6 fois la hauteur $(Y_2 - Y_1)$		
<u>Le limiteur de débit:</u>			Le débit à travers un orifice partiellement noyé $Q = \mu L (2g)^{0.5} \left[(h_3 - h_2) \times h_2^{0.5} + \frac{2}{3} (h_2^{1.5} - h_1^{1.5}) \right]$ débit sur déversoir latéral $Q = 0,414 (h_1/l)^{0.166} L h_1 \sqrt{2g h_1}$ (formule d'Engles) $Q = \phi_1 m L h_1 \sqrt{2g h_1}$ (formule de Dominguez)		
<u>batterie de masques :</u>			$Z_n = \text{cote du seuil} + H_d$ avec <u>Écoulement dans l'ouvrage de prise</u> La perte de charge $Z_n - Z_{n-1} = (Q / (\mu S_o (2g)^{0.5}))^2$ Le nombre de masques $N = \frac{Z_{n-1} - Z_1}{Z_{i+1} - Z_1} + 1$		

Tableau III. 4 : Récapitulatif ; Choix et dimensionnement des seuils de dérivation



Quatrième Partie:
Les ouvrages du réseau

CHAPITRE I : CHUTES ET COURSIERS

I) Chutes :

Malgré l'utilisation systématique d'écoulements à grande vitesse dans les régions à forte pente, on est parfois appelé à construire des ouvrages de chute.

On ne peut, en effet, pour un canal et un débit donné, dépasser une pente limite au-delà de laquelle la vitesse de l'eau entraîne une détérioration des berges du canal ou les perturbations provoquées par les irrégularités du revêtement prennent une importance excessive (projections à l'extérieur du canal, ondulations de forte amplitude).

Il faut noter que le rôle de ces ouvrages de chute dans un réseau d'irrigation, est autant de dissiper l'énergie cinétique que l'énergie potentielle, tout en permettant d'obtenir un écoulement calme est souvent un plan d'eau réglée à l'amont ou à l'aval.

Leur emplacement dépend évidemment de celui des prises d'eau sur le canal considéré, lesquels sont elles-mêmes commandées par la topographie.

Il importe en effet que le choix de cet emplacement soit fait de manière :

- ✓ À obtenir une bonne alimentation des prises situées à proximité immédiate de l'ouvrage.
- ✓ À éviter à l'approche de la chute, la formation d'une courbe de remous d'un abaissement qui aurait pour effet une augmentation des vitesses susceptibles d'avoir des conséquences dommageables.

Afin de se prémunir contre ce dernier inconvénient, il suffit de faire en sorte, que pour chaque cote du plan d'eau en amont, le débit du déversoir de chute corresponde exactement à celui écoulé par le bief amont pour cette même cote, en régime uniforme.

Pour réaliser cette condition essentielle, elle faut :

- ⇒ soit surélever la crête du seuil déversant par rapport au plafond du canal (condition adoptée dans les petits ouvrages).
- ⇒ Soit rétrécir la largeur du seuil déversant sans le surélever.

On peut également, lorsque les débits transportés sont variables :

- ⇒ ou bien coiffé le mur de chute de vannes permettant de régler, automatiquement au non, le plan d'eau en amont.

⇒ Ou bien substituer au déversoir rectangulaire un déversoir trapézoïdal qui peut, quand le canal est important, être composé de plusieurs pertuis à section trapézoïdale. Le seuil de ces pertuis est arasé au niveau du plafond du bief amont.

Les chutes peuvent être utilisées pour la mesure du débit. On équipera, par exemple une chute verticale avec un déversoir étalonné, et on pourra incorporer aux chutes inclinée une section de canal jaugeur calibré.

On retrouve dans la littérature plusieurs types de chutes selon les essais sur modèles réduits et l'expérience propre à chaque pays.

Au Maroc, Deux types de chutes verticales sont utilisées :

La chute verticale standard déduite des essais sur des modèles réduits aux USA et ailleurs, que l'on désignera par « chute standard », et des chutes verticales type SOGETHA (société générale des techniques hydro- agricoles). C'est le premier type qui est le plus utilisé et le plus admis à travers le monde. Nous allons présenter ces deux chutes.

I- 1) Chute verticale standard :

Les problèmes hydrauliques de ce type d'ouvrage concernent les modes de contrôle de débit et de dissipation d'énergie à l'aval de la chute.

Le contrôle de débit à l'entrée de la chute peut se faire au moyen d'un déversoir épais, profilé, ou à mince paroi. Le coefficient du débit à prendre en considération dépendra de la forme du déversoir. Il est important que la lame déversante soit aérée en dessous pour éviter qu'elle soit aspirée, ce qui provoque des vibrations. Pour cela il faut que la conception de la chute permette cette aération. On y arrive soit par contraction latérale de la lame déversante, soit par un léger élargissement du bassin de dissipation pour permettre le passage de l'air sous la lame déversante.

La dissipation de l'énergie de la lame s'obtient généralement soit par ressaut hydraulique, soit par des blocs d'impact ou chicanes qui provoquent une forte turbulence. On présentera dans ce qui suit la chute verticale avec dissipation de l'énergie par ressaut hydraulique. Cette chute est présentée sur la **figure 1-1**. On suppose que le régime à l'amont est fluvial.

Les dimensions du bassin d'amortissement dépendent du débit unitaire entrant, de la hauteur de chute Z (pour une chute à déversoir à crête saillante, la valeur Z mesure la hauteur entre le sommet de la crête saillante et le fond du bassin). Le débit unitaire et la hauteur de chute sont combinés pour donner un facteur caractéristiques sans dimensions, qui est le **facteur de chute D** :

$$D = \frac{q^2}{g \times z^3}$$

Avec q = débit unitaire à l'entrée de la chute.

Les équations définissant la géométrie de ce type de chute ont été déduites de l'expérience.

Ces équations sont :

$$D = \frac{q^2}{g \times z^3}$$

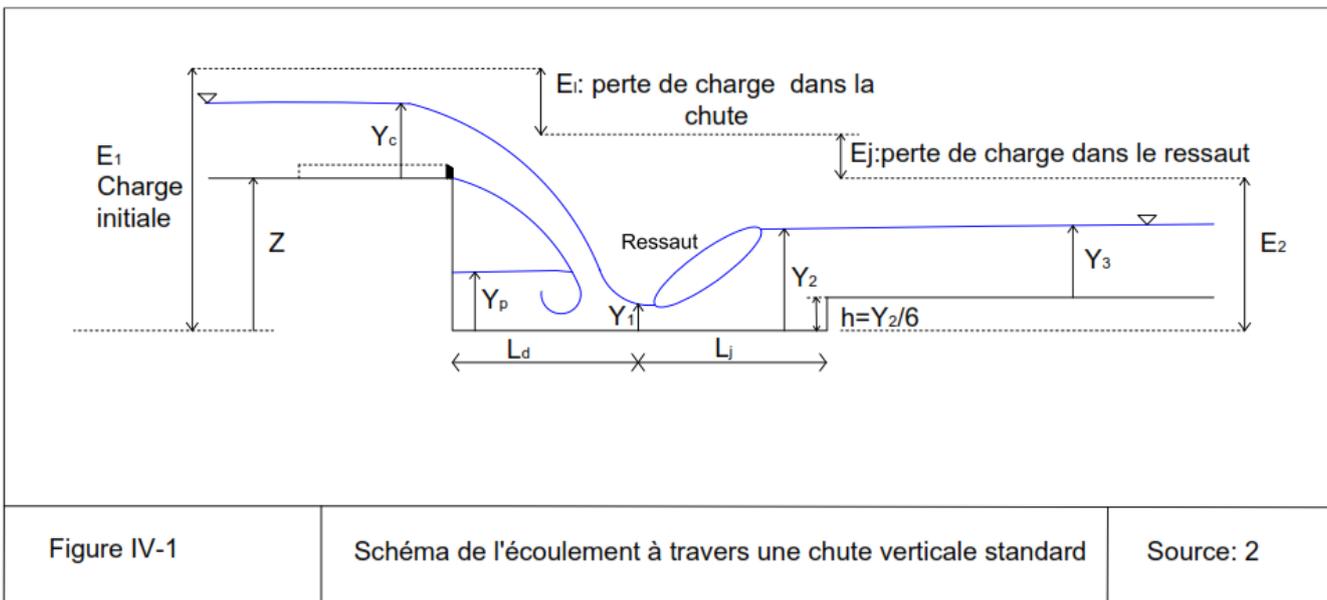
$$L_d = 4.3 \times Z \times D^{0.27}$$

$$Y_p = Z \times D^{0.22}$$

$$Y_1 = 0.54 \times Z \times D^{0.425}$$

$$Y_2 = 1.66 \times Z \times D^{0.27}$$

$$E_2 = 2.5 \times Y_c$$



L_j = la largeur du bassin après la zone d'impact et qui dépend des caractéristiques du ressaut.

Elle pourra être égale à longueur du bassin USBR type II, III, IV, selon le nombre de Froude de l'écoulement au droit de l'impact : cette longueur est généralement prise égale à $6.5 (Y_2 - Y_1)$.

Les caractéristiques du ressaut hydraulique d'une chute verticale sont les mêmes que celles des autres bassins, sauf en ce qui concerne la position du point définissant le début du ressaut qui ne peut être déterminé facilement comme pour les autres types de bassin (longueur L_d).

Connaissant la valeur de Y_1 du nombre de Froude au droit d'impact, on peut sélectionner le type de bassin à retenir pour dissiper l'énergie de la lame déversante.

Il est évident que la profondeur du bassin par rapport au canal aval dépendra de la comparaison entre la hauteur normal y_{2n} dans ce canal est la hauteur conjuguée y_2 .

Si $y_{2n} < y_2$, il faudra approfondir le bassin pour avoir une hauteur égale à la hauteur conjuguée ; un tel approfondissement modifie la valeur de Z , dans celles de Y_1 et Y_2 . On aboutit donc à la valeur correcte de Z permettant d'avoir dans le bassin une hauteur égale à la hauteur conjuguée par approximations successives.

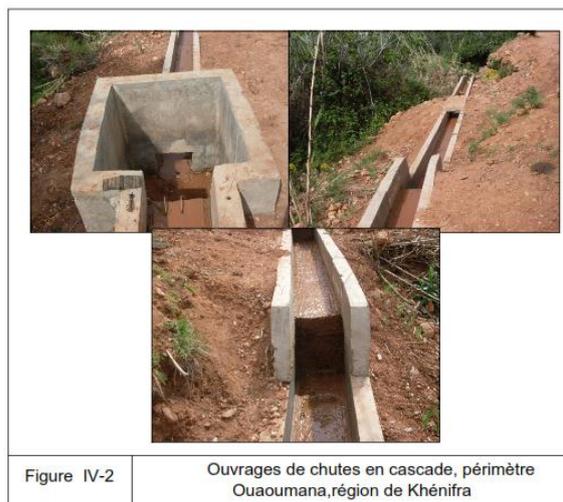
Pour un bassin ayant une profondeur excessive, on pourra utiliser le bassin USB type III.

Remarques :

1. Ce type de chute est généralement utilisée pour des chutes allant de 1 m à 5 m, au-delà de 4 m à 5m, il devient plus avantageux économiquement de recourir à un coursier avec bassin de pied.
2. En raison des débits transiter eux être important, la chute standard et de préférence construite en béton armé, surtout si la hauteur de chute et supérieur au mètres.

I-2) Chutes verticales type SOGETHA :

Il s'agit d'une chute très utilisé au Maroc, mais souvent sans savoir dans quelles conditions elle est utilisable. Pour cela nous allons rappeler ces conditions qui découlent des expériences réalisées pour dimensionner ce type de chute. Il s'agit d'une chute à crête saillante.



Les conditions de son utilisation sont les suivantes :

- largeur B des canaux à la base allant de 0.20 m à 1 m
- profondeur des canaux allant de 0.20 m à 1 m
- largeur du bassin est généralement égale à celle de la crête déversante augmentée d'un minimum de 10 cm pour aérer la lame déversante.

Il faut veiller à ce que ces conditions soient respectées si l'on veut se servir de ce type de chute.

D'après la SOGETHA, ce type de chute peut être utilisé pour des chutes verticales jusqu'à 7 m.

Les autres paramètres définissant la chute sont les suivants :

Z = hauteur de chute (m)

l = longueur de déversement (m)

X = longueur du bassin = 1.5 Z (m)

h = hauteur de la lame déversante (m)

V = volume du bassin (m³)

h₀ = hauteur d'eau dans le canal (m)

Q = débit (l/s)

s = hauteur du seuil (m)

L = largeur du bassin (m)

p = profondeur du bassin d'amortissement (m)

(0.10 à 0.30 m).

Le paramètre retenu pour le dimensionnement du bassin d'amortissement de la chute est l'énergie de 2 CV/m³ déversé. C'est la raison pour laquelle le volume de la chute est donné par :

$$V = \frac{Q \times Z}{2 \times 75}$$

PLANCHE IV.3 (voir dossier planches)



I) Coursiers:

Les coursiers constituent les tronçons de raccordement à forte pente et grande vitesse de deux biefs normaux. Ils ont pour rôle de dissiper l'énergie excédentaire. Généralement, lorsque l'eau est transportée sur de longues distances avec des pentes qui sont encore assez fortes pour maintenir des vitesses élevées (écoulement torrentiel), les chutes sont en général remplacées par un tronçon de canal à forte pente ou «coursier ». Ce type d'ouvrage peut être utilisé dans le cas où la solution d'une chute unique, ou une série de chutes en cascade, serait plus coûteuse.

Les éléments constitutifs d'un coursier sont :

- le raccordement d'entrée,
- la section de contrôle,
- le coursier proprement dit,
- la trajectoire,
- le bassin de réception,
- le raccordement de sortie et les protections d'aval.

Dans le coursier proprement dit (section BC), l'écoulement est torrentiel.

Dans le bief amont **AB**, la ligne d'eau est une ligne de remous descendant, et l'on admet que la profondeur critique d_c est atteinte au point **B** à partir duquel la pente s du lit est telle que l'écoulement soit, du type torrentiel.

B est dite « section de contrôle », en ce sens que, pour un débit et une forme de lit déterminés, la profondeur d'eau d_c , égale à la profondeur critique, y est bien déterminée, ce qui définit de façon précise un point de la ligne d'eau.

Si on ne veut pas introduire une marche ou un étranglement dans la section B, il faudra, bien entendu que la section transversale en B soit choisie telle que :

$$d_c + \frac{v_c^2}{2g} = d + \frac{v^2}{2g}$$

d et V se rapportant à la section courante du bief amont.

Connaissant un point de la ligne d'eau (dans la section de contrôle), il est facile de déterminer (par un calcul aux différences finies) :

- ✓ la ligne d'eau en amont (remous d'abaissement dans un bief de régime fluvial) ;
- ✓ la ligne d'eau dans l'étendue du coursier proprement dit (remous d'abaissement dans un bief à régime torrentiel), ceci pour des formes de lit déterminées.

A cet égard, on admet généralement qu'en amont de la section de contrôle, le raccordement entre la section de contrôle et la section normale du bief amont (convergent) se fait, si le raccordement se réalise à fruit constant, sur une longueur : $l = 2,5 (A - a)$

A étant la largeur au plafond du bief amont, et **a** celle au plafond de la section de contrôle.

Si le raccordement se fait à fruit variable (talus en forme de paraboloïde hyperbolique), on l'exécute sur une longueur **l** telle que:

$$\frac{B - b}{2l} = \tan(12^\circ 30')$$

B et **b** étant les largeurs au plan d'eau respectivement dans le bief amont et dans la section de contrôle.

En remontant vers l'amont, à partir de la section de contrôle, on trouve un premier tronçon dont il convient de protéger plafond et talus par un revêtement de béton ou de maçonnerie.

La longueur de ce premier tronçon peut être expérimentalement fixée à : $2,4 \times d$, **d** étant la profondeur d'eau dans le bief amont.

Le tronçon complémentaire de raccordement ($l - 2,4 \times d$) est simplement protégé par des enrochements.

A l'aval de la section de contrôle, l'extrémité aval du coursier proprement dit (point G de la figure) est déterminée par la condition suivante:

Sa hauteur **Y** au-dessus du plan d'eau dans le **bief aval** est égale à :

$$Y = \frac{H}{3}$$

H étant la différence de cote entre les plafonds du canal dans le bief amont et dans le bief aval (biefs normaux).

La partie CD du coursier dite « trajectoire » est déterminée par l'équation :

$$y = x \tan \theta + \frac{gx^2}{2V^2 (\cos \theta)^2},$$

Dans laquelle x et y sont l'abscisse horizontale et l'ordonnée verticale d'un point courant dans un système d'axes rectangulaires ayant le point G pour origine.

θ est l'angle que fait avec l'horizontale le plafond du tronçon de canal BC qui constitue le coursier proprement dit.

V est la vitesse moyenne dans la section C, vitesse approximativement égale à :

$$V = 0.9 \sqrt{2g \left(H + d_c + \frac{v_c^2}{2g} - d' - Y \right)},$$

Ou

$$V = 0.9 \sqrt{2g \left(\frac{2}{3}H + d_c + \frac{v_c^2}{2g} - d' \right)},$$

expression dans laquelle H et d_c ont les significations données plus haut, d' est la profondeur d'eau dans le bief aval et V_c la vitesse dans la section de contrôle.

Les coordonnées X et Y de l'extrémité aval K de la trajectoire peuvent être prises égales à :

$$Y = \frac{H}{3},$$

$$X = \frac{2}{0.666 + \tan \theta} \frac{H}{3}$$

Le point K est au niveau du plan d'eau dans le bief aval.

Les caractéristiques du bassin de réception sont les suivantes :

La paroi amont qui prolonge la trajectoire GK est inclinée à 1,5 de base pour 1 de hauteur. L'inclinaison de la paroi aval est de 4 de base pour 1 de hauteur. La profondeur p du bassin au-dessous du plafond du bief aval est égale à : $p = 1.15d_2 - d'$ (1)

d' étant, comme nous l'avons dit, la profondeur d'eau dans le bief aval, et d_2 la hauteur conjuguée de la profondeur d'eau d_1 à la base de la lame déversante, où la vitesse est approximativement

égale à :

$$V = \sqrt{2g \left(d_c + \frac{v_c^2}{2g} + H + p - d_1 \right)}$$

La section transversale du bassin de réception étant trapézoïdale, la section mouillée au pied de la chute sera:

$$S = d_1(b + nd_1)$$

b étant la largeur au plafond et n étant la pente des talus (n de base pour 1 de hauteur).

Q étant le débit, on aura donc:

$$\frac{Q}{d_1(b+nd_1)} = \sqrt{2g \left(d_c + \frac{v_c^2}{2g} + H + p - d_1 \right)}, \quad (2)$$

d_1 et d_2 étant conjuguées, sont liées par la relation implicite:

$$\frac{Q^2}{gS_1} + z_1S_1 = \frac{Q^2}{gS_2} + z_2S_2, \quad (3)$$

Dans laquelle :

- S_1 et S_2 sont les sections mouillées de part et d'autre du ressaut, c'est-à-dire respectivement pour les profondeurs d'eau d_1 et d_2 ;
- z_1 et z_2 sont les profondeurs sous le plan d'eau des centres de gravité des sections mouillées, respectivement en amont et en aval du ressaut. Nous avons donc, pour déterminer les trois inconnues d_1 , d_2 et p les 3 équations (1), (2), (3). On les résoudra par tâtonnement ou graphiquement, en s'aidant notamment des abaques de STEVENS, relatifs à l'équation (3).

La longueur horizontale EE' du bassin de réception sera prise égale à :

$$l' = 5(d_2 - d_1).$$

Quant au raccordement de sortie, il se fera sur une longueur égale à :

$$l'' = 2.5(b' - b),$$

b étant la largeur au plafond au pied de la chute et b' la largeur au plafond dans le bief aval.

PLANCHE IV.4 (voir fichier planches)

CHAPITRE II: OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT

Les obstacles qu'un canal d'irrigation peut avoir à franchir sont :

- Les pistes.
- Les collecteurs de drainage.
- Les thalwegs et dépressions naturelles.

Le franchissement d'une croupe au d'un mamelon, qu'on remplace autant que possible par un contournement, se traduit par un passage en déblais accentué du canal, et ne constitue donc pas un ouvrage proprement dit.

Le cas d'un passage en galerie ne peut pas être retenu ici, étant donné que la conception et la réalisation d'un tel ouvrage exige un personnel spécialisé.

Le franchissement d'un collecteur de drainage par un canal d'irrigation peut, évidemment, être considéré à priori soit comme ouvrage de drainage, soit comme ouvrage d'irrigation ; il en est de même pour les thalwegs qui introduisent dans le périmètre des ruissellements provenant d'impluviums extérieurs.

Les ouvrages de franchissement auront donc comme objet de faire franchir à l'eau d'irrigation une piste plus, ou de raccorder entre eux, deux ouvrages assurant les fonctions particulières, en permettant le franchissement entre ces deux ouvrages.

Dans les petits réseaux étudiés, le plan d'eau dans le canal n'est jamais très éloigné du niveau du terrain naturel et ce franchissement ou ce raccordement peut être réalisé par :

- dalot (écoulement à surface libre)
- siphon inversé (écoulement en charge).

I) Dalots :

a) Généralités :

Le dalot est un tronçon de canal rectangulaire couvert d'une dalle de béton armé.



Hydrauliquement, le choix des raccordements du dalot au canal a une influence prépondérante dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Économiquement, il est pratiquement impossible de généraliser la meilleure solution, étant donné la diversité des matériaux employés, est l'échelle des prix pratiqués.

Pour résoudre le problème des raccordements, nous avons choisi comme ouvrage type, le dalot de section rectangulaire avec une largeur entre les piédroits égale à la largeur au plafond du canal est un radier calé au niveau de ce dernier ; la hauteur d'eau dans le dalot ayant la même valeur que celle du canal.

b) Aspect hydraulique :

Le calcul hydraulique du dalot est basé sur la formule de Manning Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} S R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

Q : débit véhiculé par le dalot (m³/s) ;

S : surface mouillée (m²) ;

R : rayon hydraulique (m) ;

i : pente du tronçon du cours d'eau.

n : coefficient de Manning.

Avec $n= 0,017$ (béton passablement exécuté ou maçonnerie ordinaire).

On admet une revanche de 5 à 15 cm dans des dalots dont la hauteur varie de 0,20 à 1,00 m.

Le dalot, qui doit transiter un certain débit Q et dont les caractéristiques sont celles du canal amont (largeur de base et hauteur d'eau), aura une section mouillée 1,5 à 2,5 fois plus petite que le canal trapézoïdal avec des berges $3/2$. Les vitesses dans le dalot sont également fonctions des sections mouillées et seront 1,5 à 2,5 fois plus grandes que dans le canal ; résultats d'ailleurs à conseiller pour éviter les dépôts dans l'ouvrage.

Il reste à signaler que, des raccordements avec les canaux rectangulaires ne posent plus de problèmes car le dalot devient un simple tronçon du canal couvert avec les mêmes dimensions.

a) Les caractéristiques du génie civil :

Les dalots sont constitués d'un radier et de pieds droits en tête en béton ordinaire dosé à 250 kg de ciment, en parpaings de ciment ou en maçonnerie de moellons. La dalle ou les dallettes sont en béton armé dosé à 350 kg de ciment.

Pour les dalots dont les dimensions intérieures sont inférieures à 50 cm, et qui ne sont donc pas visitables, la dalle a avantage à être remplacée par des palettes coulées à part, posées et démontables, qui permet un entretien aisé de l'ouvrage.

Si les dallettes sont imposées pour de petits dalots, elles sont à envisager pour les autres cas. Leur largeur est d'environ 50 cm.

Les dalots sont préférés au siphon chaque fois que le plan d'eau dans le canal est au-dessous ou peu au-dessus du niveau du terrain naturel ; dans ce dernier cas, la piste passant sur le dalot a un léger dos d'âne ; jusqu'à 50 cm, il est parfaitement admissible pour des routes secondaires ou les pistes d'exploitation d'un périmètre irrigué.

Le radier d'un dalot est généralement horizontal.

En dernier lieu, il nous reste à signaler que l'utilisation des différentes formes de raccordements, brusque ou hydraulique, doit être fait avec un jugement bien étudié, car :

- La diminution de la perte de charge totale en utilisant les raccordements hydrauliques au lieu des raccordements brusques reste très faible (environ 1 à 2 cm) pour des canaux avec un écoulement à faible vitesse;
- Le volume des matériaux entre les trois solutions « raccordements hydrauliques » varie du simple au double sans porter un avantage sur les pertes de charges qui restent très peu différentes entre elles.

PLANCHE V.2 (voir dossier planches)



II) Pont bache:

Les ponts bâches ne s'emploient que pour franchir des dépressions assez profondes et assez larges.

Les ponts bâches peuvent être de types très divers: en maçonnerie, ou gros béton sur voûte, en béton armé ou même en bois.

La bache peut faire partie des éléments résistants (poutres) et travailler solidairement avec eux. Elle peut aussi être distinctes des éléments portants. C'est le deuxième type (bache distincte de l'ossature résistante du pont) qui est préférable quand il s'agit de bache de grandes dimensions. La bache proprement dite peut alors être entretenue et éventuellement réparée sans toucher au travelage du pont. Elle doit reposer sur les pièces de pont, de telle sorte qu'elle puisse se dilater indépendamment de l'ouvrage pourtant.

D'une façon générale le type usuel est la bache à section rectangulaire en béton armé. (Voir **figure V.3**)

PLANCHE V.3(voir dossier planches)



III) Le siphon inversé :

1) Généralités :

Les siphons inversés sont utilisés pour véhiculer l'eau par gravité sous les routes, autoroutes, voies ferrées, rivières et dépressions importantes. Un siphon est une conduite fermée qui transporte l'eau à pleine section et sous pression si nécessaire.

Le franchissement de tels obstacles peut également être envisagé au moyen de ponts bâches. Une étude économique comparative peut être faite pour retenir le mode de franchissement le plus avantageux. Toutefois, on peut dire qu'en général, il est plus économique d'envisager un siphon pour des débits inférieurs à $3m^3/s$.

Les siphons inversés sont économiques, faciles à mettre en place et à fonctionnement fiable.

Le profil en long du siphon est conçu de manière à satisfaire certaines exigences d'enfouissement, de couverture, et de pentes.

2) Exigences de couverture :



- Dans les rivières à fond mobile, la génératrice supérieure du siphon devra être profondément enterrée à la traversée du cours d'eau. Normalement, elle doit être située à un niveau plus profond que l'affouillement général correspondant au moins à celui de la crue centennale, avec un minimum de **1,5 à 2 m**.

- L'ampleur de l'affouillement peut-être un élément déterminant dans la conception de la traversée de la rivière par le siphon. Ainsi le tracé du siphon peut être modifié, ou bien des protections anti-affouillement par enrochements peuvent être mises en place au niveau du siphon, afin de stabiliser le fond du lit et les berges de la rivière sur une certaine distance de part et d'autre de la traversée.
- À la traversée des routes et voies ferrées, une couverture minimale de 1 m devra être prévue. Si la voie de communication possède des fossés, la génératrice supérieure du siphon devra se trouver à au moins 0,60 m sous le fond du fossé.
- À la traversée des chaabas, torrents, etc....., la génératrice supérieure du siphon devra se trouver à au moins 1 m sous le fond du cours d'eau. Si des protections anti-affouillement sont nécessaires, il faudra les prévoir.
- Dans tous les cas, la génératrice du siphon devra toujours être enterrée d'au moins **60 cm** (en particulier pour diminuer les effets et les actes de vandalisme).

3) Exigences de pentes :

A la traversée des déblais routiers ou ferroviaires, il ne faut pas que la pente dépasse, dans la mesure du possible $\frac{2V}{3H}$.

En général, sur un tracé courant de siphon, les pentes ne devront pas être plus fortes que $\frac{1V}{2H}$ et plus faibles que 0,005. Si les pentes sont assez raides, les tuyaux devront être soigneusement ancrés dans des massifs en béton, notamment dans les coudes.

Afin de réduire les pertes de charges dans le siphon, ce qui peut être une contrainte dans certains cas, il est souhaitable de prévoir des ouvrages de transition (raccordements progressifs) entre le siphon et les canaux amont et aval. Ces transitions peuvent également servir à réduire le phénomène d'érosion si les canaux ne sont pas revêtus.

Un ouvrage de vidange du siphon est généralement prévu au point bas des siphons relativement longs. Cet ouvrage permet de vidanger le siphon afin de pouvoir le visiter, l'inspecter et l'entretenir pendant les périodes de non fonctionnement. Les siphons de faible longueur peuvent être vidangés par pompage.

À l'entrée du siphon la revanche du canal sera augmentée de **50%**, avec un maximum de **30 cm** pour éviter l'érosion des berges au niveau de ce point, soit par accumulation et récupération des eaux superficielles lors des averses, soit par débordement ou éclaboussure en cas de mauvais fonctionnement.

Le rehaussement de la revanche devra s'étendre suffisamment à l'amont pour éviter les dommages du haut débordement, avec un minimum de **15 m**.

En tête des siphons importants, il faut prévoir, outre les vannages et les batardeaux nécessaires pour mettre hors circuit le siphon, un dispositif de protection du siphon (grille) et de régulation de débit (déversoir ou siphon de sécurité latéraux). En tête aval, il faudra également prévoir un dispositif d'isolement du siphon pour pouvoir le vidanger et l'inspecter sans avoir à vider le canal à l'aval.

4) Conception- dimensionnement hydraulique :

La charge disponible, la vitesse admissible dans les tuyaux et le coût permettent de déterminer le diamètre des tubes du siphon. Ainsi, on dimensionne le siphon de manière à ce que la somme des pertes de charges, soit égale à la différence de niveau entre l'entrée et la sortie du siphon (charge disponible).

En général, la vitesse dans le système sera comprise entre 1 et 3 m/s selon la charge disponible et les conditions économiques (coût de l'ouvrage).

Les critères de vitesse suivants peuvent être utilisés en première approximation :

- **1m/s** ou moins pour les siphons de faible longueur reliée à des canaux en terre.
- **1.5 m/s** ou moins pour les siphons de faible longueur reliée à des canaux revêtus.
- **3m/s** pour les siphons de grande longueur.

Pour les siphons de grande longueur, la vitesse de transit a une grande importance du point de vue économique, car une légère modification du diamètre du siphon peut avoir une répercussion importante sur le coût de l'ouvrage.

Dans les grands siphons et/ou dans le cas des eaux chargées, il est recommandé de prévoir une vitesse assez élevée pour éviter la formation de dépôts ($V \geq 1.5m/s$).

Il faut également garder à l'esprit que les siphons importants doivent être visitables, ce qui fixe généralement une limite inférieure de 0,70 m pour le diamètre intérieur.

Les pertes de charges qui doivent être prises en considération dans un siphon sont les suivantes :

1. les pertes par convergence dans l'ouvrage de transition à l'entrée.
2. Pertes de charge dans les grilles ou les ouvrages de contrôle à l'entrée du siphon.
3. Pertes de charge linéaires dans le siphon.
4. Pertes de charge dans les courbes et coudes.
5. Les pertes par divergences dans l'ouvrage de transition à la sortie.

Les pertes de charge par frottement dans les ouvrages de transition amont et aval sont faibles et de ce fait, sont généralement négligées.

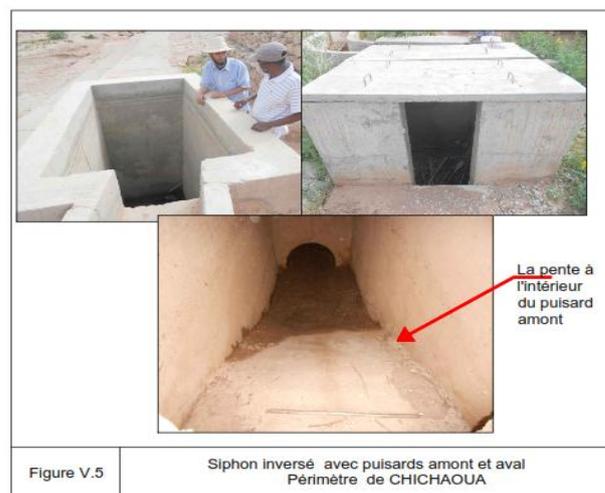
Les pertes de charge linéaires peuvent être estimées par la formule de Manning- Strickler ou autre méthode équivalente.

Le total des pertes de charge estimées généralement affectées d'un coefficient de sécurité de 1,10 (accroissement de 10 %) pour éviter que le transit du débit ne requiert un rehaussement important du niveau dans le canal amont.

5) Cas des siphons inversés avec puisards amont et aval:

a) Généralités:

L'ouvrage comporte 2 puisards reliés par une conduite. Les puisards, qui sont d'habitude nettement plus profonds que larges, doivent rester visitables: leur section horizontale est carrée, avec un minimum de 0,80m de côté intérieur. La conduite est constituée de buses de béton préfabriquées. Le passage d'essieux lourds sur la piste exige, afin d'éviter les écrasements, une couverture relativement importante variant de 0,60 à 0,70 m d'épaisseur de remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la buse. Ces sujétions entraînent pour le puisard amont une profondeur de l'ordre de 1,25 à 2,00 m, le puisard aval étant un peu moins profond.



L'accès à la conduite du siphon est malaisé, et pour éviter les dépôts dans cette dernière, les vitesses doivent y être assez fortes (au minimum 0,50 m/s) et au moins égales à la vitesse dans le canal amont.

b) Aspects hydrauliques:

Cet ouvrage provoque quatre modifications de la direction de l'écoulement.

- entre le canal et le puisard amont
- entre le puisard amont et la conduite
- entre la conduite et le puisard aval
- entre le puisard aval et le canal.

Ces changements importants de direction induisent des pertes de charges qui dépendent des vitesses dans le canal et les puisards. Toutefois, si les dimensions des puisards sont importantes par rapport au diamètre de la conduite, les vitesses dans les puisards deviennent faibles par rapport à celles se produisant dans la conduite. Comme les pertes de charges dépendent du carré de la vitesse, on peut, dans le cas où les vitesses dans les puisards sont faibles, négliger les pertes se produisant à l'intérieur des deux puisards, autrement il faut les prendre en considération.

Si l'on considère que les vitesses dans les puisards sont très faibles, on peut estimer la dénivellation totale entre les sections amont et aval du canal par:

$$\Delta H = \frac{V_{av}^2 - V_{am}^2}{2g} + (K_c + K_d) \frac{V^2}{2g} + J \cdot L$$

V_{av} = vitesse dans le canal aval

V_{am} = vitesse dans le canal amont

V : vitesse dans la conduite du siphon (m/s).

g : accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s)

J : perte de charge unitaire dans la conduite du siphon. Qui peut être estimée selon la formule de COLEBROOK.

L : longueur de la conduite (m).

Comme dans la plupart des cas on a $V_{av} \approx V_{am}$, et la formule générale de perte de charge ou de dénivellation totale s'écrit :

$$\Delta H = 1,5 \frac{V^2}{2g} + J.L$$

Avec $K_c + K_a = 1,5$ pour le cas des raccordements brusques entre les puisards et la conduite.

Remarque:

Si l'on veut faire une estimation plus exacte de la perte de charge entre l'amont et l'aval du siphon inversé, on procède de la manière suivante:

$$Z_1 + \frac{V_{am}^2}{2g} = Z_2 + \frac{V_{av}^2}{2g} + \sum \text{pertes de charge}$$

Supposons que la vitesse dans les puisards est très faible, ce qui est pratiquement toujours le cas ($V_{\text{puisard}} \approx 0$).

La somme des pertes de charge induites par les différentes composantes du siphon inversé sont :

1. Elargissement brusque entre le canal amont et le puisard amont:

$$\Delta H_1 = K_1 \frac{V_{am}^2}{2g} = 0,75 \frac{V_{am}^2}{2g}$$

2. Pertes de charge à l'entrée et à la sortie de la conduite, et pertes de charge linéaires dans la conduite:

$$\Delta H_2 = (K_c + K_d) \frac{V^2}{2g} + J.L = 1,5 \frac{V^2}{2g} + J.L$$

3. Contraction brusque entre le puisard aval et le canal aval :

$$\Delta H_3 = K_2 \frac{V_{av}^2}{2g} = 0,3 \frac{V_{av}^2}{2g}$$

La dénivellation de la surface d'eau entre l'amont et l'aval est donnée par:

$$\Delta Z = Z_1 - Z_2 = \frac{V_{av}^2 - V_{am}^2}{2g} + 0,75 \frac{V_{am}^2}{2g} + 0,3 \frac{V_{av}^2}{2g} + 1,5 \frac{V^2}{2g} + J$$

Si $V_{am} = V_{av} \Rightarrow \Delta Z = 1,5 \frac{V^2}{2g} + J.L + 1,05 \frac{V_{am}^2}{2g}$

PLANCHE V.6 (voir dossier planches)

CHAPITRE III : PARTITEURS

I) Généralités:

Les partiteurs sont des ouvrages destinés à partager automatiquement dans un rapport constant le débit d'un canal entre plusieurs canaux dérivés, qu'elles que soient les variations du débit affluant.

Dans un ouvrage partiteur, l'écoulement est rendu aussi rigoureusement cylindrique que possible (filets parallèles) dans la section dite de contrôle, où se fait le partage. Celui-ci est assuré par le moyen d'un volet vertical à arête frontale, de mince épaisseur, qui divise la section de contrôle, où les vitesses sont les mêmes en tout point, dans la proportion fixée pour les débits dérivés.

Pour que ce partage ne soit influencé ni par la variation des débits affluents ni par le régime de l'écoulement dans les canaux dérivés, il est indispensable que, dans la section où l'arête du volet partiteur opère le fractionnement, l'écoulement soit torrentiel.

Si l'on peut se permettre de perdre de la  hauteur, il suffira pour atteindre ce résultat, de barrer le canal véhiculant le débit à partager, en vue d'y déterminer un écoulement sur seuil déversoir dénoyé. Le partage se fera sur ce seuil dit de contrôle. Pour déterminer cet écoulement torrentiel, on peut soit:

- surélever le plafond du canal (seuil) ;
- réduire la largeur du lit ;
- combiner les deux systèmes.

Le partage peut rester constant en fixant le volet vertical, mais on fait aussi des partiteurs à bec mobile dont le seuil est de forme telle que le volet mobile soit toujours bien appliqué sur lui.

Il est à noter que la position de la section de contrôle est mal définie sur un seuil épais. C'est pour cela que les partiteurs à seuil épais avec volet partiteur posé sur le seuil épais ne sont généralement utilisés que pour partager le débit en 2 moitiés égales. Pour partager de manière assez rigoureuse le débit en plusieurs parties de valeurs inégales, on peut avoir recours à l'un des dispositifs suivants :

- ⇒ Placer les tôles minces séparatrices au pied du seuil épais, à savoir après l'apparition de la section de contrôle.
- ⇒ Utiliser un seuil permettant de situer avec précision la position de la section de contrôle (seuil de forme triangulaire).

I) Partiteurs fixes à rapport de répartition 1/2 :

a) Aspect hydraulique :

La formule générale utilisée pour le calcul des débits est la suivante:

$$Q = m \times l \sqrt{2 \times g \times h^3}$$

Le coefficient **m** est variable en fonction de la charge **h** et de l'épaisseur **e** du seuil. Pour considérer le déversement à nappe libre, il faut avoir $Z > h/3$.

Il est conseillé de prévoir une perte de charge au moins égale à la hauteur critique sur le seuil.

b) Caractéristiques de génie civil :

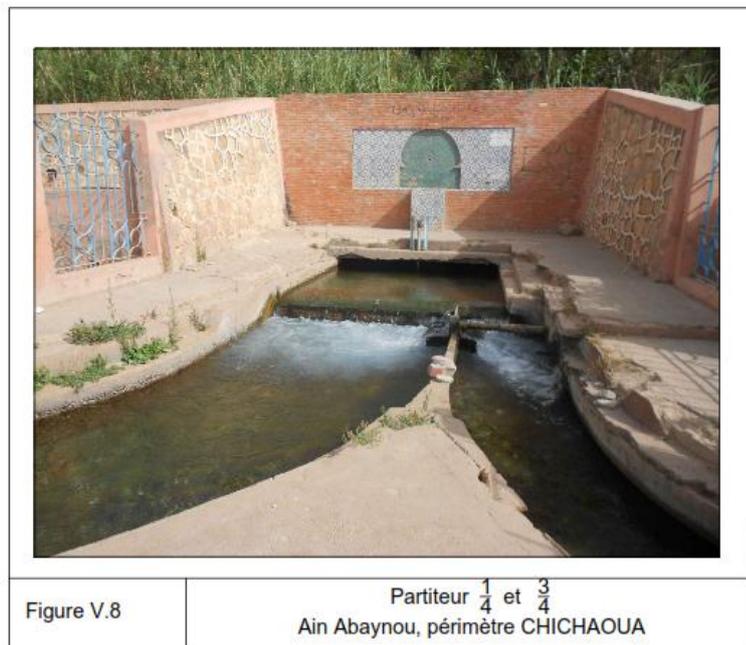
Le dimensionnement de l'ouvrage partiteur est fonction de la hauteur critique h_c . Le seuil étant la partie la plus importante de l'ouvrage, il conditionne l'ensemble, et pour que l'uniformisation des vitesses soit assez bonne, pour aboutir à une répartition correcte des débits, il est nécessaire que:

- ⇒ La hauteur du seuil soit égale à $1.5 \times h_c$, avec un minimum de 10 cm
- ⇒ La longueur du seuil soit égale à $10 \times h_c$.
- ⇒ L'épaisseur du seuil soit égale à $3.5 \times h_c$.

Il s'agit de petits ouvrages installés sur des canaux à débit relativement faibles (300 l/s). On peut les réaliser en béton ou en maçonnerie. Toutefois, pour avoir des formes correctes, la mise en œuvre d'un coffrage est préférable, ce qui généralement fait pencher la balance du côté du béton.

II) Partiteur à rapport de répartition autre que 1/2 :

Comme mentionné auparavant, pour diviser le débit de manière satisfaisante dans un rapport autre que 1/2, on peut soit utiliser un seuil épais avec des tôles, minces s'arrêtant au pied aval de ce seuil, soit utiliser un seuil de forme triangulaire. Dans ce qui suit on va présenter le répartiteur fixe à seuil triangulaire.



Le seuil triangulaire est à pentes douces en amont et en aval du seuil. La hauteur critique avec filets parallèles se situe exactement au sommet du triangle.

III) Partiteur mobile :

Le partiteur mobile, aussi appelé partiteur proportionnel, est un ouvrage standardisé pour des raisons de construction. En effet, le volet mobile doit épouser rigoureusement le seuil et sa forme est difficile à obtenir sur le chantier. Ainsi le constructeur d'appareils hydrauliques « NEYRPIC », propose un ouvrage où les débits sont répartis proportionnellement aux angles d'ouverture d'un volet, ce qui rend aisé le réglage et permet aux usagers un contrôle visuel du partage effectué. Deux circonstances favorables sont assurées:

- ✓ Un seuil provoque l'établissement à son aval immédiat d'un régime torrentiel: le partage reste donc entièrement indépendant des niveaux dans les canaux dérivés et aucune manœuvre effectuée sur l'un des branchements ne peut avoir la moindre répercussion sur le débit de ce dernier.
- ✓ Grâce à la formation d'un ressaut, la qualité de la partition reste assurée même si le niveau aval est proche du niveau amont.

Le débit sur le seuil s'exprime par la formule:

$$Q = 1,235 \times R \times h^{\frac{3}{2}}$$

R : rayon du volet mobile (m)

h : hauteur de la lame d'eau (m)

La perte de charge minimum est de $0,4 \times h$.

Pour de plus amples informations sur la capacité et les performances de ces partiteurs, il est conseillé de se référer à la documentation des constructeurs concernant ce sujet.

Planche V.7(voir dossier planches)



CHAPITRE IV: OUVRAGES DE PRISE (PRISE TOR)

I) Généralités :

S'il s'agit de dériver d'un canal un faible pourcentage de son débit, on peut adopter différentes conceptions en fonction du débit à véhiculer.

La formule qui régit l'écoulement au niveau du seuil est:

$$Q = m \times l \times h^{\frac{3}{2}} \times \sqrt{2g}$$

m : coefficient de débit (= 0,38)

Q : débit à dériver

h : charge sur le seuil de prise

La valeur de « h » était déterminée par la relation suivante: $h = \frac{3}{2} h_c$,

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}}, \quad q = \frac{Q}{l}$$

h_c étant la charge critique au niveau du seuil.

II) Prise tout ou rien à seuil rectangulaire et à bords arrondis:

Ces ouvrages sont les plus simples à réaliser et à manœuvrer : en effet, en l'absence de tout ouvrage de prise, on a la possibilité de fermer le canal affluent et de dévier la totalité du débit dans le canal dérivé.

La prise est sous forme d'un pertuis rectangulaire aménagé dans la partie verticale du fossé principal. Le seuil et les lèvres verticales seront arrondis (figure VI.1).

Le seuil sera arasé à la même cote que le seuil transversal du fossé principal. Les dispositions techniques de dimensionnement sont:

- Perte de charge :

$$\Delta h \geq h_c$$

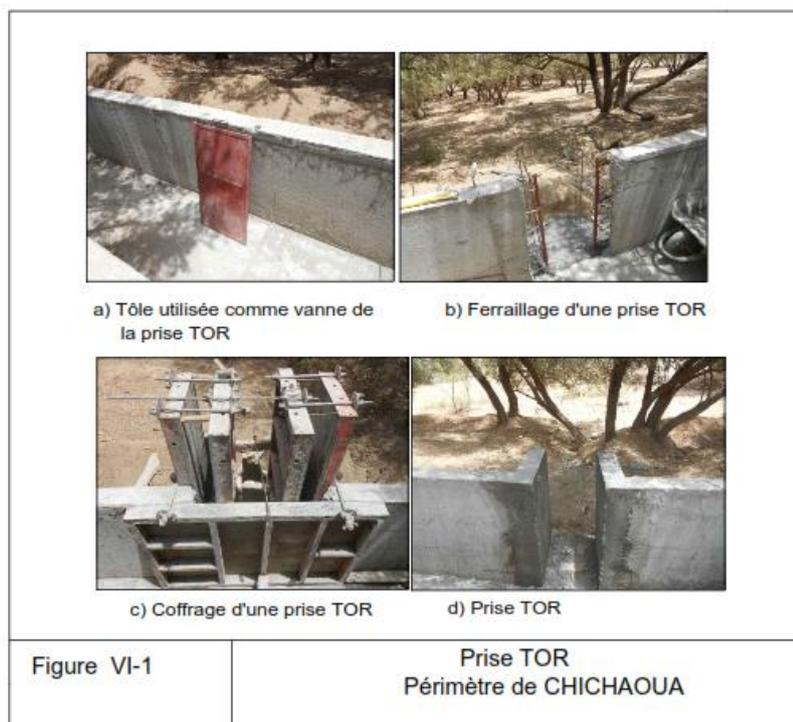
- Largeur du pertuis :

$$l = \frac{Q}{(1.64 \times h^{\frac{3}{2}})} \quad (m = 0.37)$$

- Epaisseur du seuil de prise : $e = 2.5 h$,
- Distance entre l'axe du pertuis et le seuil du canal : $d > 5.0 h_c$
- Epaisseur du seuil du canal : $e \geq 3.5 h_c$
- Le rayon de courbure du seuil de prise : entre **0.05** et **0.10 m**.
- Dimensions du regard précédant le pertuis de prise:

- Longueur **c** : $c \geq h_0$ avec h_0 hauteur d'eau à l'amont de la prise

- Largeur **k** : $k \geq h_c$



Orifices:

Ils sont constitués par une ouverture aménagée dans une paroi. Un orifice peut être noyé ou non noyé suivant que sur sa face aval, la cote du niveau de la surface libre est supérieure ou non à celle de l'orifice.

La formule utilisée est:

$$Q = m S \times \sqrt{(2 g h)}$$

m : coefficient de contraction ≤ 1

S : section de l'orifice

Les valeurs de « m » en fonction du type d'orifice sont données dans le tableau VI.1 ci-dessous.

Type d'orifice	m
Grands	0,64
Petit, circulaire en mince paroi	0,62
Petit et rectangulaire	0,61
Forme de veine	1,00
Vanne verticale	0,70
Vanne inclinée à Y ,	0,74
Vanne inclinée à 1/1	0,80

Tableau VI. 1 : Les valeurs du coefficient de contraction selon le type de l'orifice

Source: 24

Planche V.2(voir dossier planches)



RECAPITULATIF : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAU

<u>Chutes</u>	<u>Chute standard</u>	$D = \frac{q^2}{g \times z^3} \qquad Y_p = Z \times D^{0.22}$ $L_d = 4.3 \times Z \times D^{0.27} \qquad Y_1 = 0.54 \times Z \times D^{0.425}$ $E_2 = 2.5 \times Y_c \qquad Y_2 = 1.66 \times Z \times D^{0.27}$
	<u>Chutes SOGETHA</u>	<p>X= longueur du bassin= $1.5 Z$</p> <p>le volume de la chute $V = \frac{Q \times Z}{2 \times 75}$</p>
<u>Dalots</u>	$Q = \frac{1}{n} S R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$	
<u>Le siphon inversé</u>	<p>Dénivellation entre les sections amont et aval du canal</p> $\Delta H = \frac{v_{av}^2 - v_{am}^2}{2g} + (K_c + K_d) \frac{v^2}{2g} + J \cdot L$	
<u>PARTITEURS</u>	<p><u>Partiteur fixe</u></p> $Q = m \times l \sqrt{2 \times g \times h^{\frac{3}{2}}}$ <ul style="list-style-type: none"> - il faut avoir $Z > h/3$ - pour le seuil <p style="margin-left: 40px;">La hauteur = $1.5 \times h_c$, avec un minimum de 10 cm</p> <p style="margin-left: 40px;">La longueur = $10 \times h_c$.</p> <p style="margin-left: 40px;">L'épaisseur = $3.5 \times h_c$</p>	
	<p><u>Partiteur mobile</u></p> <p>Débit $Q = 1,235 \times R \times h^{\frac{3}{2}}$</p> <p>La perte de charge minimum est de $0,4 \times h$</p>	
<u>PRISE TOR</u>	$\Delta h \geq h_c$ $l = \frac{Q}{(1.64 \times h^{\frac{2}{3}})}$ <p>e = 2.5 h (seuil de prise)</p> <p>d > 5.0 h_c</p> <p>e ≥ 3.5 h_c (seuil du canal)</p> <p>Le rayon de courbure du seuil de prise : entre 0.05 et 0.10 m.</p>	

Tableau VII 1: Récapitulatif; dimensionnement des ouvrages du réseau

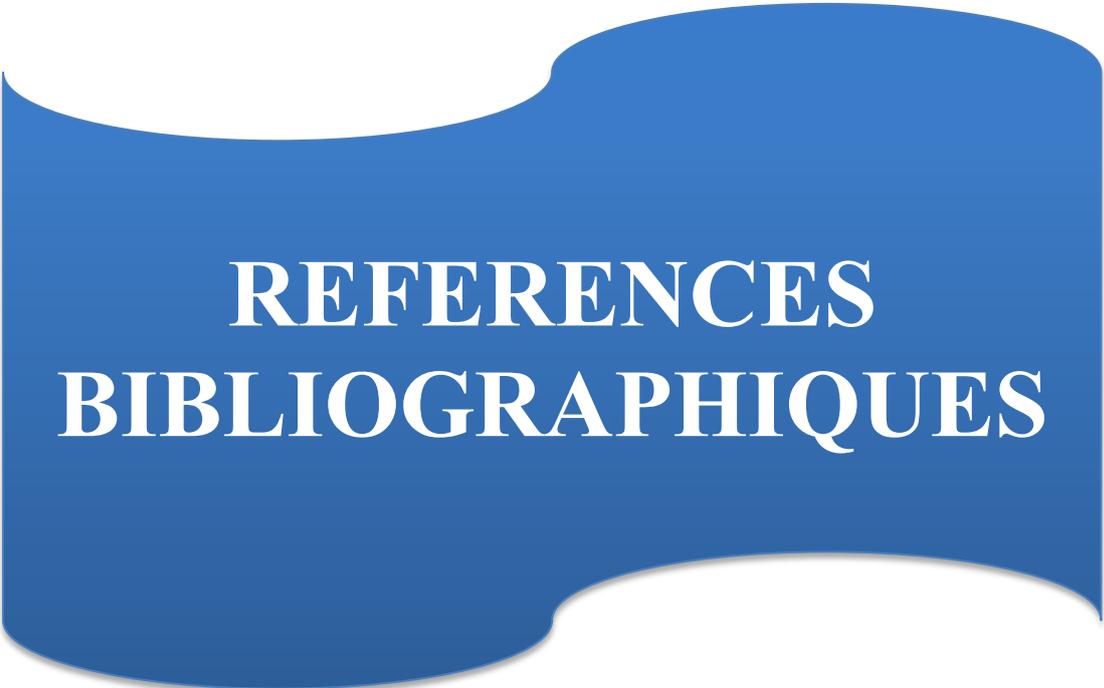
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude constitue une petite contribution à l'élaboration d'un guide technique qui peut être une référence pour les intervenants dans le secteur de la PMH. En plus d'avoir rassemblé le maximum d'informations sur les ouvrages hydrauliques, ce travail a permis de mettre le doigt sur un ensemble de problèmes rencontrés lors de la mise en œuvre des aménagements hydro-agricoles dans ce secteur. Mais vu l'insuffisance du temps alloué au présent travail et le choix des périmètres dont les ouvrages ne sont pas encore mis en eau, ce travail doit être complété par des diagnostics exhaustifs sur terrains permettant la vérification des dimensions des ouvrages et leur fonctionnement hydraulique.

En guise de complément à ce travail de fin d'Etude, on recommande, dans le cadre de travaux ultérieurs, d'aborder les points suivants :

- ⇒ Vérification du fonctionnement hydraulique des ouvrages exécutés sur la base d'un diagnostic exhaustif de ces ouvrages sur le terrain.
- ⇒ Etablissement de formules générales pour le calcul du métré de chaque type d'ouvrage.
- ⇒ Conception de programmes informatiques pour le dimensionnement des ouvrages d'irrigation rencontrés dans les périmètres de PMH.



**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

Liste des références bibliographiques

- 1) ADI (Compagnie d'Aménagement Agricole et de Développement Industriel). (1997). Etudes d'aménagement des périmètres d'irrigation prévus dans le cadre du programme de développement des provinces du nord- Lot N°4. Etude d'avant-projet détaillé. Périmètre Sidi Mohamed Sahli. Note de calcul Hydrauliques.41p.
- 2) AGR, DAHA (Administration du Génie Rural, Direction des Aménagements Hydro-Agricoles). « Sans date ». Manuel technique de conception des ouvrages et réseaux d'irrigation de PMH au Maroc. « Sans lieu ».379 p.
- 3) APP (Agence du Partenariat pour le Progrès). (2012). Arboriculture fruitière, Intensification et réhabilitation de l'olivier en zones de petite et moyenne hydraulique. Site de de l'Agence du Partenariat pour le Progrès, APP. (<http://www.app.ma>)
- 4) Assi Y.H. (2005). Analyse des paramètres de dimensionnement des seuils en rivières: cas du seuil de dérivation de Taourirt dans le périmètre Oued Za (Maroc).Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur en Génie Rural, option: Irrigation et maîtrise de l'eau, Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II, Rabat, 127 p.
- 5) Bauzil V. (1952). Traité d'irrigation (texte). 61, Boul. St-Germain, Paris: Editions EYROLLES. 413p.
- 6) Belabbes K., Housseini I. M.,Khattari A. et al. (2004) Amélioration de l'efficience de la distribution en irrigation gravitaire par revêtement géo-membrane du canal arroseur. Projet WADEMED du programme du canal INCO-WADEMED, Actes du séminaire Modernisation de l'Agriculture Irriguée Rabat, du 19 au 23 avril 2004. p3. [consulté en août 2012]. 15p. <http://www.wademed.net/Articles/109BelabbesE.pdf>
- 7) Bendada B., Hargal H. (2000). Aménagements hydro-agricoles au Maroc et secteur de PMH. Revue HTE (Homme terre et eaux) de l'ANAFIDE, décembre 2000, revue N° 117, p 89-94. [consulté en Août 2012]. <http://www.anafide.org/doc/HTE%20117/117-27.pdf>

- 8) Bourhaba J. (2011). Conception participative d'un projet de reconversion collective à l'irrigation localisée au PMH (Dir de Béni Mellal). Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master Spécialisé en irrigation et maîtrise de l'eau, Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II, Rabat, 159 p.

- 9) CFGB (Comité Française des Grands Barrages). (1997). Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. , Paris; Cemagref éditions-ENGREF ,173 p.

- 10) CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales). (2005). Notice sur les déversoirs; synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs. p.78. [Consulté en Août 2012].
www.cetmef.developpement-durable.gouv.fr/.../GF_06-01_cle52db8

- 11) Degoutte G., Tran M.D et al. (1998). Traité d'irrigation. Paris : Lavoisier TEC & DOC. Chap.V, Ouvrages de tête et réseaux de distribution, p.305-428.

- 12) Degoutte, G. (2007). Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre (chapitre1). AgroParisTech, p 40.

- 13) Degoutte G., Royet P. (2009). Aide-mémoire de mécanique des sols (Publication de l'ENGREF) (Publication de l'ENGREF), p 40,41. [Consulté en mars 2012].
<http://graduateschool.agroparistech.fr/site.php?id=44&fileid=88>

- 14) DEGREMONT. (1989). Mémento technique de l'eau - Tome 2 -. Neuvième édition : Edition du cinquantenaire. p 606. 1154 p.

- 15) Diakite B.(2006). Etudes des Performances des Ouvrages Annexes des Seuils de Dérivation dans les périmètres de PMH. Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur en Génie Rural, option: Irrigation et maîtrise de l'eau, Institut Agronomique et Vétérinaire Hassan II, Rabat, 130 p.

- 16)** El Bouari A. (2004). Conception participative de l'irrigation collective. Déroulement des études de réhabilitation de la petite et moyenne hydraulique au Maroc. Projet WADEMED du programme INCO-WADEMED, Actes du séminaire Modernisation de l'Agriculture Irriguée Rabat, du 19 au 23 Avril 2004. 9 p. [consulté en Août 2012]. <http://www.wademed.net/Articles/502Bouari.pdf>
- 17)** FAO (Organisation des Nations unies pour l'Alimentation et l'Agriculture). (1982). Bulletin FAO d'irrigation et de drainage : petits ouvrages hydrauliques 26/1. Rome.
- 18)** FAO (Organisation des Nations unies pour l'Alimentation et l'Agriculture). (1982). Bulletin FAO d'irrigation et de drainage : petits ouvrages hydrauliques 26/2. Rome.
- 19)** Jraïch F. Z., Bouziani A., Akdim B. (2007). Irrigation et gestion participative des ressources en eau « Cas des PMH de la Province de Taza ». Revue HTE (Homme terre et eaux) de l'ANAFIDE, Mars 2007, revue N° 136, 2 p.
- 20)** Laith S. (2008). La petite et moyenne hydraulique (PMH): les enseignements tirés et réflexions pour de nouvelles orientations. Revue HTE (Homme terre et eaux) de l'ANAFIDE, Décembre 2008, revue N° 14, p.31-33.
- 21)** Lencastre A. (1961). Manuel d'hydraulique générale. Eyrolles, Paris. 633 p.
- 22)** Malavoi J. R. (2010). Petits ouvrages transversaux; quelques éléments techniques sur Les avantages et les inconvénients de l'effacement, Les connaître pour mieux les gérer. In: Ouvrages hydrauliques de la continuité écologique des fleuves et rivières aux projets de territoire. Cholet, 25-26 Novembre, pp.1- 48.
- 23)** MCC (Millennium Challenge Corporation). (2007). Millennium Challenge compact between the United States of America acting through the Millennium Challenge Corporation and the government of the Kingdom of Morocco.55p. [consulté en Août 2012]. <http://www.mcc.gov/documents/compact-morocco.pdf>
- 24)** OURAHOU M. (2004). Dimensionnement des ouvrages du réseau d'irrigation. 40 p

- 25) NOVEC.** (2011). Réalisation des études de projet d'exécution de deux digues de dérivation et canaux tête morte pour l'irrigation des périmètres Ouaklim et Taghzoute cercle et province de Tinghir. Note de calcul. 45p.
- 26) SCET-MAROC.** (1993). Etude d'aménagement hydro-agricole des périmètres de la première tranche du projet d'irrigation d'appoint à partir de barrages collinaire. Etude d'avant-projet détaillé. Périmètre de Tabaayat.
- 27) SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al.** (2009). Etudes d'exécution et spécifications techniques, zone 2 province d'AL Haouz, Contrat TC1B: Etudes de faisabilité, la conception, les évaluations environnementales, sociales et l'appui à l'exécution et la supervision du projet dans des secteurs irrigués - (PMH et Oasis).
- 28) SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al.** (2010 a). Rapports de faisabilité, zone 3 province de Khénifra, Contrat TC1B: Etudes de faisabilité, la conception, les évaluations environnementales, sociales et l'appui à l'exécution et la supervision du projet dans des secteurs irrigués - (PMH et Oasis).
- 29) SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al.** (2010 b). Etudes d'exécution et spécifications techniques, zone 4 province de Figuig, Contrat TC1B: Etudes de faisabilité, la conception, les évaluations environnementales, sociales et l'appui à l'exécution et la supervision du projet dans des secteurs irrigués - (PMH et Oasis).
- 30) SCET SCOM, ADI (Maroc), CID et al.** (2010 c). Etudes d'exécution et spécifications techniques, zone 3 province de Khénifra, Contrat TC1B: Etudes de faisabilité, la conception, les évaluations environnementales, sociales et l'appui à l'exécution et la supervision du projet dans des secteurs irrigués - (PMH et Oasis).
- 31) SOGETHA (Société Générale des Travaux Hydro-Agricoles) et Les services du secrétariat d'Etat aux Affaires Etrangères chargé de la Coopération de la République Française.** (1969). Les ouvrages d'un petit réseau d'irrigation, techniques rurales en Afrique. Deuxième édition.

32) US Bureau of Reclamation. (1987). Design of small dams, United States Government printing office, Denver, Colorado, third edition, 860p. [Consulté en Août 2012]. http://www.usbr.gov/pmts/hydraulics_lab/pubs/manuals/SmallDams.pdf

ANNEXES

ANNEXE N°1:

Les valeurs des coefficients n , k , r_1 , r_2 , d et c définissant la forme du seuil

m	$\frac{H_a}{H_d}$	N	K	$\frac{r_1}{H_d}$	$\frac{r_2}{H_d}$	$\frac{d}{H_d}$	$\frac{c}{H_d}$
0	0.04	1.851	1.969	0.510	0.212	0.263	0.110
	0.08	1.838	1.953	0.486	0.203	0.242	0.092
	0.12	1.831	1.976	0.458	0.199	0.219	0.075
	0.16	1.830	2.041	0.423	0.196	0.194	0.061
	0.20	1.836	2.146	0.374	0.196	0.165	0.048
$\frac{1}{3}$	0.04	1.832	1.969	0.552	0.173	0.238	0.085
	0.08	1.818	1.953	0.559	0.190	0.228	0.076
	0.12	1.812	1.976	0.535	0.194	0.212	0.067
	0.16	1.811	2.041	0.476	0.196	0.190	0.056
	0.20	1.817	2.146	0.374	0.196	0.163	0.042
$\frac{2}{3}$	0.04	1.778	1.881	0.489	0.258	0.213	0.063
	0.08	1.766	1.887	0.499	0.303	0.209	0.058
	0.12	1.762	1.916	0.478	0.357	0.200	0.052
	0.16	1.766	1.970	0.299	-	0.185	0.045
	0.20	1.773	2.062	0.340	-	0.162	0.036
$\frac{3}{3}$	0.04	1.762	1.857	0.460	-	0.198	0.044
	0.08	1.760	1.869	0.465	-	0.195	0.042
	0.12	1.747	1.905	0.461	-	0.190	0.039
	0.16	1.752	1.962	0.446	-	0.180	0.035
	0.20	1.761	2.060	0.423	-	0.160	0.028

H_a = l'énergie cinétique en amont immédiat du seuil;

H_d = Charge totale de dimensionnement;

H = Charge totale, différente de H_d , pour laquelle on évalue la valeur du coefficient μ ;

m = Fruit du paement amont.

Source: 22

ANNEXE N°2:

Les valeurs du coefficient de débit μ en fonction du rapport $\frac{H}{H_d}$

m	$\frac{H}{H_d}$							
	$\frac{a}{H_d}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
0	0.2	0.380	0.401	0.419	0.434	0.446	0.457	0.468
	0.4	0.401	0.423	0.442	0.457	0.470	0.482	0.493
	0.6	0.408	0.430	0.449	0.465	0.478	0.490	0.502
	0.8	0.412	0.435	0.454	0.469	0.483	0.495	0.507
	1.0	0.415	0.438	0.58	0.473	0.487	0.499	0.511
$\frac{1}{3}$	0.2	0.383	0.404	0.423	0.438	0.450	0.461	0.472
	0.4	0.404	0.426	0.445	0.460	0.473	0.485	0.496
	0.6	0.410	0.432	0.451	0.467	0.480	0.492	0.504
	0.8	0.413	0.436	0.455	0.470	0.484	0.497	0.508
	1.0	0.416	0.439	0.459	0.474	0.485	0.500	0.512
$\frac{2}{3}$	0.2	0.390	0.412	0.430	0.446	0.458	0.469	0.481
	0.4	0.408	0.431	0.450	0.465	0.478	0.491	0.502
	0.6	0.413	0.436	0.455	0.471	0.488	0.496	0.509
	0.8	0.416	0.439	0.458	0.474	0.488	0.500	0.512
	1.0	0.418	0.441	0.461	0.476	0.491	0.503	0.515
$\frac{3}{3}$	0.2	0.393	0.415	0.434	0.449	0.462	0.473	0.484
	0.4	0.408	0.431	0.450	0.465	0.478	0.491	0.502
	0.6	0.411	0.433	0.453	0.469	0.482	0.494	0.506
	0.8	0.413	0.436	0.455	0.470	0.484	0.496	0.508
	1.0	0.414	0.437	0.457	0.472	0.486	0.498	0.510

Source:22

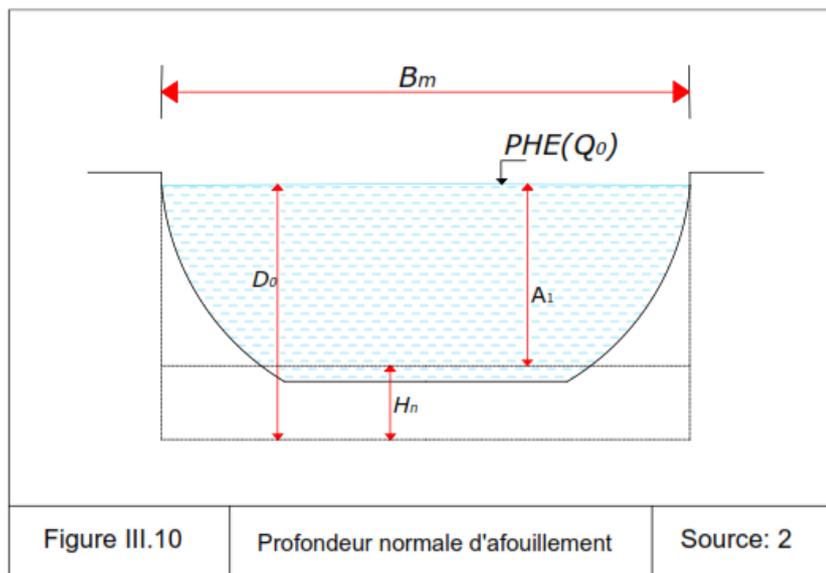
ANNEXE N°3:

Affouillement général dans une rivière

L'ampleur de l'affouillement général dans une rivière lors de passages de crue est très difficile à estimer, ou à modéliser, ce qui explique la multitude des formules et méthodes empiriques proposées dans la littérature par différents auteurs. Ces formules et méthodes qui généralement n'aboutissent jamais à la même valeur, ne sont qu'approximatives et leurs résultats sont à considérer avec toute la prudence nécessaire.

Ces méthodes se caractérisent par le fait qu'elles fournissent en général la hauteur maximale du tirant d'eau lors des crues. La différence entre cette hauteur maximale et la hauteur normale permet d'estimer l'affouillement du lit de la rivière.

Parmi ces formules on peut citer celle de KELLERHALS qui se présente sous la forme suivante:



$$D_0 = 0.249 \left(\frac{Q_0}{B_m} \right)^{0.8} \times d_{90}^{0.12}$$

Avec

D₀ : Profondeur maximale d'affouillement (m);

Q₀ : Débit de projet (m³/s);

d₉₀ : Dimensions des mailles laissant passer 90% en poids de l'échantillon prélevé dans le lit de l'oued;

B_m : largeur au miroir du lit mineur de la rivière correspondant à la crue du projet (m).

La profondeur normale d'affouillement correspondant à la formule précédente sera donnée par la relation :

$$H_n = D_0 - \frac{A_1}{B_m}$$

Avec :

H_n = Profondeur normale d'affouillement au-dessus du niveau d'équilibre du lit (m)

A_1 = Section mouillée (m²) correspondant aux PHE (crue de projet).

Le LPEE (Le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes) propose, quant-à-lui, la formule suivante pour l'estimation de la profondeur maximale d'affouillement :

$$h = D_0 = 0.217 \left(\frac{Q_0}{B_m} \right)^{6.7} \times d_{50}^{-2/7}$$

Q_0 a la même signification que précédemment (m³/s);

D_0 = Hauteur d'affouillement à partir du niveau PHE (m);

d_{50} = Dimension de la maille laissant passer 50 % en poids (cm)
d'un échantillon prélevé dans le lit de la rivière ;

B_m = Largeur de l'oued (m)

Remarques :

- 1) On constate que les deux formules font dépendre l'affouillement maximal du débit spécifique, ou débit par mètre de largeur de l'oued

$$\frac{Q_0}{B_m} = \text{Débit par mètre de largeur de l'oued}$$

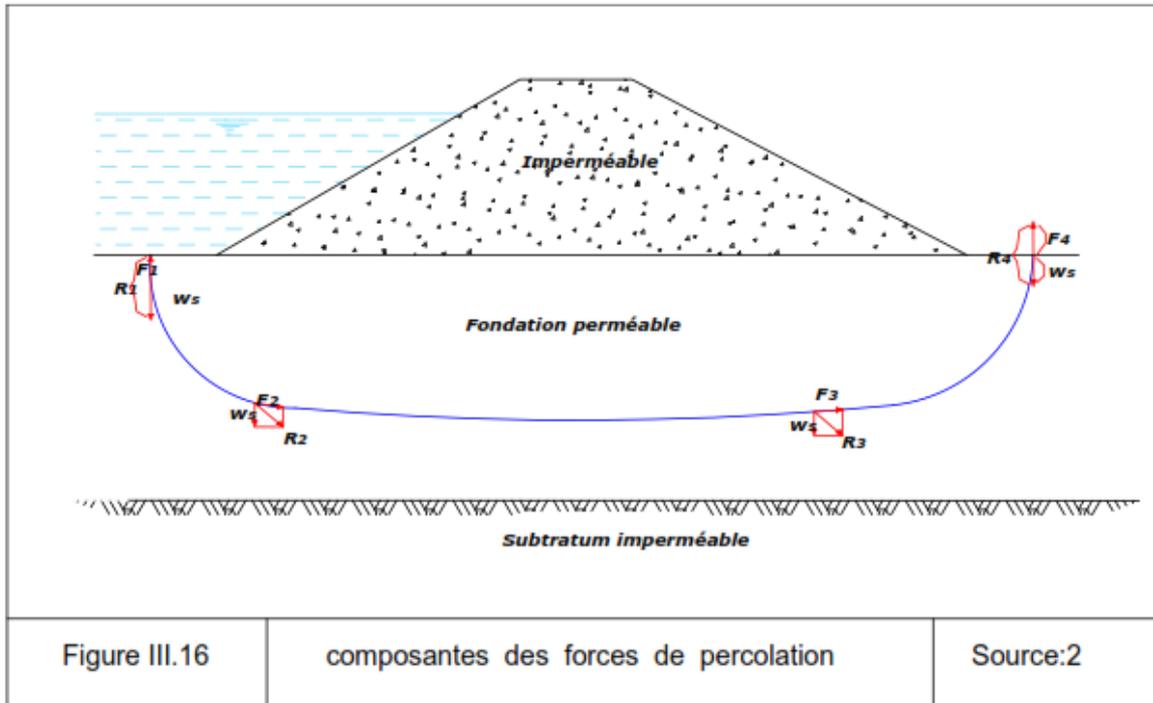
- 2) Les deux formules supposent que le lit mineur est suffisamment encaissé pour qu'il n'y ait pas de débordement lors de passages des crues.

Il s'ensuit que des hauteurs d'affouillement calculées en supposant le non débordement, sont surestimées.

ANNEXE N°4:

Influence de la nature des terrains de fondation, fondation sur sols meubles, phénomène de renard

1) Rappels concernant les forces de percolation à travers les sols meubles :



L'écoulement d'eau à travers une fondation perméable provoque l'apparition de forces de percolation dues aux frottements entre l'eau et les grains du terrain encaissant. La figure III .16 ci-avant schématise le chemin d'infiltration d'une particule d'eau dans les terrains de fondation d'un barrage.

L'eau s'infiltrant vers le bas, au pied amont du barrage, accroît le poids submergé W_s des particules par la force de percolation F_1 agissant vers le bas. Au niveau du pied aval de l'ouvrage, les forces de percolation ont tendance à soulever les particules du sol, réduisant ainsi leur poids propre.

Si la force de percolation F_4 dépasse le poids immergé des particules W_s , celles-ci vont flotter vers le haut et seront entraînées par le courant. Ce phénomène de transport ou d'érosion (renard) des matériaux de la fondation pourra progresser vers l'amont jusqu'à la formation d'un conduit entre le réservoir et l'aval, aboutissant ainsi à une aggravation rapide de l'érosion et à la ruine éventuelle de l'ouvrage.

L'expérience a montré que cette action peut être lente et accumulative dans certains cas, et aboutir à une rupture par soulèvement des terrains de fondation au pied du talus aval de l'ouvrage (cas de l'existence d'une couche peu perméable au pied aval du barrage). C'est la raison pour laquelle on a recours parfois à des puits de décharge pour éviter ce phénomène.

Remarque:

Les forces de percolations sont proportionnelles au gradient hydraulique selon la formule.

$$F_p = i \cdot \gamma_w \cdot V$$

i = gradient hydraulique

γ_w = poids volumique de l'eau

V = volume de sol considéré

F_p = force de percolation agissant sur le volume V dans le sens du courant

La force agissant sur un volume unitaire s'écrit

$$F_p = i \cdot \gamma_w$$

Ainsi, dans le noyau argileux mince d'un barrage, les forces de percolations sont très importantes alors que la vitesse est très faible, car la perméabilité des terrains argileux est très faible.

Le contrôle de l'érosion, du volume des fuites, et des pressions de soulèvement sous un seuil peut être obtenu au moyen de l'un, de tous, ou d'une combinaison des dispositifs suivants:

- Radier étanche amont avec parafouille à son extrémité,
- Radier étanche aval muni d'un écran parafouille à son extrémité aval, avec ou sans drains et filtres sous le radier.
- Parafouilles amont et/ou aval aux extrémités du seuil, avec ou sans drains et filtres.

2) Conception des seuils sur sols meubles

En dehors du problème des fuites et de celui de la dissipation d'énergie de la lame déversante au pied aval du barrage, deux problèmes majeurs doivent être étudiés et analysés, à savoir celui de l'érosion des terrains de fondation et celui de la réduction des efforts de sous-pressions.

a) Lutte contre l'érosion des terrains de fondation :

On sait que les sols meubles déposés par les eaux dans les grandes vallées fluviales constituent au point de vue des fondations, des sols qui peuvent être peu compressible mais très affouillables par contre. C'est donc surtout pour se mettre à l'abri des affouillements que l'on cherche à descendre les fondations jusqu'à la couche rocheuse, ou du moins profondément dans les terrains de fondation. Les affouillements peuvent être soit superficiels, soit profonds. Ces derniers, que de nombreux auteurs appellent le "danger du renard", résultent de l'entraînement des particules les plus fines sous l'action du gradient hydraulique.

Si l'on se reporte à l'étude de la filtration, on sait que la relation de Darcy s'écrit :

$$v = k \cdot i$$

$$i = \text{gradient hydraulique} = \frac{h}{L}$$

v étant la vitesse de filtration

k étant le coefficient de filtration, ou de perméabilité

h étant la charge

L étant la longueur du cheminement des filets ou du sable à traverser.

On a vu que les forces de courants sont proportionnelles au gradient hydraulique. On voit que pour un sol meuble donné et une hauteur de retenue donnée, on ne peut diminuer h qu'en augmentant L . Par suite, pour éviter que le gradient hydraulique entraîne les plus fines particules du sol, il suffit d'élargir suffisamment le radier du barrage pour que la valeur de $i = \frac{h}{L}$ reste acceptable.

Autrement dit, il faut que la longueur des lignes de fuite soit suffisante pour que les forces de filtration restent inférieures aux forces d'entraînement des particules les plus fines du sol de fondation.

Règle de BLIGH :

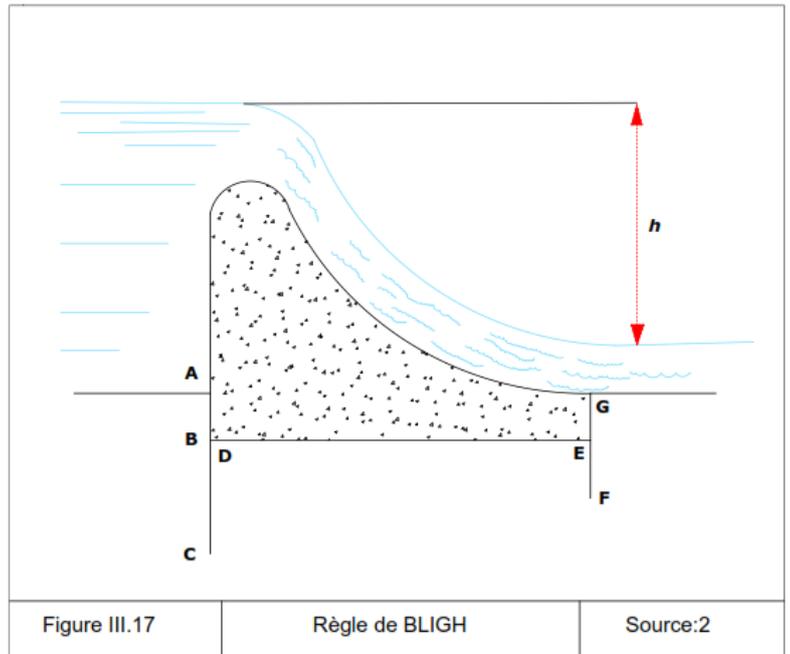
L'ingénieur anglais Bligh, dans une étude publiée en 1912, a admis que les lignes de fuite préférentielles sont les lignes de contact entre le barrage (parafouille compris) et la fondation, soit dans le cas de la figure ci-après, le trajet ABCDEFG = l

Avec la condition $DE > 2 CD$, faute de quoi le trajet à prendre en considération serait CF au lieu de CDEF.

Le gradient de percolation est estimé par

$$i = h / l = 1/C$$

C étant le coefficient de Bligh.



D'après les observations de Bligh et ses nombreuses expériences (faites aux Indes), il faut que C, l'inverse du gradient hydraulique ait au minimum les valeurs suivantes :

Nature du sol	Valeur de C
Sables fins et limons	$C > 18$
Sables fins	$C > 15$
Gros sables	$C > 12$
Mélange de sables et graviers	$C > 9$
Mélange de sables, graviers et galets	$C > 6$

Tableau III. 5 : Les valeurs du coefficient de BLIGH

Source: 2

Règle de LANE :

Ce second auteur a estimé que les valeurs données par la règle précédente pour les longueurs des lignes de fuite étaient excessives et qu'il était inexact de donner une importance égale aux cheminements horizontaux l_h et aux cheminements verticaux l_v , ceux-ci étant plus efficaces que les horizontaux pour limiter la percolation et les phénomènes qui en découlent.

Il a proposé la condition suivante pour vérifier la stabilité contre le phénomène de renard

$$l_v + \frac{1}{3}l_h > C'.h, \quad \text{ou} \quad (l_v + \frac{1}{3}l_h) / h > C'$$

et a donné les valeurs suivantes pour le coefficient C' qui représenterait également l'inverse du gradient hydraulique i .

Nature du sol	Valeur minima de C'
Sables très fins et limons	$C' > 8.5$
Sables fins	$C' > 7$
Sables moyens	$C' > 6$
Gros sables	$C' > 5$
Petits graviers	$C' > 4$
Graviers moyens	$C' > 3.5$
Gros graviers	$C' > 3$
mélange de gravier et de blocs	$C' > 2.5$
Argile plastique	$C' > 3$
Argile de consistance moyenne	$C' > 2$
Argile dure	$C' > 1.8$
Argile très dure	$C' > 1.6$

Tableau III. 6 : Les valeurs du coefficient de Lane

Source: 2

D'autre part, deux rideaux successifs ne peuvent être pris en compte pour la détermination des lignes de fuite, que si leur distance horizontale est égale à deux fois la hauteur du rideau amont. Mais en pratique, toutes les fois que cela est possible, il vaut mieux constituer le parafouille amont par un voile de béton coulé en place et bien damé pour assurer une liaison parfaite entre le béton et le terrain.

En outre pour augmenter la longueur des lignes de fuite, il ne faut pas trop compter sur les radiers aval destinés à recevoir la lame déversante, en raison des fissurations de ces radiers qui sont toujours à redouter.

Par contre les avant-radiers en béton ou en couches argileuses sont efficaces.

Certains auteurs recommandent de se placer dans les conditions de sécurité maximale en procédant comme suit:

- 1) Calculer la longueur à donner aux lignes de fuite, en adoptant les règles de LANE.
- 2) Appliquer pour le calcul des sous-pressions la règle de BLIGH qui conduit à des sous-pressions plus fortes que celles de LANE.

Cette démarche paraît excessive, tout en risquant de provoquer la confusion entre les coefficients à utiliser dans chaque étape.

Pour cela, il est plutôt recommandé de n'utiliser que la règle de LANE, que ce soit pour l'estimation des sous-pressions ou la vérification de la stabilité des terrains de fondation contre le phénomène de renard.

Remarques:

Les rideaux de palplanches qui pourraient être utilisés pour construire les parafouilles amont et aval ne sont réellement efficaces que si l'on est sûr que les palplanches ne se sont pas déboîtées au battage ou lors du vibrofonçage.

Il faut bien garder à l'esprit que la mise en place d'un rideau étanche en palplanches n'est pas toujours aisée. Les palplanches réputées étanches possèdent en effet des serrures qui assurent la continuité entre deux palplanches adjacentes.

Pour que le rideau de palplanches soit efficace, il faut qu'il n'y ait eu ni déchirure, ni déformations importantes des palplanches. Ceci suppose généralement des terrains sableux ou graveleux ne contenant pas de gros blocs.

Dans le cas des rivières marocaines situées au piedmont, leurs alluvions renferment couramment de gros blocs qui empêchent la mise en œuvre d'un rideau de palplanche étanche. Donc, en plus du coût élevé des palplanches, il y'a l'inconvénient lié au fait qu'elles ne peuvent remplir correctement leur rôle que dans des sols ne renfermant pas de gros blocs.

b) Etude des sous-pressions sous le seuil selon la méthode de Lane

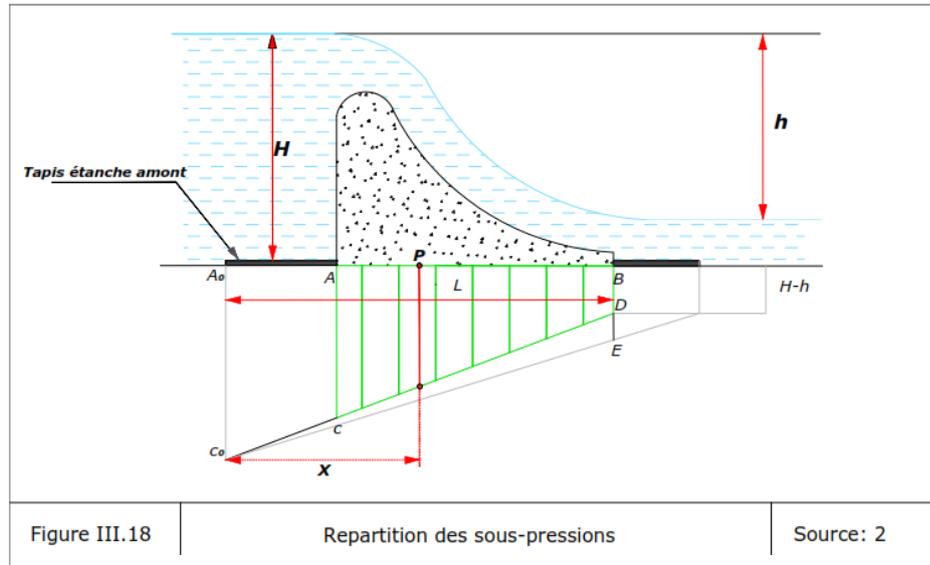
Remarque :

La méthode proposée ci-après est une méthode simplifiée qui permet l'estimation rapide mais assez grossière des sous-pressions. Pour une estimation plus rigoureuse, tenant compte en particulier de la différence entre perméabilité verticale et horizontale, on peut soit utiliser l'analogie électrique, soit des programmes de calcul.

Action des sous-pressions :

Celles-ci, qui peuvent être négligeables dans le cas des barrages étroits sont importantes lorsque l'ouvrage comporte de larges radiers.

En chaque point P d'abscisse x comptée à partir du point A₀, ces sous-pressions sont égales à la pression hydrostatique H diminuée de la perte de charge due à la filtration de l'eau à travers les terrains de fondation. (Figure III.18)



$$P = H - h \frac{X}{L}$$

- **h** : la charge consommée le long de la ligne de fuite (différence entre les côtes de l'eau à l'amont et à l'aval du barrage) ;
- **L** : longueur totale de la ligne de fuite ;
- **X** : la longueur (calculée suivant le même principe) du tronçon de la ligne de fuite entre l'origine de celle-ci (A₀) et le point considéré.

Cette expression est exacte si l'on suppose un terrain homogène le long de la ligne de fuite.

On peut représenter la valeur de la sous-pression en chaque point en traçant la ligne piézométrique droite qui s'obtient en joignant le point C₀ extrémité de l'ordonnée A₀C₀ pression maximum, au point D extrémité de l'ordonnée BD de pression minimum.

La sous-pression totale sous le barrage est représentée par la surface hachurée verticalement.

On voit en outre, que plus on allonge L au-delà de B, c'est à dire la largeur de l'arrière radier, plus la sous-pression totale sous le seuil s'accroît (ABCE au lieu de ABCD).

Cet exemple montre la difficulté qu'il y a, à satisfaire deux exigences contradictoires pour un seuil sur sol meuble :

- La première exigence consiste à réduire la valeur du gradient hydraulique pour éviter le phénomène de renard, et ce en allongeant le plus possible les chemins de percolation des particules fluides aux moyens de tapis étanches et de parafouilles profonds.
- La seconde exigence consiste à réduire au maximum la résultante des pressions hydrostatiques de soulèvement du seuil, pour améliorer sa stabilité au glissement et au renversement. Ceci peut se faire par réduction des dimensions de la base du seuil.

Pour chaque cas donné, il faudra donc, identifier la difficulté la plus importante à résoudre pour concevoir le projet en conséquence dans le but d'aboutir à la solution optimale sur le plan technico- économique.

Ainsi si le risque d'érosion par renard des terrains de fondation est le risque majeur, le problème principal sera celui de la réduction du gradient hydraulique. Il faudra donc prévoir des tapis étanches amont et / ou aval avec des parafouilles importants, les dimensions du seuil devant être adaptées aux sous- pressions résiduelles.

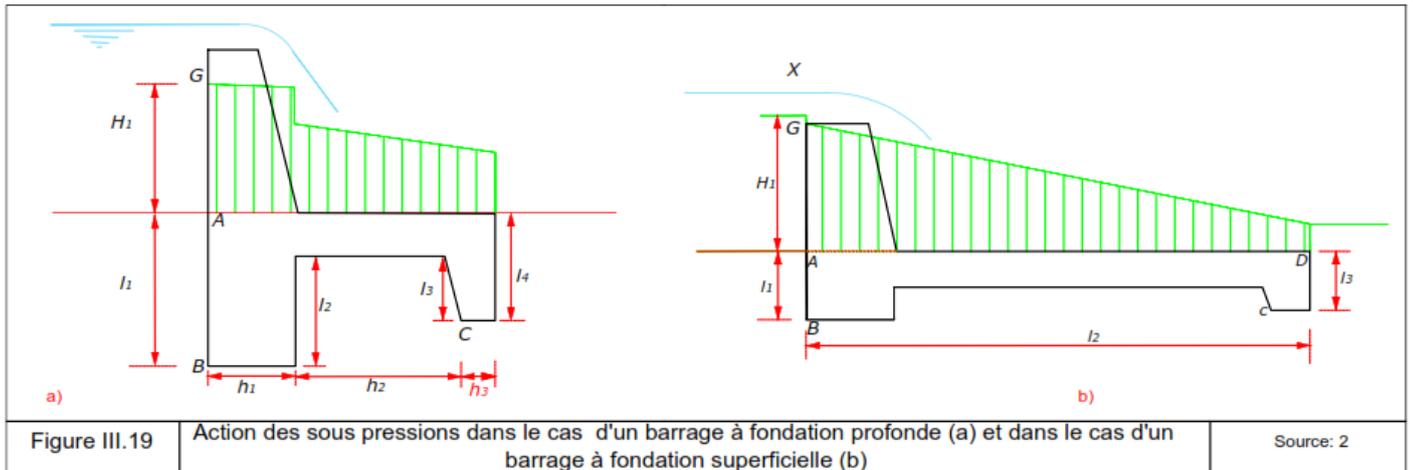
Si le problème de stabilité est primordial devant celui de l'érosion par renard. Il faudra chercher à réduire la valeur de la résultante des pressions de soulèvement, en réduisant l'aire de la surface sur laquelle elles agissent, ce qui pourrait conduire à des seuils plus courts mais plus massifs.

Comparaison des cas d'un barrage à fondations étroites et profondes et d'un barrage fondations superficielles et larges. (cf. figure III.19)

Quand le seuil repose sur une fondation sensible à l'érosion par entrainement des fines, il faut réduire la valeur du gradient hydraulique, source de cette érosion, soit en utilisant un seuil peu large mais muni d'éperons ou parafouilles verticaux efficaces dans la dissipation de la charge, soit en utilisant un seuil à large fondation superficielle. Car l'efficacité d'un écoulement sous

une fondation horizontale dans la dissipation de la charge est trois fois moindre que celle d'un écoulement le long d'un parafouille vertical (règle de LANE).

Dans les deux cas, le but à atteindre et d'arriver à avoir à l'aval de l'ouvrage, un gradient



hydraulique ne provoquant pas l'entrainement des particules.

Comparons les résultats de la méthode de construction du diagramme des sous-pressions de deux seuils, l'un à fondations verticales profondes et radier étroit (fig.III.19 (a)), l'autre fondation horizontale superficielle (fig.III.19 (b)).

Déterminons graphiquement la valeur des sous-pressions.

La longueur de la ligne d'infiltration n'est pas égale à la largeur du barrage, mais a totalité du chemin parcouru par l'eau circulant sous l'ouvrage

Détermination et représentation graphique des sous pressions (fig.III.19)

Pour le barrage à fondations profondes, on peut écrire selon LANE, que la longueur du chemin de percolation est :

$$l_1 + \frac{h_1}{3} + l_2 + \frac{h_2}{3} + l_3 + \frac{h_3}{3} + l_4 \quad \text{figure.III.19 (a)}$$

et pondérer la perte de charge et la sous-pressions selon la règle de LANE pour définir le diagramme de sous-pressions sous le seuil.

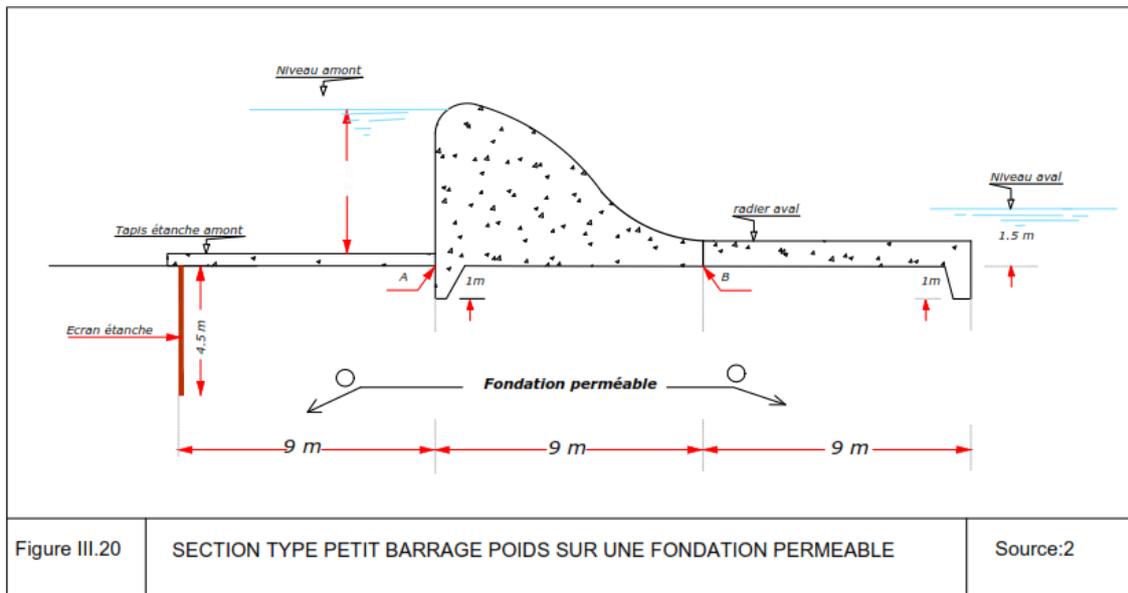
Pour le barrage à fondations superficielles, la longueur du chemin de percolation est

$$I_1 + \frac{I_2}{3} + I_3 \quad \text{figure.III.19 (b)}$$

Il faudra, dans la pratique, envisager les deux solutions et retenir la solution optimale du point de vue technico- économique.

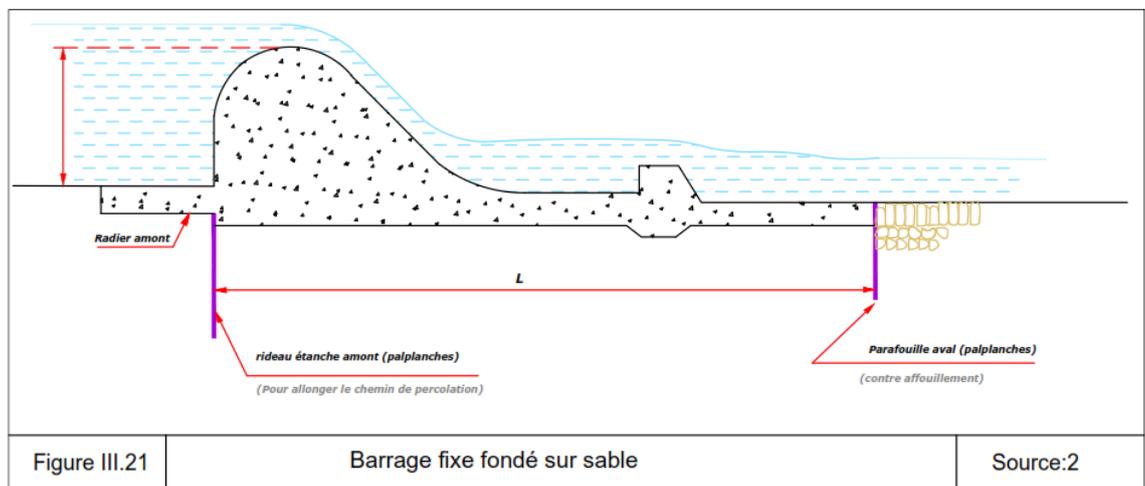
Dans le paragraphe ci-après (c), on montre la manière d'utilisation de la règle de LANE pour estimer les pertes de charges et les sous-pressions sous un seuil déversant.

La figure III. 20 donne le profil d'un barrage à fondations superficielles et à redans.



Remarque - Influence des sous-pressions sur l'arrière radier (fig. III.21)

L'arrière-radier d'un barrage doit être capable de résister aux sous-pressions qu'il subit. Rappelons que quand le corps est complètement noyé, la résultante des sous-pressions équivaut à la poussée d'Archimède.



Si l'on veut équilibrer la résultante des sous-pressions H, exprimée en mètres d'eau par le poids propre du seuil (de densité γ_d), et en se donnant une marge de sécurité de 1/3, l'épaisseur minimum du radier sera:

$$e = \frac{4}{3} \times H(\gamma_d - 1)$$

Cette épaisseur ne pourra être réduite, le cas échéant, que moyennant des dispositions appropriées (drainage, armatures, etc...)

- c) Application de la règle de LANE à l'estimation des sous-pressions sous un ouvrage de dérivation et de la vérification de la stabilité contre le phénomène de renard (USBR, 1987) figure III. 20

Les murs écrans, les tapis (radier) amont et aval, et les drains sont mis en place pour trois raisons:

- Pour contrôler et réduire le débit de fuites sous le barrage
- Pour limiter l'intensité des sous-pressions de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage
- Pour limiter la valeur du gradient hydraulique et réduire le risque d'érosion par renard.

L'importance et la répartition des sous-pressions d'infiltration dans les terrains de fondation ainsi que le débit de fuites pour une perméabilité donnée, peuvent être obtenus à partir du réseau d'infiltration. Les réseaux d'infiltration correctement tracés sont plus précis que la méthode de Lane.

Le débit de fuites peut être estimé par l'utilisation de la formule de Darcy. La théorie du cheminement pondéré telle que développée par Lane peut être utilisée pour concevoir et dimensionner les petits barrages en béton construits sur des fondations perméables. Bien qu'il s'agisse d'une méthode empirique, elle a acquis la confiance de nombreux praticiens et été employée avec succès pour le dimensionnement de nombreuses structures. Lane a testé sa théorie en analysant plus de 200 barrages construits sur des fondations perméables et qui ont, soit subi des dommages, soit rempli correctement leur rôle.

Ses conclusions principales sont les suivantes:

- 1) Le cheminement de percolation pondérée sous un barrage est la somme des cheminements verticaux (plus raides que 45°), et du tiers de la somme des cheminements horizontaux (moins raides que 45°).
- 2) Le coefficient de charge pondéré C est pris égal au rapport de cheminement pondéré à la charge effective: $C = \frac{L}{H_{\text{eff}}}$, H_{eff} = différence de charge entre l'amont et l'aval du barrage.
- 3) Les filtres et drains inversés et les tuyaux drainants peuvent être utilisés pour accroître la sécurité contre les effets néfastes des sous-pressions. Le coefficient de charge pondérée peut être réduit de 10% si de tels dispositifs sont utilisés.
- 4) Il faut s'assurer que les écrans étanches sont correctement ancrés à leur extrémité afin que l'eau de percolation ne les contourne pas.
- 5) Les pressions de soulèvement à utiliser dans le dimensionnement peuvent être estimées en supposant que la chute de pression, entre la retenue et le niveau aval le long de la ligne de contact barrage- fondation, est proportionnelle à la distance de cheminement pondérée.

La règle de Lane exprime (entre autres) la condition pour qu'un renard ne se forme pas. Elle s'écrit:

$$L_v + \frac{1}{3}l_h \geq CH$$

C étant le coefficient de charge pondéré pour le sol de fondation considéré

Ou
$$\frac{L_v + \frac{1}{3}l_h}{h} \geq C$$

Cette formule montre que les écrans verticaux sont plus efficaces dans la réduction des pressions que les fondations horizontales.

d) Dispositifs de protection contre les effets de l'eau: filtres et drains

1) Définitions et critères :

Pour prévenir le phénomène d'entraînement des fines, les sols érodables ne doivent jamais être en contact direct avec d'autres sols ou enrochements ayant des vides plus grands que certaines grosses particules du sol érodable. Si tel est le cas, il faut intercaler entre les 2 sols un filtre pour empêcher la migration du sol érodable à travers le sol possédant de gros interstices.

Le filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines du sol érodable. Les particules qui risquent d'être entraînées par la circulation de l'eau. Pour empêcher le transport des particules fines à travers le filtre, les pores du filtre doivent être suffisamment petits pour s'opposer à la migration de certaines grosses particules du sol à protéger.

Le problème de filtre a été étudié par plusieurs chercheurs, dont Terzaghi, qui avec Bertram ont énoncé les règles suivantes: quand le sol à protéger est constitué par un sol pulvérulent sans cohésion, le filtre doit satisfaire les critères suivants (**Degoutte, 2007**) :

1^{er} critère :

$$\frac{D_{15} \text{ filtre}}{d_{85} \text{ sols}} < 4 \text{ ou } 5$$

Ce critère est destiné à empêcher le déplacement des particules du sol à travers le filtre on l'appelle parfois critère d'érosion ou de renard.

NB : D_{15} et d_{85} sont les diamètres des tamis laissant passer respectivement 15% en poids du matériau le plus grossier et 85% en poids du matériau le plus fin.

2^{ème} critère :

$$\frac{D_{15} \text{ filtre}}{d_{15} \text{ sols}} > 4 \text{ ou } 5$$

Il s'agit d'un critère de perméabilité.

En effet les pores du filtre doivent être suffisamment grands pour permettre à l'eau filtrée de s'évacuer sans engendrer de pressions interstitielles, et ce critère signifie que la perméabilité du filtre doit être suffisamment grande pour que ce filtre joue le rôle de drain.

Il est à noter que les filtres et drains sont souvent associés, le filtre pouvant jouer lui-même le rôle de drain dans certains cas.

Les drains destinés à évacuer des débits importants, sans création de pressions interstitielles notables, sont généralement constitués soit de graviers perméables, soit de tuyaux poreux en plastique ou en béton.

Les filtres et drains peuvent jouer un rôle primordial dans la stabilité et la pérennité des seuils de dérivation construits sur sols meubles, car la mise en place de filtres et drains sous le seuil ou son arrière- radier permet de contrôler la valeur de la pression de soulèvement sous le seuil.

3) Remarque: filtres pour sols argileux : (AGR/DAHA)

Les règles de filtres précédentes, énoncées pour les sols pulvérulents sans cohésion (sables ...) sont très conservatrices quand le sol à protéger possède une cohésion qui lui confère une résistance intrinsèque à l'érosion, ce qui est le cas des sols argileux, limono-argileux ou ayant une matrice argileuse importante qui donne à la masse une cohésion notable.

Rappelons que pour les barrages, on accepte généralement que le noyau argileux soumis à des gradients très forts de l'ordre de 2 à 3, soit protégé à l'aval par des sables ayant un D_{15} de l'ordre de 0.4 à 0,5 mm. Des sables ayant un D_{15} de l'ordre de 0.7 à 1.5 mm protègent efficacement les noyaux argileux. Ceci est dû au fait que les particules argileuses se flocculent toujours, sauf quand il s'agit de sols dispersifs. Cette plus grande résistance des sols cohérents à l'érosion hydraulique est également soulignée par la règle de Lane qui affecte aux argiles les valeurs les plus faibles du coefficient C.