
SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	0
SOMMAIRE... ..	I
NOMENCLATURES... ..	II
LISTE DES ACRONYMES.....	V
LISTE DES FIGURES.....	VI
LISTE DES TABLEAUX	VII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE BASE.....	3
1.1. CONTEXTE GENERAL DE LA COMMUNE.....	4
1.1.1. Situation géographique de la commune.....	4
1.1.2. Ressources naturelles	4
1.1.2.1. Climat	4
1.1.2.2. Hydrologie.....	5
1.1.3. Situation démographique des trois Fonkotany à électrifier.....	5
1.1.4. Situation socioéconomique de la localité.....	6
1.1.5. Situation socioculturelle	6
1.1.6. Equipement collectifs existants dans la localité	6
1.1.7 Conclusion	7
1.2. EVALUATION DES BESOINS EN ELECTRICITE.....	7
1.2.1. Energie consommée par la commune rurale d'Ankililaoka :	8
1.2.2. Evaluation de charges actuelles.....	9
1.2.3. Evaluation des besoins projetés dans 20ans	11
CHAPITRE 2 : ETUDES TECHNIQUES DE TERRAIN	13
2.1. Détermination du potentiel hydraulique du site.....	14
2.1.1. Identification des sites potentiels pour les différents ouvrages	14
2.1.2. Evaluation des débits du site	15
2.1.2.1. Evaluation du débit réel de la rivière.....	15
2.1.2.2 Evaluation du débit de crue décennal	16
2.1.2.3. Evaluation du débit d'étiage	17
2.1.2.4 Calcul du débit à dériver	17

2.1.2.5 Calcul du débit utile ou débit d'équipement Q_u	17
2.1.3 Hauteur de chute	18
2.1.4. Résultats.....	18
2.1.5 Estimation de la puissance	18
2.2. Identification des lieux d'implantation des différents ouvrages hydrauliques.....	18
CHAPITRE 3 : ETUDES TECHNIQUES DE BUREAU.....	20
3.1. Dimensionnement des ouvrages hydrauliques du site	21
3.1.1. Barrage de dérivation	21
3.1.1.1. La longueur du barrage et hauteur de charge	21
3.1.1.2. Conception générale du barrage	22
3.1.1.3. Détermination de la hauteur de la crête du barrage	22
3.1.1.4. Longueur de crête du barrage	23
3.1.1.5. Largeur de base de la section du barrage	23
3.1.1.6. Détermination de la stabilité du barrage	34
3.1.2 Mur d'ancrage	27
3.1.3. Ouvrage d'amenée	28
3.1.3.1. Dimensionnement de la prise d'eau.....	28
3.1.3.2. Dimensionnement de l'avant canal	29
3.1.3.3. Dimensionnement du canal d'amenée	30
3.1.3.3.1 Choix et justification de canal d'amenée	30
3.1.3.3.2 Condition à respecter	30
3.1.3.3.3 Tracé du canal et justification de choix.....	30
3.1.3.3.4 Conception du canal d'amenée.....	30
3.1.3.4. Dessableur.....	32
3.1.3.5. Chambre de mise en charge	34
3.2. Conduite forcée	36
3.2.1. Description	36
3.2.2. Choix et justification de la conduite forcée :	36
3.2.3. Dimensionnement de la conduite et facteurs à prendre en compte...	37
3.2.4. Diamètre économique de la conduite.....	37
3.2.5. Perte de charge dans la conduite	38

3.2.5.1. Perte à l'entrée de la conduite	38
3.2.5.2. Perte de frottement dans la conduite forcée	39
3.2.5.3. Les pertes dans les coudes :	39
3.2.5.4. La perte de charge dans la vanne d'arrêt :	39
3.2.6. Epaisseur de la conduite forcée	40
3.2.6.1. Phénomène de coup de bélier :	40
3.2.6.2. Visualisations physiques	41
3.3 Canal de restitution_	42
3.4. Types et caractéristiques des turbines.....	42
3.4.1 Choix du type de turbine	42
3.4.1.1 Classification des turbines	42
3.4.1.2 Vitesse spécifique	42
3.4.1.3 Débit de tracée	43
3.4.1.4 Choix de turbine	44
3.4.2. Turbines Kaplan	44
3.4.2.1. Constitution et principe de fonctionnement	44
3.4.2.2. Domaine d'utilisation	44
3.4.2.3. Elément de calcul.....	44
3.4.2.3.1 Dimensionnement de la roue	45
3.4.2.3.2 Dimensionnement de la bêche spirale.....	46
3.4.2.3.3 Dimensionnement du diffuseur.....	48
CHAPITRE 4 : ESTIMATION DU DEBIT VOLUMIQUE D'UNE RIVIERE A PARTIR DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS	50
4.1. Historique	51
4.2. Neurone formel	54
4.2.1. Structure des réseaux de neurones	54
4.2.1.1 Différents types de fonctions de transfert	56
4.2.2. Architectures de Réseau de neurones.....	58
4.2.2.1. Réseaux non bouclés.....	58
4.2.2.2. Réseaux bouclés ou dynamiques	59
4.2.2.3. Perceptrons Multicouches.....	61
4.2.2.4. Mise en œuvre du perceptron multicouche	62

4.3. Approximation universelle	62
4.4. La propriété de parcimonie	62
4.5. Phase D'apprentissage.....	63
4.5.1. Le mode non supervisé	63
4.5.2. Le mode supervisé	64
4.5.3. Algorithmes de minimisation	64
4.5.3.1. Principe des algorithmes utilisés	64
4.5.3.1.1 Descente du gradient.....	65
4.5.3.1.2 Méthode de Newton	66
4.5.3.1.3 La méthode de quasi-Newton	66
4.5.3.1.4 Problème des minima locaux.....	67
4.5.3.1.5 Erreur quadratique	67
4.5.3.1.6 La technique de rétropropagation	67
4.5.3.2. Généralisation	70
4.5.3.3. Le problème de surapprentissage	70
4.5.3.3.1. Définition de surapprentissage	70
4.5.3.3.2. Biais et variance.....	70
4.5.3.3.3. <i>Early stopping</i>	71
4.5.3.3.4. <i>Weight decay</i>	72
4.6. Résultats.....	73
4.6.1 Bases de données utilisées	73
4.6.2 Application sur la base des données de la rivière d'Ambohimambola	73
4.7. Construction d'une base de données des débits d'eau	76
4.7.1. A partir des réseaux de neurones artificiels.....	76
4.7.2. A partir du système d'information géographique.....	76
CONCLUSION.....	78
BIBLIOGRAPHIE	
LISTE DES ANNEXES	

NOMENCLATURES

A - Lettres latines

Symbole	Désignations	Unités
P	Charge à la projection	kWh
P _i	Demande de charge actuelle	kWh
t	Taux de croissance de la demande	%
a	Année de projection	[-]
V	Vitesse de l'eau	m ³ /s
V _{moy}	Vitesse moyenne de l'eau	m/s
S	Section	m ²
Q	Débit réel	m ³ /s
Q _{crue}	Débit de crue décennal	m ³ /s
R _{crue}	Rayon hydraulique de crue	m
S _{crue}	Section de crue	m ²
K	Coefficient de rugosité	[-]
i	Pente	%
P _{crue}	Périmètre mouillé de crue	m
P _{ét}	Périmètre mouillé d'étiage	m
Q _{dér}	Débit dérivé	m ³ /s
Q _{ét}	Débit d'étiage	m ³ /s
Q _u	Débit utile	m ³ /s
Q _{res}	Débit de restitution	m ³ /s
P _{él}	Puissance électrique	kWh
m _d	Coefficient de débit	[-]
L _B	Longueur du barrage	m
H _C	Hauteur de charge	m
g	Accélération de pesanteur	m/s ²
H _{PHEC}	Plus haut niveau d'eau cyclonique	m
b _c	Crête du barrage	m
B	Base du barrage	m
X _G	Abscisse du centre de gravité	m

Y_G	Ordonnée du centre de la gravité	m
Y_C	Centre de poussée	m
M_{st}	Moment de stabilité	daNm
M_{re}	Moment de renversement	daNm
S_T	Section totale	m ²
F_0	Poussée d'eau	daN /mL
P_B	Charge du barrage	daN
P_{adm}	Pression admissible	bar
S_p	Section de prise d'eau	m ²
F_h	Force horizontale	daN
F_v	Force verticale	daN
f	Coefficient de frottement	[-]
B_{mur}	Base du mur	m
L_{mur}	Longueur du mur	m
Y_0	Point d'application de la poussée d'eau	m
Y_t	Point d'application de poussé de la terre	m
F_t	Force de la terre	N
P_{mur}	Poids de mur du barrage	daN
h_p	Hauteur de la prise d'eau	m
b_p	Largeur de la prise d'eau	m
n	Coefficient de Manning	[-]
b	Largeur du canal	m
l	Largeur du canal	m
e	Epaisseur	m
h	Hauteur du canal	m
V_u	Volume utile	m ³
V_{ch}	Volume de chambre de mise en charge	m ³
L	Longueur de la conduite forcée	m
h_r	Perte de charge linéaire	m
D	Diamètre de la conduite	mm
C	Coefficient de Chézy	[-]
R_h	Rayon hydraulique	m

B-Lettre Grec

Symboles	Désignations	Unités
μ	Coefficient de débit	[-]
λ	Coefficient des pertes de charge	[-]
σ_{adm}	Contrainte admissible du matériau	[N/mm ²]
ρ	Masse volumique	[kg/m ³]
ΔH	Suppression de la conduite	[m]
v	Vitesse spécifique scientifique	[-]
φ	Angle de frottement	degré

LISTE DES ACRONYMES

MCH	MicroCentrale Hydroélectrique
PVC	Polychlorure de vinyle (matière plastique)
RNA	Réseau de Neurones Artificiels
MLP	Multi Layer Perceptron
APIPA	Autorité pour la Protection contre les Inondations de la Plaine d'Antananarivo.
PMC	Perceptrons MultiCouches

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Carte de localisation de la commune rurale d'Ankililoaka.....	4
Figure 1.2 : Groupe électrogène existant à Ankililaoka.....	8
Figure 2.1 : Organigramme pour évaluer le potentiel hydraulique du site	14
Figure 2.2 : Emplacement du barrage	19
Figure 2.3 : Emplacement de la centrale d'Ankililaoka.....	19
Figure 3.1 : Barrage classique.....	22
Figure 3.2 : Dessableur.....	33
Figure 3.3:Chambre de mise en charge	35
Figure 3.4 : Roue de la turbine Kaplan	45
Figure 3.5 Bâche spirale de la turbine Kaplan.....	47
Figure 3.6 Diffuseur de la turbine Kaplan.....	48
Figure 4.1 : Un neurone biologique du cerveau humain	51
Figure 4.2 : La comparaison entre un neurone biologique et un neurone artificiel	52
Figure 4.3 : Différents types de neurones.....	54
Figure 4.4 : Structure d'un neurone artificiel.....	55
Figure 4.5 : La fonction « hardlim »	56
Figure 4.6 : la fonction « linéaire »	57
Figure 4.7 : la fonction « log-Sigmoïd »	57
Figure 4.8 : La fonction « tansig »	58
Figure 4.9 : Schéma synoptique d'un réseau de neurone non bouclé	58
Figure 4.10 : Réseau PMC à n entrées, Nc neurones cachés et un neurone de sortie	59
Figure 4.11 : Schéma synoptique d'un réseau de neurone bouclé	60
Figure 4.12 : Forme canonique d'un réseau de neurones bouclé	61
Figure 4.13 : Exemple d'un perceptron	61
Figure 4.14 : mode non supervisé	63
Figure 4.15 mode supervisé	64
Figure 4.16 : Principe de la descente de gradient	66
Figure 4. 17 : Illustration du compromis biais/variance	71
Figure 4.18 : Early stopping	72
Figure 4.19 : Courbe d'apprentissage	74
Figure 4.20 : Courbe du Test	74
Figure 4.21 : Courbe d'optimisation	75
Figure 4.22 : Courbe d'apprentissage avec Weight Decay.....	75
Figure 4.23 : Courbe Test avec Weight Decay.....	75
Figure 4.24 : Potentiel hydroélectrique (sites supérieur à 60MW)	77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Situation démographique des Fonkotany à électrifier.....	6
Tableau 1.2 : Equipements collectifs existants dans la localité	7
Tableau 1.3. : Caractéristiques du groupe électrogène	8
Tableau 1.4.: Evaluation de la charge journalière du secteur habitat.....	9
Tableau 1.5. : Evaluation de la charge journalière du secteur service et collective.....	10
Tableau 1.6. : Evaluation de la charge journalière du secteur commerce.....	10
Tableau 1.7. : Evaluation de la charge journalière du secteur artisanal	11
Tableau.1.8. : Energie consommée de novembre 2008 jusqu'à septembre 2009	12
Tableau 1.9. Evaluation de la demande en énergie et évolution de la population dans les 20 ans à venir.	12
Tableau 2.1. : Mesure de débit actuel	16
Tableau 2.2 : Evaluation du débit de crue.....	16
Tableau 2.3 : Evaluation du débit d'étiage.....	17
Tableau 2.4 : Récapitulation des résultats.....	18
Tableau 3.1 : Dimensionnement du barrage	23
Tableau 3.2 : Vérification de stabilité du barrage	24
Tableau 3.3 : Vérification du tiers central.....	25
Tableau 3.4 : Vérification de stabilité et de la règle du tiers central.....	26
Tableau 3.5 : Vérification au glissement.....	26
Tableau 3.6 : Vérification de stabilité des murs d'ancrage.....	27
Tableau3.7 : Dimensionnement de prise d'eau	29
Tableau 3.8 : Dimensionnement de l'avant canal	29
Tableau 3.9 : Dimensionnement du canal d'aménagé	32
Tableau 3.10 : Dimensionnement du dessableur	34
Tableau 3.11 : Dimensionnement de chambre de mise en charge	36
Tableau 3.12 : Paramètres de la conduite forcée.....	37
Tableau 3.13 : Diamètre normalisés des conduites en P.V.C	39
Tableau 3.14.: Domaine d'utilisation des turbines.....	43
Tableau 3.15. : Récapitulation des résultats.....	43
Tableau3.16 : Dimensionnement de la roue.....	46
Tableau 3.17 : Nombre de pale en fonction de vitesse spécifique	46
Tableau 3.18 : dimensionnement de la bêche	48
Tableau 3.19 : dimensionnement de diffuseur	49

INTRODUCTION GENERALE

A notre époque, sans l'électricité, la vie quotidienne serait difficilement envisageable, il est ainsi nécessaire de savoir la produire de manière efficace et continue. L'énergie est devenue le moteur de l'ensemble de notre système de production et par conséquent, elle constitue le levier du développement du Pays.

Durant ces dernières années, à Madagascar, la puissance électrique disponible s'élève à 275MW sur une puissance estimée à 7500MW. Madagascar possède d'importantes sources hydroélectriques non exploitées.

Ainsi, les statistiques montrent que les microcentrales hydrauliques (MCH) occupent actuellement la première place et toute porte à croire qu'elles la garderont encore pendant les prochaines années. Les microcentrales hydroélectriques connaissent un intérêt croissant dans le contexte actuel de technologies basées sur les énergies renouvelables. Elles pourraient constituer le moyen le plus économique d'électrification des localités isolées.

Mais leurs installations sont confrontées à un certain nombre de problèmes tels que le manque de données hydrologiques pour les petites rivières. Pourtant, les débits des rivières constituent un facteur déterminant dans ce domaine. D'où, pour contourner ce problème, notre choix porte sur l'utilisation des réseaux de neurones artificiels, afin d'évaluer la modélisation des potentialités hydroélectriques. La libération du secteur électrique dans des nombreuses régions offre des opportunités pour les nouveaux acteurs, surtout dans les localités encore non électrifiées.

A la fin de l'année 1997, une trentaine d'articles portant sur l'application des RNA à la gestion des ressources en eau ont été publiés. Une des premières applications fut celle de la prévision de la demande en eau de la ville de Canberra en Australie [1]. Ensuite, d'autres applications à la prévision de la consommation d'eau ont mené à des résultats jugés satisfaisants [2] [3]. Par la suite, la moitié des applications hydrologiques concernent les prévisions des débits, crues et étiages des rivières.

La prédiction de la qualité de l'eau représente environ 20% des applications des RNA en hydrologie.

Maier et Dandy (1996) ont utilisé un réseau Perceptron Multicouche (PMC) pour la prévision de 2 semaines en avance du degré de salinité de l'eau de la rivière Murray en Australie [4].

Seulement 10% des applications recensées concernent la prévision des apports naturels dans les réservoirs hydroélectriques [5].

Dans tous les travaux entrepris, les bases de données étaient complètes. A Madagascar, le nombre de stations d'acquisition de données est d'un nombre très insuffisant. D'où notre objectif qui consiste entre autres, à exploiter les capacités des RNA dans la modélisation des régimes annuels et interannuels des cours d'eau afin de combler le vide laissé par le manque de données lors des phases d'études et d'exploitation des MCH.

Dans le projet d'électrification de la commune rurale d'Ankililoaka, cette présente étude constitue la conception de la réalisation d'une microcentrale hydroélectrique sise Ankililaoka.

Notre travail comporte de deux grandes parties :

La première partie concerne le dimensionnement des ouvrages hydrauliques d'une MCH: cas de la commune rurale d'Ankililoaka et se divise en trois chapitres.

- Le premier chapitre comporte l'étude socio-économique.
- Le second chapitre concerne l'étude technique sur terrain.
- Et le troisième chapitre développe le dimensionnement des ouvrages hydrauliques.

La deuxième partie est consacrée à :

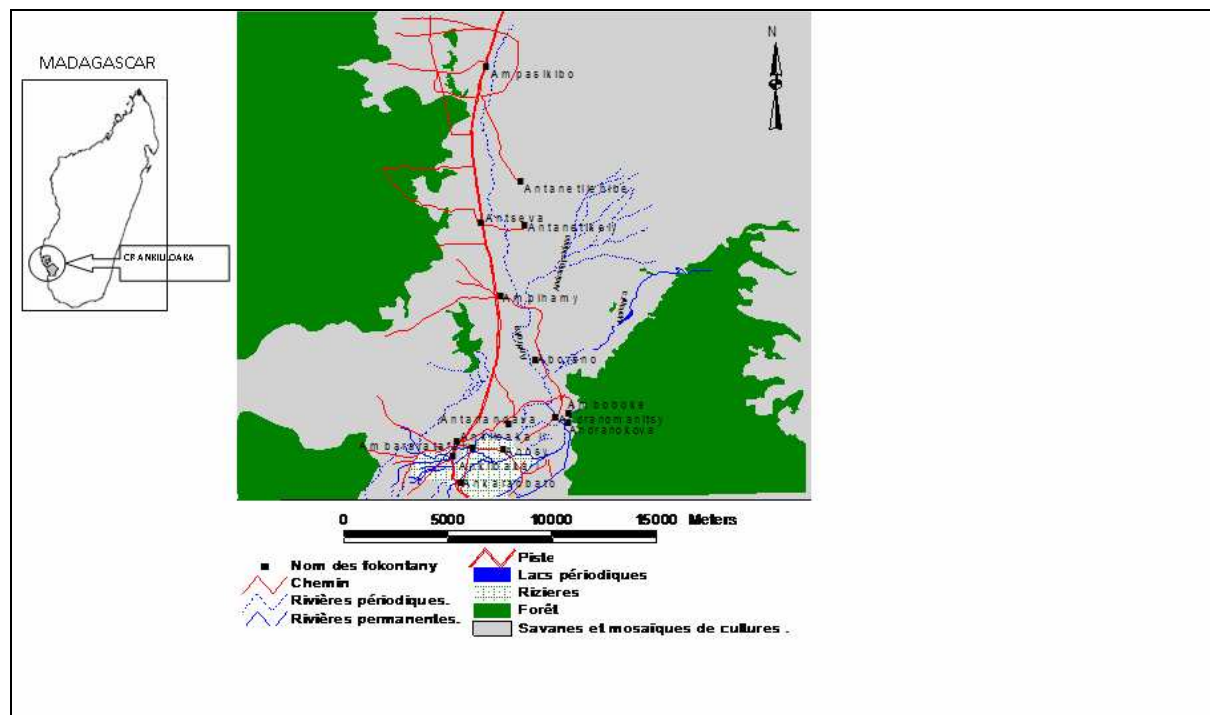
- L'estimation des débits d'eau à partir des Réseaux de Neurones Artificiels en appliquant sur le cas de la rivière d'Ambohimambola.

Une conclusion générale termine notre travail.

CHAPITRE 1 : ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE DE BASE

1.1. CONTEXTE GENERAL DE LACOMMUNE

1.1.1. Situation géographique de la commune



Source : Réalisée par l'auteur à partir de la BD200 de la FTM

Figure 1.1 : Carte de localisation de la commune rurale d'Ankililoaka

La commune rurale d'Ankililoaka se trouve dans la partie sud de Madagascar. Elle se situe entre les latitudes 22°30' et 22°48' Sud et sa longitude est comprise entre 43°30' et 43°48' Est. Administrativement, la commune rurale d'Ankililoaka appartient au district de Tuléar II de la région Atsimo-Andrefana. Elle a une superficie de 758,976 km². Elle est reliée à la ville de Tuléar par la route nationale RN9, à 70km au nord de celle-ci. Elle est composée des vingt trois (23) Fonkotany.

1.1.2. Ressources naturelles

1.1.2.1. Climat

D'une manière générale, le climat de la commune rurale d'Ankililoaka s'apparente à celui de la région Atsimo-Andrefana.

- **Saison** : On distingue deux saisons principales, la saison fraîche en hiver austral, ayant lieu normalement du mois d'Avril au mois de Juin et la saison chaude ou

saison sèche s'étalant du mois de juillet au mois de Mars. Cette saison inclut une brève période des pluies, parfois aléatoire, souvent très irrégulière et toujours de faible précipitation (moins de 60mm par an).

- **Température :** La variation des températures reste faible tout au long de l'année avec une amplitude annuelle comprise entre 7°C et 10°C. Les températures moyennes annuelles sont généralement comprises entre 25°C et 23°C. Les températures moyennes enregistrées à la saison fraîche sont assez basses et leur valeur minimale du mois de juin peut descendre en deçà de 10°C. Ces manifestations sont principalement liées à la continentalité et à l'altitude du lieu.
- **Pluviométrie :** À la ville de Tuléar, la période pluvieuse ne couvre que deux mois (Janvier et Février). Elle est à la fois très courte et tardive. Néanmoins, dans les régions avoisinantes, en particulier, dans la sous-préfecture de Tuléar II, la pluviométrie est différente. Cette région à vocation agricole a la possibilité de pratiquer deux saisons de culture avec des variétés adaptées (riz, maïs, pois de cap, manioc,...). Les précipitations moyennes annuelles sont partout inférieures à 750 mm.

1.1.2.2. Hydrologie

Un autre trait physique marquant la région Sud Ouest est la présence d'un système aquifère très développé. En effet, les conditions techniques et stratigraphiques nécessaires à l'existence des nappes phréatiques sont ici réunies. Ces dernières sont classées en quatre grandes familles, à savoir :

- Les nappes phréatiques alluviales qui sont des nappes libres installées dans des alluvions qui jalonnent le cours d'un fleuve.
- Les nappes phréatiques sub-affluentes.
- Les nappes phréatiques des cordons dunaires du littoral qui sont exploitées sous forme de puits par les villageois avec des débits toujours faibles.
- Les nappes profondes des plateaux intérieures.

La région d'Ankililaoka possède l'une des plus importantes nappes souterraines de Tuléar.

1.1.3. Situation démographique des trois Fonkotany à électrifier

Tout projet d'électrification doit faire appel à la connaissance du poids démographique de la zone d'intervention du projet. Le tableau 1.1 nous donne le nombre de la population totale des Fonkotany d'Ankililoaka I, d'Ankililoaka II et d'Ambararatafaly en 2007 et 2008.

Tableau 1.1 : Situation démographique des Fonkotany à électrifier

Année	2007	2008
Nombre total d'habitant	5931	6342
Nombre total de ménage	—	671

Source : Commune rurale d'Ankililoaka

1.1.4. Situation socioéconomique de la localité

Du point de vue économique, la population peut être classée selon le revenu du ménage, comme suit [source : Enquête ménage effectuée par l'auteur Avril 2009] :

- **Ménage pauvre** : 55,7% ayant une maison en ritsoka ou ravalala à une seule pièce, composé de huit (8) personnes par ménage, disposant de moins de 2ha de champ de riz irrigué et moins de 0,5ha de champ de manioc et de maïs et ne possédant pas de zébu.
- **Ménage moyenne** : 34% vivant dans une maison en planche avec une toiture en ravalala comportant 2 à 3 pièces, cultivant 1 à 5 ha de champ de riz irrigué et 1 à 3ha de champ de manioc et de maïs et élevant 1 à 5 zébus .
- **Ménage aisé** : 10,3%, disposant d'une à trois maisons de 2 à 3 pièces et gros propriétaire foncier d'une surface jusqu'à 20ha.

1.1.5. Situation socioculturelle

- **Religion** : les différentes religions existantes dans les trois Fonkotany ciblés sont religion chrétienne et religion musulmane.
- **Us et coutumes** : La population d'Ankililoaka est constituée, en majeure partie, des personnes qui sont encore fidèles aux coutumes ancestrales. Par exemple, en cas de décès, la communauté alloue à la famille du défunt la cotisation faite par la famille et le tout est réglementé par un Dina.

1.1.6. Equipement collectifs existants dans la localité

Outre les ménages, les équipements socio-collectifs doivent être munis d'un système d'électrification. Le tableau 1.2 suivant montre les différentes infrastructures à la disposition de la population locale.

Tableau 1.2 : Equipements collectifs existants dans la localité

Infrastructures	Désignation
Infrastructures hydrauliques collectives	Vovo
Infrastructures de communication / information	Réseau de communication : orange
	Réception émission (RNM, TVM et Radio Mazava)
Infrastructures culturels	Bibliothèque
	Foyer des jeunes
	Terrain foot et basket
Infrastructures de santé	CSB I
Infrastructures d'administration	Bureau communal
Infrastructures d'éducation	EPP
	CEG
	LYCEE

Source : Commune rurale d'Ankililoaka

D'après le tableau 1.2, on constate que dans les trois Fonkotany, il est fort nécessaire la mise en place d'un système d'électrification rurale. Les enquêtes sur terrains montrent que seuls le Bureau communal et le CSB bénéficient d'une électrification.

1.1.7 Conclusion

Les enquêtes que nous avons menées auprès des villageois dans la commune, plus précisément dans les trois villages chefs lieux de la commune, nous ont permis de connaître les données de base de ces trois villages (données démographiques et socioéconomiques). Pour la commune d'Ankililaoka, les principales activités économiques sont les cultures de riz, de maïs et de manioc et l'élevage de bovin. D'où il s'avère nécessaire de mettre en place un projet d'électrification rurale destiné à promouvoir et à développer les capacités agricoles et agronomes de la commune dans l'avenir.

1.2. EVALUATION DES BESOINS EN ELECTRICITE

L'évaluation des besoins en électricité est un facteur important dans l'étude de faisabilité de tout projet d'électrification. Elle dépend toujours des contextes économique et démographique du site touché par le projet.

1.2.1. Energie consommée par la commune rurale d'Ankililaoka :

La commune dispose déjà d'une source d'énergie grâce à une centrale thermique fonctionnant avec 1 groupe électrogène comme l'indique la figure 1.2. Les caractéristiques de ce groupe sont données dans le tableau 1.3.

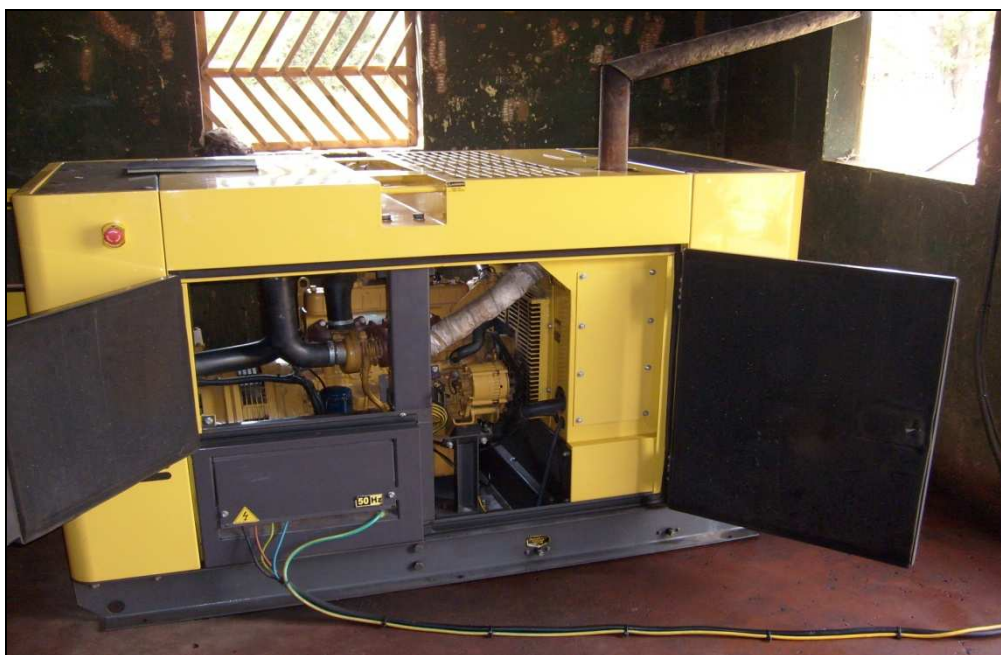


Figure 1.2 : Groupe électrogène existant à Ankililaoka

Tableau 1.3. : Caractéristiques du groupe électrogène

MODEL KDE 35SS3		
RATED POWER	kVa	28/35
RATED FREQUENCY	Hz	50/60
RATED VOLTAGE	V	(230/400)/(240/416)
RATED CURRENT	A	40.4/48.6
POWER FACTOR		0.8 (Lag)
RATED ROTATE SPEED	Tr/min	1500/1800
PHASE		3 phases
WEIGHT	kg	985

Source : SM3E Ankililaoka

1.2.2. Evaluation de charges actuelles

➤ **Secteur habitat** : Dans ce secteur, la charge est basée essentiellement sur l'éclairage. La charge intermédiaire est due aux divers appareils utilisés.

Tableau 1.4.: Evaluation de la charge journalière du secteur habitat

Classification		Nombre	Puissance unitaire [W]	Nombre d'heures	Puissance totale [kWh]
Eclairage	Incandescent	78	75	113	76.105
Frigidaire/Congélateur		12	350	72	302.400
Télévision		24	100	107	256.800
Radio cassette		20	5	120	12.000
Lecteur DVD/VCD		21	40	81	68.040
Ventilateur		2	120	4	0.960
Fer à repasser		2	1000	1	2.000
Téléphone		24	3	24	0.576
TOTAL					618.841

Source : enquête

➤ Secteur service et collectivité

La charge respective sur les différents secteurs existants dans les trois secteurs ciblés du Fonkotany d'Ankililaoka est récapitulée dans le tableau 1.5

Tableau 1.5. : Evaluation de la charge journalière du secteur service et collective

	Classification	Désignation	Nombre	Puissance unitaire [W]	Nombre d'heures	Puissance totale [kWh]
Santé	CSB I	Lampe	3	100	6	1.800
Socioculturel	Eglise	Lampe	4	100	4	1.600
		synthétiseur	1	40	4	0.160
Administration	Mairie	Lampe	4	100	6	2.400
		Ordinateur	1	250	6	1.500
		Télévision	1	100	4	0.400
Public	Poteau d'éclairage	Lampe HPL	14	100	4	3.600
TOTAL						11.460

Source : Enquêtes

➤ **Secteur commerce**

Le tableau 1.6 récapitule les différents appareils existants dans ce secteur.

Tableau 1.6. : Evaluation de la charge journalière du secteur commerce

Classification	Désignation		Puissance unitaire [W]	Nombre d'heures	Puissance totale [kWh]
	Epicerie /Bars	Hôtels/ restaurants			
Frigidaire/ Congélateur	7	5	350		
Télévision	8	4	100	6	7.200
Radio cassette	5	4	5	6	0.270
Ventilateur	6	3	120	6	4.320
Lecteur DVD/VCD	7	3	40	6	2.400
Ampoule incandescente	14	10	75	4	7.200
Total					46.540

Source : Enquêtes

- **Secteur artisanal :** Les principales activités artisanales existantes dans les trois Fonkotany ciblés avec leur charge respective sont détaillées dans le tableau 1.7.

Tableau 1.7. : Evaluation de la charge journalière du secteur artisanal

Classification	Type moteur	Nombre	Puissance unitaire en [kW]	Puissance totale [kW]
Atelier fer	Poste soudure	2	1500	3.000
Couture	Machine à coudre	1	75	0.075
	Fer à repasser	2	1000	1.000
Pneumatique	Compresseur	1	1500	1.500
Réparateur électrique	Fer soudé	1	75	0.075
Total				5.640

Source : Enquêtes

1.2.3. Evaluation des besoins projetés dans 20ans

L'étude à long terme d'un système de production et de transport d'énergie électrique nécessite une analyse de la demande de charge. Pour les dimensionnements de la production, transport et la distribution électrique il faut mettre en évidence l'augmentation, généralement due à la situation économique du village, des charges demandées par les utilisateurs. Cette analyse comporte en principe une évaluation des besoins futurs.

Pour bien dimensionner le système, on a choisi une projection de besoin dans 20 ans. Plusieurs hypothèses d'évolution de la consommation ont été formulées, basées soit sur les critères démographiques et économiques, soit sur la tendance de la croissance antérieure ou en prenant compte les projets énumérés dans programmation. Il est évident qu'il est nécessaire d'associer un domaine d'incertitude à chacune des valeurs énoncées.

Cette projection de la demande peut être donnée par la formule empirique suivant[6] :

$$P = P_i (1 + t)^a \quad (1.1)$$

Avec :

P, la charge à la projection

P_i, la demande de charge actuelle

t, le taux de croissance de la demande (en%)

a, l'année de projection

Cette formule est applicable dans tous les secteurs en déterminant leur taux de croissance dépend de l'évolution de la demande en énergie de secteur.

Application

D'après les informations recueillies auprès des ménages ainsi que les responsables de la centrale thermique y existant, nous avons le tableau 1.8.

Tableau.1.8.Energie consommée de novembre 2008 jusqu'à septembre 2009

Mois	Energie consommée (kWh)
Novembre (2008) jusqu'à Avril (2009)	7 155
Mai (2009) jusqu'à septembre (2009)	8 125

Source : SM3E Ankililaoka

D'après le tableau 1.8, on suppose que le taux de croissance annuelle de la consommation en énergie est de 6% (voir tableau 1.8). Et pour la population, d'après le tableau 1.1, le taux de croissance est 6,4%.

L'évaluation de la demande en énergie et l'évolution de la population pour les trois Fonkotany, projetée dans 20 ans sont récapitulées dans le tableau 1.9.

Tableau 1.9. Evaluation de la demande en énergie et évolution de la population dans le 20 ans à venir.

Année	2009	2014	2019	2024	2029
Nombre de population	6747	8648	11793	16082	21931
Consommation en énergie en kWh	15310	20488	27418	36691	49101

Ainsi, nous pouvons dire que l'évaluation de la demande en énergie de ces trois Fonkotany a été faite à partir des enquêtes et informations ainsi que des recensements sur les lieux.

CHAPITRE 2 : ETUDES TECHNIQUES DE TERRAIN

2.1. Détermination du potentiel hydraulique du site

L'évaluation du potentiel hydraulique se base sur les éléments qui sont :

- Le débit d'eau de la rivière ou du fleuve
- La hauteur de la chute d'eau de l'exploitation
- La longueur de la conduite forcée ainsi que celle du canal d'amenée

Nous avons suivi les étapes indiquées sur l'organigramme de la figure 1.3 lors de l'évaluation du potentiel hydraulique du site étudié.

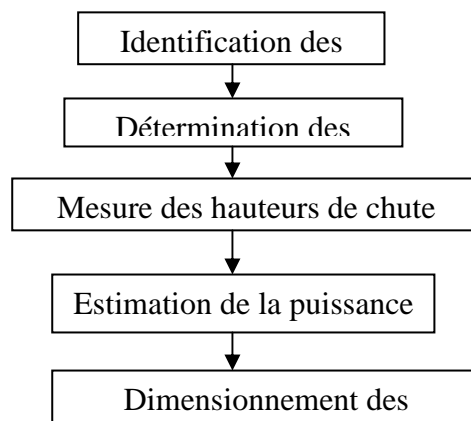


Figure 2.1 : Organigramme pour évaluer le potentiel hydraulique du site

2.1.1. Identification des sites potentiels pour les différents ouvrages

L'identification du site potentiel s'était effectuée selon la trajectoire du profil en long de la rivière d'Ankililaoka, travail effectué en collaboration avec quelques villageois. Ce site est à l'altitude de 1.90m et la distance site-centre de village est de 300m. Il est accessible à pieds et à véhicule à tout moment de la saison pour les raisons suivantes :

Ce site répond notamment aux critères tels que :

- Topographie : l'altitude est suffisante pour l'exploitation.
- Hydrologique : la ressource en eau est exploitable.
- Environnemental : il faut protéger les faunes et faune avoisinantes.
- Erosion : l'aménagement de la centrale hydroélectrique ne doit pas la favoriser.

2.1.2. Evaluation des débits du site

2.1.2.1. Evaluation du débit réel de la rivière

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de débit d'un cours d'eau telles que les méthodes basées sur des formules : méthode de flotteur, méthode des moulinets hydrométriques, mesures volumétriques, mesures tensométriques du débit, méthodes thermoélectriques, méthode électromagnétique, méthodes chimiques et électrochimiques et les méthodes de utilisant des débitmètres : débitmètre électronique, débitmètre à ultrasons.

Quant à nous, nous avons appliqué la méthode "flotteur " pour évaluer le débit de la rivière d'Ankililaoka, car elle reste encore la méthode la plus pratique à Madagascar, à cause de l'insuffisance des appareils de mesure.

A cet effet, nous avons basé notre expérimentation sur le principe suivant :

Nous avons choisi d'abord une partie de la rivière où il n'y avait eu aucun tourbillon. Nous avons placé un objet flottant qui était un tronc de bois ou une bouteille à moitié émergée au milieu de l'écoulement. Nous avons enregistré le temps $t[s]$ mis par le flotteur pour parcourir une distance de longueur $L[m]$. Et nous avons mesuré la vitesse de surface $[m/s]$ qui est le rapport entre la longueur L et le temps t .

Ainsi, si nous avons indiqué par V , la vitesse de déplacement du flotteur au milieu de la surface de la rivière, il vient :

$$V = \frac{\text{Dis tan ce } L \text{ entre deux sections considérées en } [m]}{\text{Temps moyen } T \text{ de parcours du flotteur entre ces deux sections en } [s]}$$

(2.1)

La vitesse moyenne du flotteur est calculée par la relation [6] :

$$V_{moy} = 0,8. V \quad (2.2)$$

Si $S = \sum S_i$ où les S_i sont les différentes formes des sections formant la section transversale de la lame d'eau.

En désignant par Q , le débit actuel de la rivière, exprimé en m^3/s , alors il vient :

$$Q = V_{moy} \cdot S \quad (2.3)$$

Après plusieurs de mesures que nous avons faites, on abouti à ces résultats suivants.

Tableau 2.1. : Mesure de débit actuel

Paramètre	Site
Temps moyen [s]	7.80
Distance [m]	8.50
Vitesse [m/s]	1.09
Vitesse moyenne [m/s]	0.88
Section [m ²]	0.51
Débit de la rivière [m ³ /s]	1.07

2.1.2.2 Evaluation du débit de crue décennal

On peut évaluer le débit décennal par la formule de MANING STRICKLER [6] :

$$Q_{crue} = K \cdot S_{crue} \cdot R_{crue}^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (2.4)$$

Où K s'appelle coefficient de Strickler caractéristique de l'état des berges, une grandeur sans dimension.

S_{crue} , section transversale de crue cyclonique de la rivière.

R_{crue} , le rayon hydraulique, en [m], et égal au rapport S_{crue}/P_{crue} , S_{crue} étant la surface mouillée et P_{crue} , le périmètre mouillé du lit de la rivière.

i , la pente moyenne du lit de rivière, donnée par les données topographiques effectuées sur terrain.

Tableau 2.2 : Evaluation du débit de crue

Paramètres	site
Section transversale S_{crue} [m ²]	3.1000
Périmètre mouillé du lit P_{crue} [m]	5.1000
Rayon hydraulique R_{crue} [m]	0.6078
Coefficient de Strickler K [-]	12
Pente moyenne du lit i [-]	0.0655
Débit de crue décennale Q_{crue} [m ³ /s]	6.8325

2.1.2.3. Evaluation du débit d'étiage

Nous avons aussi utilisé la formule de MANING-STRICKLER pour évaluer le débit d'étiage du site :

$$Q_{\text{dét}} = K \cdot S_{\text{dét}} \cdot R_{\text{dét}}^{\frac{2}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \quad (2.5)$$

Où $S_{\text{ét}}$ est la section transversale d'étiage de la rivière

$R_{\text{ét}} = S_{\text{ét}} / P_{\text{ét}}$ est le rayon hydraulique, avec $P_{\text{ét}}$ est périmètre mouillé d'étiage de la rivière.

Tableau 2.3 : Evaluation du débit d'étiage

Paramètres	site
Section transversale $S_{\text{ét}}$ [m ²]	0.8000
Périmètre mouillé du lit $P_{\text{ét}}$ [m]	2.8000
Rayon hydraulique $R_{\text{ét}}$ [m]	0.2857
Coefficient de Strickler K [-]	12
Pente moyenne du lit i [-]	0.0655
Débit d'étiage $Q_{\text{ét}}$ [m ³ /s]	1.0660

2.1.2.4 Calcul du débit à dériver

Selon la loi de protection des eaux, une plage de 10 à 30% du débit principal doit être restituée. Alors, le débit à dérivé $Q_{\text{dér}}$ ou débit turbinal est la différence entre le débit s'écoulant dans la rivière Q_{riv} et le débit de restitution $Q_{\text{rés}}$. Ce débit à dérivé est le débit pour lequel le canal d'amenée est dimensionné.

2.1.2.5 Calcul du débit utile ou débit d'équipement Q_u .

Par définition, le débit utile est le débit qui correspond à la puissance installée définie dans le paragraphe 2.1.5. Il est à noter que la conduite forcée est dimensionnée à partir de ce débit d'équipement, d'où il vient [6]:

$$Q_u = \frac{Q_{\text{dér}}}{1.1} \quad (2.6)$$

2.1.3 Hauteur de chute

La hauteur de chute brute est la différence d'altitude entre le niveau à la prise d'eau et celui à l'aval de la centrale où l'eau est restituée à la rivière d'où elle vient.

La hauteur de chute nette représente la hauteur effectivement disponible de la centrale.

Elle représente la différence d'altitude entre les niveaux à la chambre de mise en charge et à la chambre de restitution à l'aval de la centrale.

2.1.4. Résultats

En bref, pour avoir une vue d'ensemble des résultats expérimentaux, nous avons récapitulé les valeurs des paramètres étudiés dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 : Récapitulation des résultats

Paramètres	Site d'Ankililaoka
Débit d'étiage $Q_{\text{ét}}$ [m ³ /s]	1.07
Débit résiduel Q_{res} [m ³ /s]	0.22
Débit à dériver $Q_{\text{dér}}$ [m ³ /s]	0.86
Débit utile Q_u [m ³ /s]	0.78
Hauteur brute [m]	1.90

2.1.5 Estimation de la puissance

La sélection des ouvrages pour un pré-dimensionnement s'est faite suivant la puissance électrique disponible.

Cette dernière a été calculée avec le débit utile et 90% de la hauteur brute selon la formule [6] :

$$P_{\text{él}} = 7 \cdot H_{\text{nette}} \cdot Q_u \quad (2.7)$$

2.2. Identification des lieux d'implantation des différents ouvrages hydrauliques

Pour le site étudié, le coté d'implantations, en particulier, de la prise d'eau et des autres ouvrages hydrauliques, est la rive gauche de la rivière d'Ankililaoka, suivant son écoulement, la rive droite étant inexploitable à cause du manque d'accès aux ouvrages d'amenée.

L'emplacement de la centrale est au voisinage de la rivière, c'est-à-dire aménagement au fil de l'eau dans laquelle le débit de fonctionnement a été dérivé.

En effet, les figures 2.2 et 2.3 montrent respectivement l'emplacement du barrage et celui de la centrale à installer.



Figure 2.2 : Emplacement du barrage



Figure 2.3 : Emplacement de la centrale d'Ankililaoka

CHAPITRE 3 : ETUDES TECHNIQUES DE BUREAU

3.1. Dimensionnement des ouvrages hydrauliques du site

Le dimensionnement des divers ouvrages des différents aménagements s'appuie sur les données de base du projet telles que la puissance disponible et sur une étude comparative des diverses solutions techniques proposées.

En terme d'aménagement hydroélectrique, il y a l'existence, en général, des ouvrages de dérivation (barrage), ceux de production et ceux restitution et celle éventuelle des ouvrages d'amenée.

3.1.1. Barrage de dérivation

Un barrage est un ouvrage réalisé à travers un cours d'eau. Il retient l'eau en amont et forme avec le versant de la vallée qu'il relie un réservoir qui devient un lac artificiel.

Il existe plusieurs types de barrage selon la taille de la centrale et les caractéristiques du site d'implantation.

3.1.1.1. La longueur du barrage et hauteur de charge

Les connaissances de la longueur totale L_B du barrage qui est donnée par la largeur de la rivière et de la hauteur de charge H_c au dessus de la crête du barrage sont prioritaires pour le dimensionnement du barrage de dérivation. Ainsi, le débit que peut évacuer un barrage de longueur L_B est obtenu par la formule du déversoir de BAZIN, à savoir [6]:

$$Q_{10} = m_d L_B \sqrt{2g} (H_c)^{3/2} \quad (3.1)$$

D'où la hauteur de charge H_c est telle que :

$$H_c = \left[\frac{Q_{10}}{m_d L_B \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \quad (3.2)$$

En indiquant par g , l'accélération gravitationnelle de 9,81m/s

Q_{10} , le débit déversé au dessus de la crête du barrage qui est exprimé par la relation :

$$Q_{10} = Q_{crue} - Q_{dér} \quad (3.3)$$

Si Q_{crue} est le débit décennal ou cyclonique [m^3/s]

$Q_{dér}$, le débit à dériver pour l'installation.

3.1.1.2. Conception générale du barrage

D'une manière générale, l'étude a été menée sur un barrage classique simple à seuil déversant, construit entièrement en béton armé avec des blocs de pierre qui se trouvent sur le site et comportant une vanne de chasse en madrier. La prise d'eau adoptée a été une prise latérale rectangulaire fonctionnant en noyé.

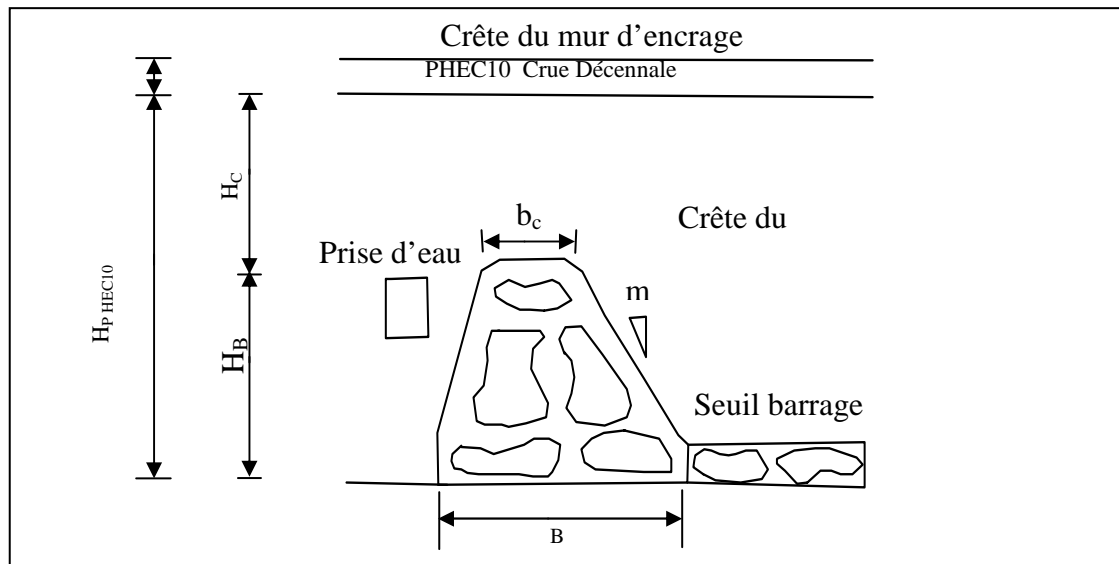


Figure 3.1 : Barrage classique

Avec :

$H_{P_{HEC}}$, hauteur maximale de l'eau cyclonique

P_{HEC10} , plus haut eau cyclonique

b_c , longueur de la crête du barrage

H_B , hauteur de la crête du barrage

H_C , hauteur de charge

B , base du barrage

m , angle d'inclinaison

3.1.1.3. Détermination de la hauteur de la crête du barrage

La hauteur de la crête est l'un des facteurs principaux pour l'aménagement d'un barrage. Elle est donnée par la relation suivante [6] :

$$H_B = H_{P_{HEC10}} - H_C \quad (3.4)$$

Où H_{PHEC} est la hauteur maximale de l'eau cyclonique identifiée à partir des traces laissées sur les berges de la rivière.

3.1.1.4. Longueur de crête du barrage

Pour éviter la rupture due au choc provoqué par les troncs d'arbres transportés par la crue et par raison économique, le paramètre b_c définissant la longueur de la crête du barrage est compris entre 20 cm et 100 cm. Nous avons pris la valeur de b_c égale à 50 cm pour une meilleure optimisation de la centrale. Un béton armé de telle épaisseur peut résister aux forces pressantes de l'eau, même en période des hautes eaux.

3.1.1.5. Largeur de base de la section du barrage

Une largeur trop faible de la base de la section rend le barrage très instable à cause de la diminution du moment de stabilité dû à son poids propre.

En considérant l'angle d'inclinaison égal à 1/1, la largeur de base B se calcule par :

$$B = H_c + b_c \quad (3.5)$$

Les résultats trouvés après calculs sont présentés dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Dimensionnement du barrage

Paramètres	Valeurs
Débit de crue normale Q_{crue} [m^3/s]	6.8325
Débit à dériver $Q_{dér}$ [m^3/s]	0.8520
Débit Q_{10} [m^3/s]	5.9805
coefficient de débit m_d [-]	0.45
Longueur totale du barrage L_B [m]	7
Hauteur de charge H_c [m]	0.5684
Hauteur de crue H_{PHE} [m]	1.75
Hauteur de la crête du barrage H_B [m]	1.20
Longueur de la crête b_c [m]	0.6
Largeur de base B [m]	1.17

3.1.1.6. Détermination de la stabilité du barrage

Pour les barrages de grande masse, sa stabilité doit impérativement être vérifiée. Le système barrage est soumis principalement à deux forces : son poids propre appliqué en son centre de gravité G , de coordonnées (X_G, Y_G) et la poussée de l'eau F_0 appliquée au centre de poussée C d'ordonnée Y_c .

Ces deux forces produisent les moments antagonistes qui sont :

- Le moment de stabilité M_{st} autour de O
- Le moment de renversement M_{re} autour de A

. Les détails sont présentés en annexe 1

➤ Vérification de stabilité

La stabilité du barrage s'écrit :

$$M_{st} > M_{re} \quad (3.6)$$

Les résultats ainsi obtenus sont présentés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Vérification de stabilité du barrage

Paramètres	Valeurs
Longueur des barrages L_B [m]	7
Section S_T [m ²]	0.992
La poussée de l'eau F_0 [daN/tn.l]	1365.55
Abscisse X_G [m]	0.43
Le centre de poussée Y_c [m]	0.49
Poids volumique Y_e [daN/m ³]	2500
Charge du barrage P_B [daN]	17360
Moment de stabilité M_{st} [daN.m]	7464
Moment de renversement M_r [daN.m]	4741
Rapport de M_{st} et M_{re}	1.57

D'après les résultats, la condition $M_{st} > M_{re}$ est satisfaite, d'où la stabilité du barrage est assurée.

- **Vérification de la règle du tiers central :** Pour que l'ouvrage soit bien stable, il faut que le point de passage de la résultante du poids du barrage et la poussée de l'eau, au niveau du sol passe par le tiers central de la largeur de base B . c'est-à-dire :

$$\frac{B}{3} < X_m < \frac{2B}{3} \quad (3.7)$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{F_0}{P_B} = \frac{X_m - X_G}{Y_C} \quad (3.8)$$

Si φ est l'angle de frottement entre l'ouvrage et le sol de fondation.

X_m , la distance allant de O jusqu'au point de tiers central de la base B.

Et on obtient :

$$\frac{X_m}{X_G} < 1 + \frac{F_0 Y_C}{P_3 X_G} \quad (3.9)$$

De ces équations, pour bien assurer la stabilité, il faut que :

$$\frac{B}{3X_G} - 1 < \frac{M_{re}}{M_{st}} < \frac{2B}{3X_G} - 1 \quad (3.10)$$

D'après les valeurs présentées sur le tableau précédent nous avons la vérification du tiers central dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Vérification du tiers central

Désignation	Valeurs
$(B/3X_G) - 1$	-0.15
M_{st}/M_{re}	0.635
$(2B/3X_G) - 1$	0.627

Les résultats présents dans le tableau 3.3 montrent que la règle du tiers central n'est pas vérifiée. Solution, c'est de faire des itérations en augmentant légèrement la base B jusqu'elle soit vérifiée.

Après avoir poursuivi quelques itérations sur la valeur de B, nous avons trouvé qu'à partir de 1,1 m, la stabilité aussi bien que la règle du tiers central sont vérifiées. Les résultats obtenus pour les nouvelles valeurs de B sont données dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Vérification de stabilité et de la règle du tiers central

Paramètres	Valeurs
Longueur du barrage L_B [m]	7
Section S_T [m ²]	1.05
La poussée de l'eau F_O [daN/mL]	1365
Abscisse X_G [m]	0.45
Le centre de poussée Y_C [m]	0.49
Poids volumique Y_e [daN/m ³]	2500
Charge du barrage P_B [daN]	18375
Moment de stabilité M_{st} [daNm]	8397
Moment de renversement M_{re} [daNm]	4741
Rapport de M_{st} et M_{re}	1.77
Observation	La stabilité est assurée
$(B/3X_G) - 1$	- 0.18
M_{re}/M_{st}	0.56
$(2B/3X_G) - 1$	0.62
Observation	La règle de tiers central est aussi assurée

- **Vérification au glissement :** Pour qu'il n'y ait pas de glissement, la condition suivante doit être vérifiée

$$\frac{F_h}{F_v} = \frac{F_0}{P_B} < f \quad (3.11)$$

Où F_h désigne la force horizontale [daN], F_v , la force verticale [daN] et f , le coefficient de frottement ($f = 0,75$)

Le tableau 3.5 nous confirme en ce qui concerne la vérification au glissement.

Tableau 3.5 : Vérification au glissement

Paramètre	Valeurs
F_0 [daN]	1365
P_B [daN]	18375
Rapport F/P	0.07

Les rapports trouvés sur le tableau 3.5 sont tous inférieurs à f , d'où l'inexistence de glissement. On peut encore augmenter cette résistance, en ancrant le barrage sur la semelle.

➤ Calcul géotechnique

Le barrage est fondé sur un sol sable argileux si la pression admissible P_{adm} est considérable.

Ainsi pour éviter le risque de tassement, il faut que la pression P soit inférieure à $\frac{1}{4} P_{adm}$ [7]. Il est aussi nécessaire de connaître s'il y a du tassement à cause du poids du barrage et de l'eau car le phénomène de tassement tend à déstabiliser l'ouvrage sur sa fondation. Ainsi, la condition de non-tassement n'est que la pression exercée ne dépasse pas la valeur de 1,5 bar [7], c'est-à-dire :

$$\frac{F_v}{S} < 0.75 \text{ bar} \quad (3.12)$$

Où F_v désigne l'ensemble de forces verticales et S , la section de contact entre l'ouvrage et le sol de fondation.

C'est cette condition qui nous a conduits à dimensionner la largeur minimale de la semelle dans le cas où le sol de fondation est meuble.

3.1.2 Mur d'ancrage

Les murs d'encaissement servent à l'ancrage du barrage dans les berges de la rivière et jouent aussi le rôle de parafouille afin de résister à l'écoulement souterrain latéral provoqué par les sous écoulements. Sa hauteur doit être capable d'évacuer la crue décennale ou exceptionnelle. Le calcul des murs d'ancrage se fait de la même façon que celui du barrage. Il s'agit de vérifier la stabilité aux renversements hydrodynamique et géotechniques des murs.

Tableau 3.6 : Vérification de stabilité des murs d'ancrage

Paramètres	Valeurs	Observation
Largeur de base B_{mur} [m]	0.90	
Hauteur du mur d'ancrage L_{mur} [m]	1.95	
L'abscisse de centre de gravité X_G [m]	0.36	
Point d'application de la poussée de l'eau Y_0 [m]	0.65	
Point d'application de la poussée de la terre Y_t [m]	1.3	
Poussée de l'eau F_0 [N/mL]	18650	
Poussée de la terre F_t [N/mL]	7785	
Poids propre P_{mur} [N/mL]	69344	
Moment de force de stabilité M_{st} [N/mL]	47566	
Moment de renversement M_{re} [N/mL]	12123	
Rapport de M_{st} et M_{re} [-]	3.9	Nous avons la stabilité

3.1.3. Ouvrage d'amenée

3.1.3.1. Dimensionnement de la prise d'eau

La prise d'eau doit assurer l'évacuation du débit à dériver pour l'installation pendant toute l'année de fonctionnement, notamment en période d'étiage. Pour des raisons topographiques existantes sur le site, la prise est à placer à 10cm de la crête du barrage à cause d'une petite contre pente juste au commencement du canal d'amenée. Pour une prise fonctionnant en noyé, le débit à dériver peut être exprimé par la formule [6] :

$$Q_{\text{der}} = \mu S_p \sqrt{2gh} \quad (3.13)$$

Où μ est le coefficient de débit ($\mu=0,6$)

h , la charge sur l'axe de l'orifice de la prise

S_p , la section de la prise

$$S_p = \frac{Q_{\text{der}}}{\mu \sqrt{2gh}} \quad (3.14)$$

Pendant la période d'étiage, on peut calculer le débit de la lame d'eau déversant au dessus de la crête du barrage par la formule des déversoirs suivante [6]

$$Q_{\text{ét}} = m_d L_B \sqrt{2g} h_{\text{ét}}^{\frac{3}{2}} \quad (3.15)$$

Si m_d est le coefficient du débit ($m_d=0.5$), L_B , la longueur du barrage et $h_{\text{ét}}$, la hauteur de charge au dessus de la crête du barrage

$$h_{\text{ét}} = \left(\frac{Q_{\text{ét}}}{m_d L_B \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.16)$$

Ce qui donne une valeur de $h_{\text{ét}}$ de 18cm (soit une côte de 1.78m). Donc, en prenant une hauteur de prise h_p de 80cm pour une prise rectangulaire, l'axe de prise se situe à 50cm au dessous de la crête du barrage (soit une côte de 1.28m).

Alors, la charge sur l'axe de l'orifice de la prise est telle: $h=1.78-1.28= 0,50\text{m}$

Après ces différents calculs, nous avons trouvé la dimension de la prise d'eau présentée dans le tableau 3.7 en ajoutant une marge d'erreur de 3cm sur la valeur de la largeur de la prise pour bien assurer le débit à dériver.

Tableau 3.7 : Dimensionnement de prise d'eau

Paramètres	site
Débit à dériver [m ³ /s]	0.852
Hauteur de la prise h _p [m]	0.8
Charge sur l'axe de l'orifice h [m]	0.50
Section de la prise [m ²]	0.692
Marge d'erreur [m]	0.30
Largeur de la prise b _p [m]	0.86

3.1.3.2. Dimensionnement de l'avant canal

Les dimensions de l'avant canal sont données aussi en fonction du débit à dériver et du type de prise si elle est noyée ou dénoyée. Si la prise est une prise noyée, les dimensions de l'avant sont données en fonction des dimensions de la prise en ajoutant sur les marges de revanche en hauteur et en largeur pour un avant canal couvert. Pour un avant canal à air libre, c'est à partir de la formule de Manning-Strickler qu'on détermine les dimensions du canal.

Tableau 3.8 : Dimensionnement de l'avant canal

Paramètres	site
La hauteur de l'avant canal [m]	1.00
La largeur de l'avant canal [m]	0.90
Pente de l'avant canal [%]	0.16
Epaisseur de l'avant canal [m]	0.10

3.1.3.3. Dimensionnement du canal d'amenée

3.1.3.3.1 Choix et justification de canal d'amenée

Pour pouvoir décider le choix entre le canal d'amenée découvert et celui couvert, il faut se poser certaines questions telles que :

- Les formations géologiques traversées (formation superficielle...).
- La stabilité et étanchéité du canal.
- Le type d'excavation.

Dans ce contexte, nous avons choisi le canal découvert en béton armé dosée déjà 350kg/m^3 . D'une part, la formation géologique n'est pas stable : il s'agit de l'argile et du sable. A ciel ouvert il est facile de suivre l'état du canal d'amené. D'autre part, du point de vue économique et entretien, vis à vis des matériaux chariés par l'eau, l'intervention est plus facile si le canal est découvert.

3.1.3.3.2 Condition à respecter

La fondation du canal d'amenée doit répondre aux critères suivants :

- Stabilité : les canaux sont de structure rigide et ne permettent pas la déformation.
- Perméabilité : les canaux ne supportent pas une contre poussée.

Les études géologiques visent à établir les recommandations permettant d'éviter les tassements dans le canal et à définir un drainage adéquat pour éviter la contre poussée.

3.1.3.3.3 Tracé du canal et justification de choix

Lors de notre descente sur terrain, nous avons constaté sur quelque partie traversée par le canal d'amenée, l'existence des sols argileux et sableux. Ce qui nous a incité à utiliser un canal en béton armé dosé de 350kg/m^3 pour un débit constant dans ce dernier. Ce type de matériaux ne permet pas aux eaux de filtration aux alentours d'influencer ou bien de perturber l'écoulement dans le canal d'amenée même si celui-ci est enterrée dans les sols tout au long de son parcours jusqu'à la chambre de mise en charge.

Bref, le canal est en béton armé de section rectangulaire ouverte. Il passe dans le côté gauche de notre ouvrage de prise.

3.1.3.3.4 Conception du canal d'amenée

Les relations empiriques de GHIRSHKAN sont ici utilisées pour chercher la hauteur du canal d'amenée [8] :

$$h = (0,7 \text{ à } 1,0)^3 \cdot \sqrt{Q} \quad (3.17)$$

Où Q est le débit total à évacuer et h, la hauteur du canal.

➤ Section

La section de notre canal est rectangulaire, alors on a :

$$S = b \cdot h \quad (3.18)$$

b: largeur du canal

➤ Périmètre mouillé

$$P = b + 2 \cdot h \quad (3.19)$$

La connaissance de ce paramètre nous permet de savoir théoriquement la valeur du rayon hydraulique R.

➤ Rayon hydraulique

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \quad (3.20)$$

➤ Vitesse de l'eau

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h} \quad (3.21)$$

k : coefficient de Manning-Strickler.

$$k = \frac{1}{n} \quad (3.22)$$

n : coefficient de Manning

Pour la maçonnerie en béton on prend $n=0,014$.

$$k=72$$

Remarque : la vitesse de l'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 1m/s pour éviter une perte de charge élevée (ou dépôt de matières solides sur le canal) et des transports des solides importants.

➤ Largeur du canal

$$b = \frac{Q}{V \cdot h} \quad (3.23)$$

➤ Pente du canal d'amenée

Par considération que l'écoulement dans le canal d'amenée est uniforme, cette pente peut être obtenue à partir de formule de Manning-Strickler qui s'écrit :

$$Q = K.S.R^{\frac{2}{3}}.i^{\frac{1}{2}} \quad (3.24)$$

$$i = \frac{Q^2}{K^2.S^2.R^{\frac{4}{3}}} \quad (3.25)$$

Q : débit dérivé

K : coefficient de Strickler qui varie en fonction de l'état de berge.

$$K = \frac{1}{n}$$

n: coefficient de Manning.

S : section mouillée

R : rayon hydraulique

Avec $R = \frac{S}{P}$

P : périmètre mouillé

$$P=b+2h \text{ (section rectangulaire)} \quad (3.26)$$

Tableau 3.9 : Dimensionnement du canal d'amené

Paramètres		
Débit à dériver $Q_{\text{dér}}$	[m/s]	0.852
Vitesse de l'écoulement V_e	[m/s]	0.94
Section du canal S_{Ca}	[m ²]	0.90
Hauteur d'eau dans canal h_{Ca}	[m]	0.90
largeur du canal l_{ca}	[m]	1.00
Epaisseur du canal e_{ca}	[m]	0.10
Périmètre mouillé	[m]	2.80
Rayon hydraulique	[m]	0.32
Coefficient de Strickler	[-]	66,67
Pente du canal		0,04

3.1.3.4. Dessableur

La vitesse horizontale de l'eau dans le dessableur doit être assez faible pour que le petit grain ait le temps de tomber au fond, avant d'arriver à l'extrémité (sortie du dessableur). Nous Nous considérons la figure 3.2 pour illustrer le dit dessableur.

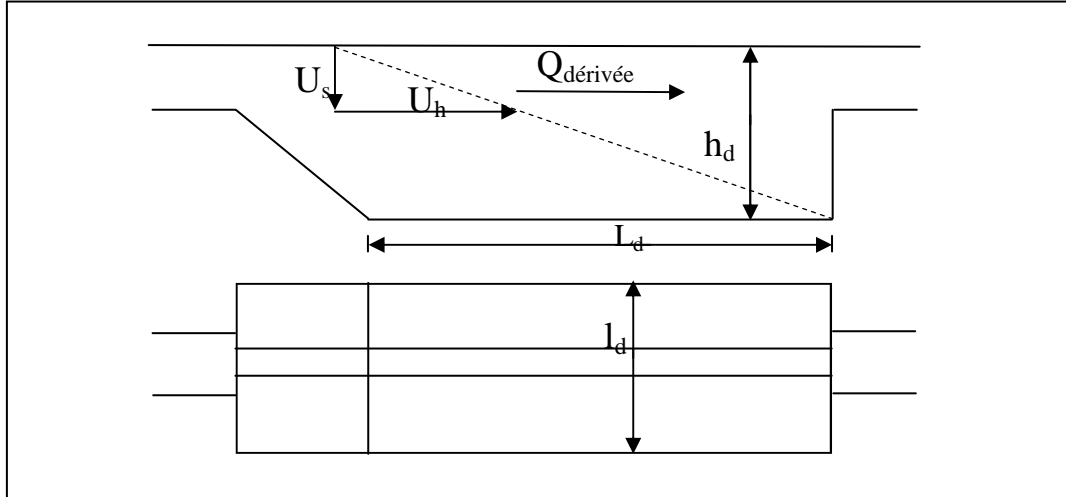


Figure 3.2 : Dessableur

La section du dessableur est exprimée en fonction du débit à dériver par

$$S_d = \frac{Q_{\text{dér}}}{U_h} \quad (3.27)$$

Avec $S_d = h_d l_d$

U_h : la vitesse de l'écoulement dans le dessableur, elle varie entre 0,2 et 0,3 m/s. Nous prenons U_h égale à 0.25 m/s

h_d : le tirant d'eau dans le dessableur ;

l_d : la largeur du dessableur.

D'où :

$$l_d = \frac{Q_{\text{dér}}}{U_h h_d} \quad (3.28)$$

A travers le dessableur, nous avons aussi la relation suivante :

$$\frac{U_h}{U_s} = \frac{L_d}{h_d} \quad (3.29)$$

Où U_s : la vitesse moyenne de sédimentation. Pour un grain de diamètre 0,2 mm cette vitesse U_s est de 0,016 m.

L_d : la longueur du dessableur et est exprimée en fonction du débit dérivé et de la largeur du dessableur l_d par :

$$L_d \geq \frac{Q_{\text{dér}}}{U_s l_d} \quad (3.30)$$

En considérant une hauteur h_d du dessableur, nous avons trouvé les dimensions de dessableur dans le tableau 3.10.

Tableau 3.10 : Dimensionnement du dessableur

Paramètres		
Débit dérivé $Q_{\text{dér}}$	[m ³ /s]	0.852
Vitesse moyenne horizontale dans le bassin U_h	[m/s]	0.25
Vitesse moyenne de sédimentation U_s	[m/s]	0.016
Profondeur du dessableur h_d	[m]	1.25
Largeur du dessableur l_d	[m]	2.72
Longueur du dessableur L_d	[m]	19.60

3.1.3.5. Chambre de mise en charge

La chambre de mise en charge doit remplir les conditions suivantes :

- Sa profondeur est telle que l'entrée de la conduite forcée doit être toujours au dessous du niveau du plan d'eau pour éviter l'entrée d'air dans la conduite ;
- Son volume doit permettre de faire face à une augmentation brutale des débits, lors d'une crue exceptionnelle par exemple, correspondant à une variation instantanée de la charge des groupes. Elle est généralement équipée d'une grille fine placée à l'entrée de la conduite forcée pour empêcher l'entrée des corps flottants.

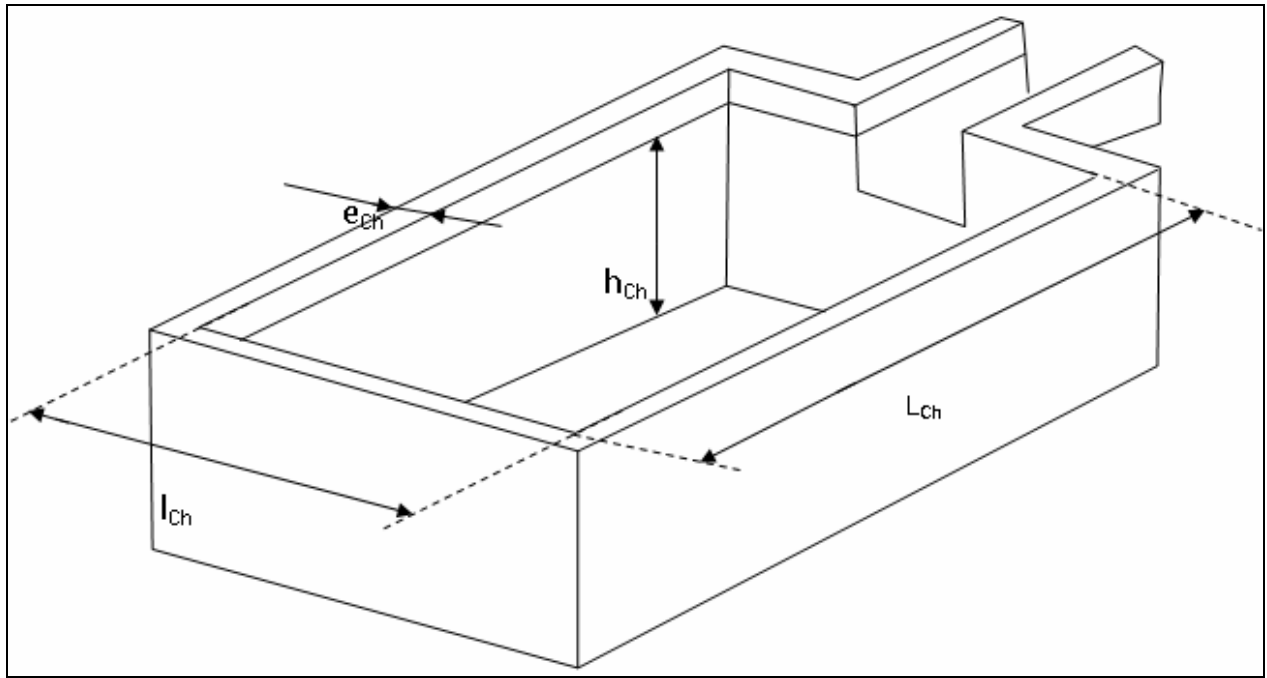


Figure 3.3:Chambre de mise en charge

La variation maximale de la charge demande un volume d'eau appelé volume utile de la chambre, noté par V_u et qui peut être déterminé approximativement par la relation suivante [6] :

$$V_u = 7Q_{util} \quad (3.31)$$

En tenant compte des autres volumes (volumes mort, perdu, de tranquillisation, évaporé...), le volume de chambre est minoré par la relation suivante [7] :

$$V_{ch} = 2,5V_u \quad (3.32)$$

D'après la figure 3.3, le volume de la chambre est déterminé en fonction de ses dimensions par la relation :

$$V_{ch} = L_{ch} l_{ch} h_{ch} \quad (3.33)$$

Tableau 3.11 : Dimensionnement de chambre de mise en charge

Paramètres	Valeurs
Débit à dériver $Q_{\text{dér}}$ [m ³ /s]	0,852
Hauteur de la chambre h_{ch} [m]	1,30
Largeur de la chambre l_{ch} [m]	2,5
Longueur de la chambre L_{ch} [m]	4
Epaisseur de la chambre e_{ch} [cm]	10

3.2. Conduite forcée

3.2.1. Description

Une conduite forcée est décrite par sa longueur, son diamètre économique, son épaisseur paroi et par ses matériaux. Elle est toujours en sous pression.

La prise d'eau se fait dans la paroi de la chambre de mise en charge à l'aide la conduite forcée. La conduite forcée comporte une vanne d'isolement pour assurer son entretien. Même si le système est très coûteux une vanne automatique est également conseillée afin d'éviter une interruption d'exploitation ou même un accident consécutif à une rupture de la conduite. A la suite de cette vanne, existe un reniflard dont le rôle est d'empêcher le vide de s'établir dans la conduite en cas de rupture. En effet, ces conduites faites pour supporter une pression sont souvent incapables de supporter une dépression sans s'écraser, aggravant ainsi considérablement les dégâts consécutifs à une rupture.

3.2.2. Choix et justification de la conduite forcée :

De plus, selon les conditions du site telles que l'accessibilité, le système de jonction et le coût, nous allons sélectionner la conduite forcée en PVC (Chlorite polyvinyle).

De la même façon, nous pouvons noter, par intérêt technique, la surpression dans la conduite forcée en PVC est trois fois moins élevée que celle dans une conduite forcée en acier, en raison de la grande rigidité de l'acier.

Tableau 3.12 : Paramètres de la conduite forcée

Désignation	Paramètres	Unité	Valeur
Longueur de la conduite	L	m	1,650
Coefficient de MANNING	n	-	0,009
Débit à turbiner	Q	m ³ /s	0,663
Hauteur de disposition	H	m	1,85

3.2.3. Dimensionnement de la conduite et facteurs à prendre en compte

La conduite est caractérisée par les matériaux et type de joint utilisés et par ses diamètre et épaisseur :

- On sélectionne les matériaux selon les conditions du sol, le poids de la conduite, le système de jonction et le coût de la conduite.
- Le diamètre est sélectionné pour réduire les pertes de frottement dans la conduite forcée jusqu'à un niveau acceptable
- L'épaisseur de paroi est sélectionnée pour résister à la pression hydraulique interne maximale, incluant une surpression transitoire (leurs valeurs).

3.2.4. Diamètre économique de la conduite

En première approximation, le diamètre économique de la conduite forcée se calcule à partir des différents paramètres tels le débit d'eau dans la chambre de mise en charge et le diamètre économique.

En effet, la perte de charge linéaire est donnée par la formule de Darcy, à savoir[8] :

$$h_r = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (3.32)$$

Avec λ , le coefficient de perte de charge défini par la relation :

$$\lambda = \frac{8g}{C^2} \quad (3.33)$$

C étant le coefficient de Chézy donné par :

$$C = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{1}{2}} \quad (3.34)$$

Où n est un paramètre caractéristique de la conduite. Dans le cas du PVC, n est égal à 0.009 et R_h , son rayon hydraulique déterminé par [8]:

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (3.35)$$

Il vient :

$$h_r = \frac{\lambda}{\pi^2} \cdot \frac{4Q^2}{2gD^5} \quad (3.36)$$

Finalement, nous avons :

$$D_{eco} = \left(\frac{10.3.n^2.Q^2.L}{h_r} \right)^{0.1875} \quad (3.37)$$

Cette relation exprime la formule de Colebrook [3] qui donne le diamètre économique de la conduite.

Si nous limitons la perte de charge linéaire h_r à $4H/100$ [3], il s'ensuit :

$$D_{eco} = 2.69 \left(\frac{n^2.Q^2.L}{H} \right)^{0.1875} \quad (3.38)$$

Où : n est le coefficient de MANNING en [-]

Q , le débit à turbiner en $[m^3/s]$

L , la longueur de conduite en $[m]$

H , la hauteur de disposition

Pour Ankililaoka, le diamètre économique est de 307mm

3.2.5. Perte de charge dans la conduite

Nous avons pris trois diamètres économiques et comparé la perte de charge pour chacun d'eux.

3.2.5.1. Perte à l'entrée de la conduite

La perte à l'entrée de la conduite est telle que :

$$\Delta H = 0.19 \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (3.39)$$

Où V la vitesse à travers la grille qui se situe entre 3,18m/s et 5m/s.

g , l'accélération de la pesanteur

En prenant V égale à 4m/s

3.2.5.2. Perte de frottement dans la conduite forcée

Selon la célèbre formule de Darcy, cette perte se calcule par la relation [8]

$$h_r = \frac{\lambda}{\pi^2} \cdot \frac{4Q^2}{2gD^5} \quad (3.40)$$

3.2.5.3. Les pertes dans les coudes :

Les pertes dans les coudes sont exprimées par :

$$h_{coude} = \sum_1^n Kb_i \cdot \frac{V_i}{2g} \quad (3.41)$$

Où n est le nombre de coude

Kb_i , les coefficients de coude

V_i , la vitesse d'entrée dans coude en , donnée par :

$$V_i = \frac{4.Q}{\pi.D^2} \quad (3.42)$$

3.2.5.4. La perte de charge dans la vanne d'arrêt :

La perte de charge dans la vanne d'arrêt est déterminée :

$$h_{vanne} = 0.15 \cdot \frac{V}{2g} \quad (3.43)$$

Finalement, la perte de charge totale H étant la somme des pertes de charges linéaire et celles singulières, alors :

$$H=0,108m$$

Tableau 3.13 : Diamètre normalisés des conduites en P.V.C

Diamètre normalisés	$D_{n1}=250mm$	$D_{n2}=280mm$	$D_{n3}=300mm$
Perte de charge totale	0,12m	0,113m	0,105
Pourcentage/énergie brute	0,4%	0,38%	0,35%

Nous allons choisir le diamètre 300mm avec une perte de charge totale de 105m Cette perte de charge totale équivaut à 0,35% de l'énergie brute.

3.2.6. Epaisseur de la conduite forcée

L'épaisseur de paroi est sélectionnée pour résister à la pression hydraulique interne maximale, incluant une surpression transitoire. L'eau qui circule dans la conduite forcée est sous pression, ce qui y provoque des contraintes.

Le fonctionnement en régime transitoire en hydraulique permet de calculer la surpression maximale lors de la fermeture de la vanne de pied (coup de Bélier). Par conséquent, l'épaisseur de la conduite est définie par [8]:

$$e_c = \frac{\rho \cdot g (H + \Delta H) D}{2 \cdot \sigma_{adm}} \quad (3.44)$$

Si D : le diamètre de la conduite

g : l'accélération de pesanteur

ΔH : la surpression

σ_{adm} , la contrainte admissible

H : la hauteur

Pour le tube en PVC rigide, alors σ_{adm} est de 13N/mm².

3.2.6.1. Phénomène de coup de bélier :

A travers le système de contrôle de commande qui agit sur les directions des turbomachines, le mouvement de l'eau engendré dans le réseau de conduite hydraulique est influencé, ce qui mène à des phénomènes transitoires tels que le coup de bélier dans la conduite. Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquents sont :

- Fermeture instantanée trop rapide d'une vanne de tête
- Arrêt brutal par jonction inopinée d'un ou plusieurs groupes dans les cas d'une installation hydroélectrique

Une onde de dépression ou de surpression se propage entre l'organe de manœuvre et d'amenée. Les surpressions peuvent provoquer des éclatements de conduite, les dépressions peuvent provoquer des aplatissements de conduite.

Ce phénomène répétitif peut soumettre l'installation à des fortes sollicitations mécaniques qui nécessitent d'être prises en compte dans le dimensionnement de la centrale hydroélectrique.

3.2.6.2. Visualisations physiques

Analyse du cas de fermeture instantanée d'une vanne aval à l'instant $t_0=0$. La propagation du coup de bélier ainsi généré se subdivise en quatre phases. (Voir annexe 2)

Alors d'après ce qui précède, l'expression de surpression est de [8]:

$$H_s = H + \Delta H \quad (3.45)$$

$$\Delta H = \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (3.46)$$

$$a = \sqrt{\frac{k / \rho}{1 + \frac{kD}{Ee}}} \quad (3.47)$$

En indiquant par :

a, la célérité de l'onde

k, le module de compressibilité de l'eau $2.1.10^9$.

D, le diamètre de la conduite

E, le module d'élasticité du matériau de conduite

e, l'épaisseur de la paroi

ρ , la masse volumique

Le temps de réflexion se définit par :

$$T_r = \frac{4L}{a} \quad (3.48)$$

Quant au temps critique qui est le temps que met l'onde de pression pour atteindre l'organe de coupure lors de retour, après une fermeture brusque, il s'exprime :

$$T_r = \frac{2L}{a} \quad (3.49)$$

La fermeture graduelle de la vanne est telle que :

$$\Delta H_{\max} = 2\Delta H \quad (3.50)$$

$$\Delta H_{\max} = 2 \cdot \frac{V_0 \cdot L}{g \cdot T_r} \quad (3.51)$$

Si le T_r est le temps de réflexion.

3.3 Canal de restitution

L'ouvrage de restitution ou canal de fuite comme l'indique son nom, restitue le débit turbiné vers la rivière. Il s'agit d'un canal de section rectangulaire à ciel ouvert et ayant les mêmes caractéristiques que celles du canal d'amenée. Il a été dimensionné pour évacuer le débit turbiné.

3.4. Types et caractéristiques des turbines

3.4.1 Choix du type de turbine

En général, le choix du type de turbine se fait en fonction du débit nominal Q_n et de la hauteur de la chute nette H_n . Nous rappelons les valeurs de ces deux paramètres :

$$Q_n = 0,781$$

$$H_n = 1.85$$

3.4.1.1 Classification des turbines

Les différentes turbines sont classées en fonction de sa vitesse spécifique. Cette dernière peut se calculer à partir des données de base suivantes : la puissance, la chute nette et la vitesse de rotation. Nous avons fixé la vitesse de rotation à 600tr/mn car la vitesse varie en sens inverse du diamètre, ce qui a pour effet d'augmenter le coût d'installation.

3.4.1.2 Vitesse spécifique

La vitesse spécifique est donnée par [9] :

$$v = \frac{2 * \pi * N \sqrt{\frac{Q}{\pi}}}{60 * (2 * g * H)^{\frac{3}{4}}} \quad (3.52)$$

Où N : la vitesse de rotation de la turbine [tr/mn]

Q : le débit de tracé [m^3/s]

H : la hauteur de chute nette [m]

3.4.1.3 Débit de tracée

Le débit de tracée est le débit pour lequel la turbine est projetée et tracée. Il correspond au rendement maximum de la turbine. Il peut être estimé à 85% du débit de pleine charge [2].

$$Q_{tr}=0,85Q_u \quad (3.53)$$

Le choix de la turbine se fait par la comparaison des vitesses spécifiques calculée avec celle définie dans le domaine d'utilisation. Le tableau 3.14 montre le domaine d'utilisation des turbines selon leur vitesse de rotation et leur vitesse spécifique :

Tableau 3.14.: Domaine d'utilisation des turbines

turbine	Pelton	Banki	Francis	Kaplan
N [tr/mn]	500 à 1000	60 à 1000	500 à 1500	75 à 750
v [-]	0,01 à 0,11	0,06 à 0,7	0,1 à 0,7	0,4 à 2

Lors de nos mesures des vitesses, nous récapitulons les valeurs de la vitesse spécifique et du débit tracé dans le tableau 3.15.

Tableau 3.15. : Récapitulation des résultats

Paramètres	Valeurs
N [tr/mn]	600
Q_{tr} [m^3/s]	0,663
v [m/s]	1,951
E [J/kg]	16.775

Avec E , l'énergie hydraulique massique exprimé par la relation,[9]

$$E=0,9gH_b \quad (3.54)$$

H_b , hauteur brute

3.4.1.4 Choix de turbine

D'après les valeurs que nous avons trouvées dans le tableau 3.15, énergie hydraulique massique moyen et débit moyen, plus la valeur de vitesse spécifique, la turbine adaptée à ce site est la turbine Kaplan.

3.4.2. Turbines Kaplan

3.4.2.1. Constitution et principe de fonctionnement

La turbine Kaplan est une turbine à réaction, dont la roue est entièrement immergée dans l'eau. Sa roue est une hélice, comparable à celle d'un bateau. Le débit est réglé le plus souvent en changeant l'orientation des pales de la roue, éventuellement par l'ajustement parallèle d'aubes directrices similaires à celle de la turbine Francis pour en améliorer encore le rendement. Elle peut être montée dans une chambre d'eau ouverte, mais le plus souvent elle est intégrée directement dans une conduite ; elle est alors désignée sous le nom de turbine bulbe ou turbine S. Les turbines à hélices sont classées en fonction de leurs possibilités de réglage selon les exigences du site :

- Turbine hélices à distributeur fixe : débit constant,
- Turbine hélice à distributeur mobile : débit important et peu variable
- Turbine Kaplan à distributeur fixe : débit variant entre 30 et 100%
- Turbine Kaplan à distributeur mobile : débit variant entre 15 et 100%.

3.4.2.2. Domaine d'utilisation

Ce type de turbine trouve son application dans des petites centrales à basse chute (inférieur à 20m) et grand débit ($1\text{m}^3/\text{s}$ ou plus), ou elle remplace le plus souvent d'anciennes turbines Francis.

3.4.2.3. Élément de calcul

Lorsque le choix de la turbine est bien déterminé, le calcul des dimensionnements de celle-ci est fondamental dans le but de réduire au minimum les pertes de l'énergie hydraulique.

3.4.2.3.1 Dimensionnement de la roue

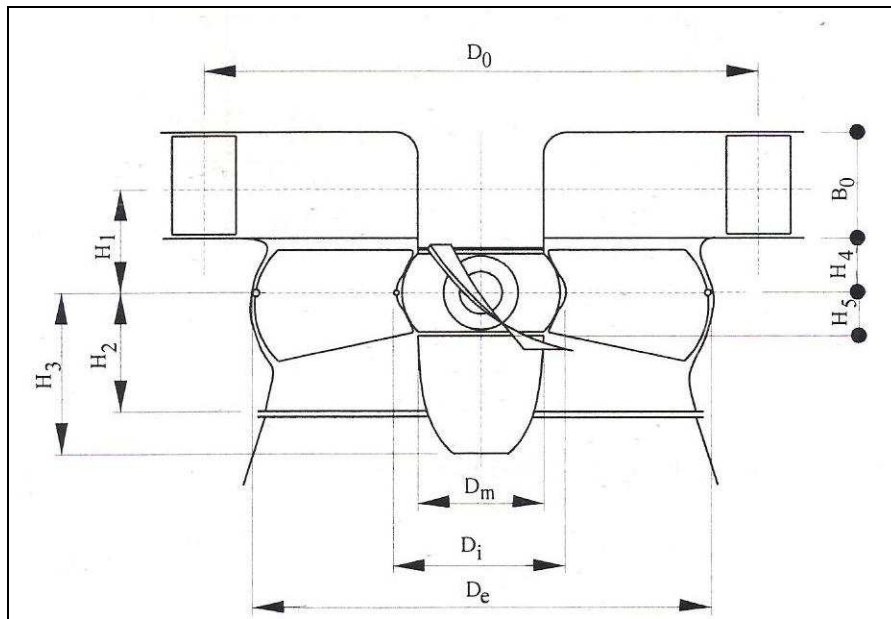


Figure 3.4 : Roue de la turbine Kaplan

Source : OFQC

La grandeur de référence est le diamètre extérieur D_e : pour le calculer, on commence par évaluer le coefficient de vitesse périphérique u_e . [9]

Selon De Sievo et De Leva :

$$u_e = 0,90163 + 0,67 v \quad (3.55)$$

$$D_e = \frac{u_e}{\pi N} \sqrt{E} \quad (3.56)$$

Où, E : énergie hydraulique massique en J/Kg

Et pour les autres dimensions on a :

$$h_1 = 0,38 + 0,02458 v$$

$$h_2 = 0,579 v^{-0,403}$$

$$h_3 = 0,55$$

$$h_4 = 0,25$$

$$h_5 = 0,17$$

$$d_m = 0,3$$

$$b_0 = 2(h_1 - h_4)$$

La multiplication des dimensions des h_i , d_m , b_0 par le diamètre D_e donne les dimensions des H_i , D_m , B_0 est représentée dans le tableau 3.15.

Tableau 3.16 : Dimensionnement de la roue

Paramètres	Valeurs numériques
H_1 [m]	0.123
H_2 [m]	0.127
H_3 [m]	0.158
H_4 [m]	0.072
H_5 [m]	0.048
D_m [m]	0.086
B_0 [m]	0.102

Le nombre de pales Z_b de la turbine est donné par le tableau 3.16 :

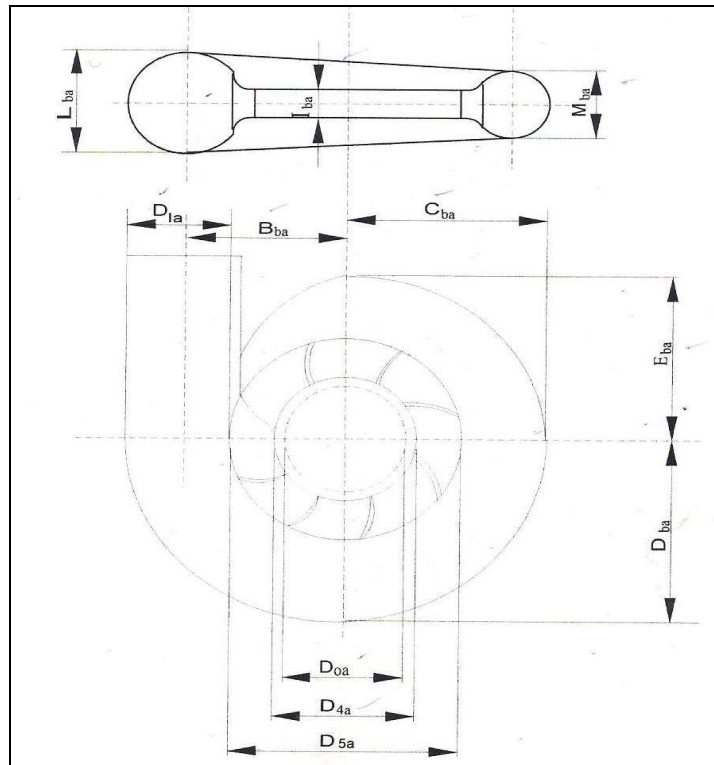
Tableau 3.17 : Nombre de pale en fonction de vitesse spécifique

v [-]	
$\leq 0,45$	12
0,45 à 0,60	10
0,60 à 0,78	8
0,78 à 0,96	6
0,96 à 1,13	5
1,13 à 1,57	4
$\geq 1,57$	3

Nous avons vu dans le calcul précédent que $v=1,951\text{m/s}$ donc le nombre des pales de turbine utilisé est égal à trois.

3.4.2.3.2 Dimensionnement de la bache spirale

La bache spirale est une enveloppe sous pression permettant la mise en rotation du fluide, représenté par la figure 3.5. Les dimensions des bâches spirales sont rapportées au diamètre de référence D_e



Source : OFQC

Figure 3.5 Bâche spirale de la turbine Kaplan

D'une part la vitesse à l'entrée de la bâche est exprimée par:

$$C_{1a} = 3,17 + \frac{1,6019}{v} \quad (3.57)$$

D'autre part les autres paramètres tels que :

$$d_{1a} = 1,3715 \, v^{0,2}$$

$$b_{ba} = 1,26 + 0,1796 \, v$$

$$c_{abs} = 1,46 + 0,1536 \, v$$

$$j_{ba} = 1,59 + 0,272 \, v$$

$$e_{ba} = 1,21 + 0,1248 \, v$$

$$d_{4a} = 1,29 + \frac{0,0878}{v}$$

$$d_{0a} = 1,13 + \frac{0,0672}{v}$$

$$i_{ba} = 0,45 - \frac{0,0671}{v}$$

$$l_{ba} = 0,74 + 0,4123v$$

$$m_{ba} = \frac{1}{2,06 - 0,5689v} \quad (3.58)$$

sont rapportées au diamètre D_e .

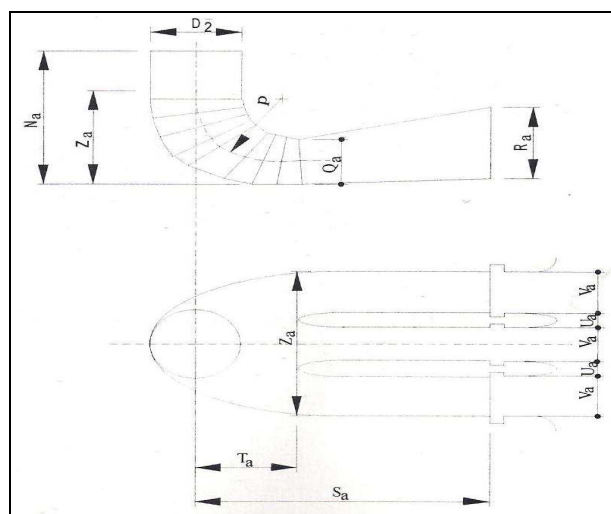
En somme, les résultats de la bêche spirale sont représentés dans le tableau 3.17,

Tableau 3.18 : dimensionnement de la bêche

Paramètres	Valeurs numériques
D_{Ia} [m]	0,451
B_{ba} [m]	0,463
C_{ba} [m]	0,506
J_{ba} [m]	0,610
E_{ba} [m]	0,418
D_{4a} [m]	0,384
D_{oa} [m]	0,335
I_{ba} [m]	0,119
L_{ba} [m]	0,444
M_{ba} [m]	0,303

3.4.2.3.3 Dimensionnement du diffuseur

Le diffuseur est une conduite conique divergente servant à ralentir la vitesse de sortie de la turbine, ce qui permet de réduire l'énergie cinétique perdue à la sortie de la turbine et à récupérer l'énergie hydraulique statique à l'aval de celle-ci.



Source : OFQC

Figure 3.6 Diffuseur de la turbine Kaplan

La vitesse à l'entrée du diffuseur est exprimé par,

$$C_2 = 8,42 + \frac{0,528}{v} \quad (3.59)$$

En rapportant les autres paramètres au diamètre D_e , à savoir:

$$\begin{aligned} n_a &= 2 + 0,001v \\ o_a &= 1,4 - 0,008v \\ p_a &= 1,26 - \frac{0,0345}{v} \\ q_a &= 0,66 - \frac{0,0388}{v} \\ s_a &= 4,26 + \frac{0,4252}{v} \\ t_a &= 1,20 + 0,2427v \\ z_a &= 2,58 + \frac{2,66}{v} \end{aligned} \quad (3.60)$$

Leur multiplication avec le diamètre D_e donne les paramètres en majuscules représentés dans le tableau 3.18

Tableau 3.19 : dimensionnement de diffuseur

Paramètres	Valeurs numériques
N_a [m]	0,576
O_a [m]	0,398
P_a [m]	0,283
Q_a [m]	0,184
S_a [m]	1,289
T_a [m]	0,481
Z_a [m]	1,135

Le choix de la turbine se fait principalement en fonction de la hauteur de chute et du débit. Mais le domaine d'utilisation est limité par la vitesse spécifique et la puissance hydraulique du site.

CHAPITRE 4 : ESTIMATION DU DEBIT VOLUMIQUE D'UNE RIVIERE A PARTIR DES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS

L'objectif de cette partie consiste, entre autre, à appliquer la théorie des réseaux de neurones à l'estimation du débit volumique d'une rivière en fonction de ses données enregistrées antérieurement. Ainsi, nous commençons par rappeler l'historique relatif aux réseaux de neurones.

4.1. Historique

Un réseau de neurones artificiels dit formel est un modèle de calcul dont l'inspiration venait d'un modèle neuronal biologique, c'est-à-dire du modèle d'un cerveau humain. Le cerveau humain est composé d'un grand nombre de cellules nerveuses et chaque cellule nerveuse contient des neurones. Ces neurones ont une partie cellulaire et une partie « noyau ». La partie cellulaire se ramifie pour former ce que l'on nomme des dendrites. C'est par les dendrites que l'information s'achemine vers le corps du neurone. Une fois l'information traitée, elle est envoyée vers l'axone. Et la jonction entre deux neurones s'appelle synapse. La figure 2.1 montre un neurone au niveau biologique.

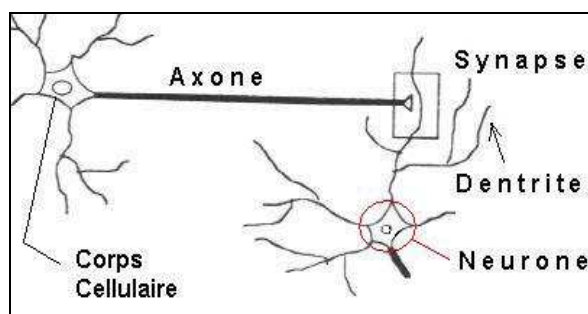


Figure 4.1 : Un neurone biologique du cerveau humain [10]

Des dispositifs nommés neurones formels inspirés sur ce modèle sont utilisés en informatique dans le domaine de l'intelligence artificielle pour modéliser et résoudre des problèmes complexes. Ils comportent N entrées ayant chacune un poids synaptique, une fonction de transfert et une sortie qui sert à son tour d'entrée à d'autres neurones similaires. Dans la cellule nerveuse humaine, la synapse correspond au poids d'un neurone artificiel, le corps cellulaire, à une fonction de transfert et l'axone à un élément de sortie (voir figure 4.1).

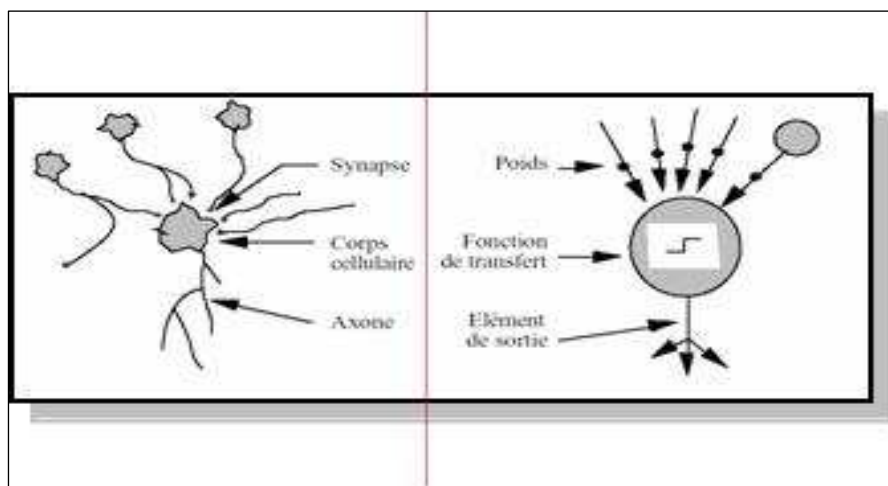


Figure 4.2 : La comparaison entre un neurone biologique et un neurone artificiel [11]

Les réseaux de neurones artificiels sont construits sur ce paradigme biologique. C'était en 1890 que W. James, célèbre psychologue américain a introduit le concept de mémoire associative et a proposé une loi de fonctionnement pour l'apprentissage sur les réseaux de neurones connue plus tard sous le nom de loi de Hebb [11].

Ainsi en 1943, les neurologues Warren Sturgis McCulloch et Walter Pitts ont mené les premiers travaux sur les réseaux de neurones à la suite de leur article fondateur : « What the frog's eye tells to the frog's brain » [12].

McCulloch et Pitts ont modélisé le neurone biologique par un comportement booléen. Ils ont constitué un modèle simplifié de neurones biologiques appelé neurone formel. Ils ont montré théoriquement que les neurones formels simples pouvaient réaliser des fonctions logiques, arithmétiques et symboliques complexes. Ainsi, le neurone artificiel effectue un automate binaire qui réalise une somme pondérée de stimuli 'S' provenant d'autres neurones. Si la somme des excitations est supérieure à un seuil ' B_0 ' donné, alors le neurone est activé, sinon il ne transmet aucune information et ceci selon la fonction suivante :

- ✓ Si $S > B_0$, la sortie vaut 1, le neurone est actif
- ✓ Si $S < B_0$, la sortie vaut -1, le neurone est inactif.

En 1949, le neurophysicien Hebb a établi le couplage synaptique d'apprentissage ayant eu un fondement biologique et a stipulé que : "Si deux neurones sont activés simultanément, alors la valeur des poids des connexions entre ces neurones est augmentée, sinon les connexions restent inchangées" [13].

Le premier succès était apparu en 1957 quand Frank Rosenblatt a inventé le premier modèle artificiel nommé le "perceptron". C'était le premier système qui pouvait apprendre par expérience, y compris lorsque son instructeur a commis des erreurs. Il a construit le premier neuro-ordinateur basé sur ce modèle et l'a appliqué au domaine de la reconnaissance de forme du système visuel. Notons qu'à cette époque les moyens à sa disposition étaient limités et cela a été une prouesse technologique d'avoir pu réussir à faire fonctionner correctement cette machine pendant quelques minutes [14].

Vers le début des années 60, Widrow [15] un automaticien qui a développé des concepts similaires pour la résolution des problèmes de filtrage adaptatif du signal en mettant au point l'Adaline (ADaptive LInear NEuron), basé sur les travaux de McCulloch et Pitts. Il a démontré notamment que l'Adaline était capable de séparer linéairement des classes dans l'espace à deux dimensions.

En 1969, M. Minsky et S. Papert ont publié un ouvrage qui a mis en exergue les limitations théoriques du perceptron. Ces chercheurs ont analysé, sous l'angle mathématique, ses performances et ont trouvé qu'il était incapable de résoudre la séparation pour l'opération logique « ou exclusif » et qu'en conséquence ce modèle ne présente aucun intérêt. Les limitations concernaient notamment l'impossibilité de traiter par ce modèle des problèmes non linéaires. Ils ont étendu implicitement ces limitations à tous modèles de réseaux de neurones artificiels. Leur objectif étant atteint, il y avait eu abandon financier des recherches dans le domaine surtout aux USA, les chercheurs se tournaient principalement vers l'Intelligence Artificielle et les systèmes à base de règles [16].

Entre 1969 et 1978, le réseau de neurone a connu son ombre. Cependant, toutes les recherches n'étaient pas interrompues. Elles se poursuivaient dans le domaine du traitement du signal, la reconnaissance de forme et de la modélisation en neurobiologie, etc. De grands chercheurs, dont J.J. Hopfield, S. Grossberg, T. Kohonen, ont cependant persévéré dans l'étude des réseaux de neurones artificiels en ayant introduit la notion d'énergie d'un ensemble de neurones interconnectés basé sur la physique quantique des " Verres de spin " [17].

En 1982, Hopfield s'intéressait de nouveau aux réseaux de neurones artificiels. Il a montré l'analogie des réseaux de neurones avec certains systèmes physiques [17].

La découverte, en 1985, de l'algorithme de rétropropagation du gradient énoncée par Rumelhart et al. et la nouvelle génération de réseaux de neurones : le perceptron multicouche

proposé par Werbos a permis de lever toutes les limitations énoncées par Minsky et Papert, d'où le regain d'intérêt pour les réseaux de neurones. En effet, cet algorithme reste le modèle le plus étudié et le plus productif au niveau des applications (reconnaissance de la parole, reconnaissances de forme vision artificielle, aide à la décision) [18].

4.2. Neurone formel

4.2.1. Structure des réseaux de neurones

En général, les réseaux de neurones peuvent être caractérisés comme des modèles de calculs apprenant, généralisant et organisant des données.

Un réseau de neurones artificiel contient un grand nombre d'unités. Les neurones se communiquent entre eux en s'envoyant des signaux à travers de liens, appelées connexions synaptiques. En général le système de neurones possède trois types des neurones comme l'indique la figure 2.3. Il s'agit de :

- Neurones d'entrée qui reçoivent les données
- Neurones de sortie qui envoient les données par la sortie du système
- Neurones cachés tels que les signaux d'entrée et de sortie demeurent dans le système.

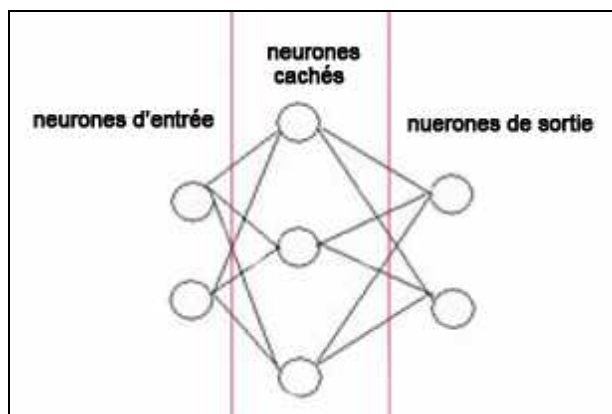


Figure 4.3 : Différents types de neurones

La structure de ce neurone formel s'est inspirée des études descriptives du neurone biologique. Chaque neurone reçoit des valeurs d'entrées ou des signaux d'entrée par le neurone en amont et les utilise pour calculer le signal de sortie qui se propage par les autres neurones. En concordance avec ce processus, les poids des connexions synaptiques noté ' W_i ' (Abréviation de *weight*) doivent être ajustés pour représenter la force de la connexion.

Sur la figure 2.4, nous pouvons voir la structure d'un neurone artificiel. Le neurone calcule la somme de ses entrées puis cette valeur passe à travers la fonction d'activation pour produire une sortie.

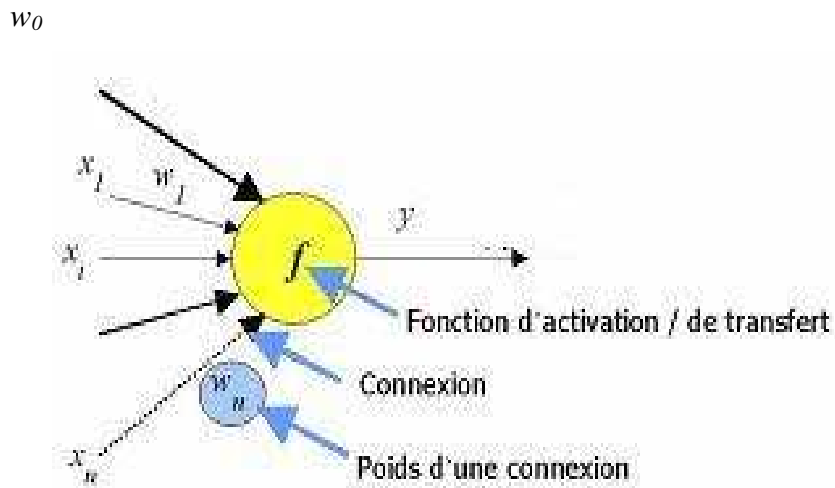


Figure 4.4 : Structure d'un neurone artificiel

Ainsi le neurone formel peut être caractérisé par :

➤ **Les connexions**

Il s'agit d'un ensemble de connexions appelées connexions synaptiques qui permettent d'accepter les signaux d'entrée et qui sont définies par des poids synaptiques. La connectivité des réseaux de neurones peut être soit totale si tous les neurones sont connectés entre eux soit par couche, si les neurones d'une couche ne sont connectés qu'aux couches suivantes. Il existe des réseaux monocouches ou multicouches.

➤ **La fonction d'activation ou fonction de transfert :**

La fonction d'activation f anime le neurone en déterminant son activation. Le déclenchement de l'activité intervient si la somme des excitations (activité des neurones excitateurs pondérée par les poids synaptiques) dépasse un certain seuil propre au neurone.

➤ **Le biais**

Le biais noté par w_0 peut être envisagé comme une sorte de "poids local" qui est employé dans plusieurs types de fonctions d'activation.

Les paramètres $\{x_i\}$ sont les entrées du réseau et la sortie est une fonction non linéaire due à la combinaison des entrées $\{x_i\}$ pondérées par les poids $\{w_i\}$ traversant la fonction d'activation. Conformément à l'usage, cette combinaison linéaire est appelée "potentiel". Le potentiel le plus fréquemment utilisé, noté par v , est la somme pondérée à laquelle s'ajoute le biais.[19]

$$v = w_0 + \sum_{i=1}^n w_i x_i \quad (4.1)$$

La sortie d'un neurone a ainsi pour équation :

$$y = f(v) = f\left(\sum_{i=1}^n w_i x_i + w_0\right) \quad (4.2)$$

4.2.1.1 Différents types de fonctions de transfert

Il y a plusieurs types de fonction de transfert, mais les plus utilisées sont généralement les suivantes :

- La fonction "*hard limit transfert function*" est représentée par la figure 4.5.

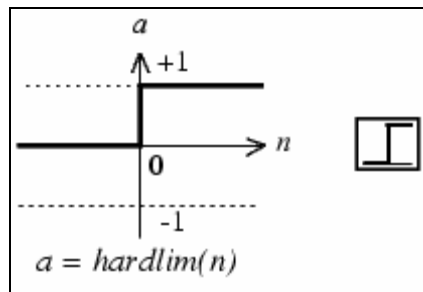


Figure 4.5 : La fonction « hardlim »

Cette fonction est de type binaire (fonction de Heaviside) d'équation :

$$f(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < 0 \\ 1 & \text{si } x \geq 0 \end{cases} \quad (4.3)$$

- La fonction linéaire "purelin" est de type linéaire.

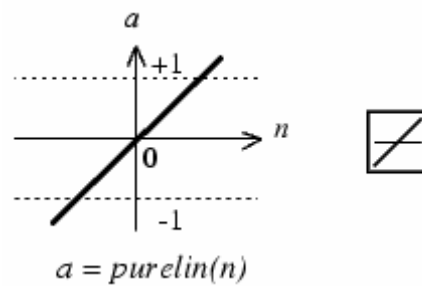


Figure 4.6 : la fonction « linéaire »

Elle est représentée mathématiquement par :

$$f(x) = A.x \quad (4.4)$$

- La première fonction sigmoïde « logsig » se représente par la figure 4.7.

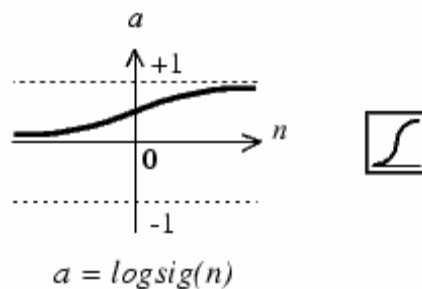


Figure 4.7 : la fonction « log-Sigmoïd »

Elle est représentée par la fonction mathématique :

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (4.5)$$

Il existe la deuxième fonction sigmoïde « tansig » comme le montre la figure 4.8.

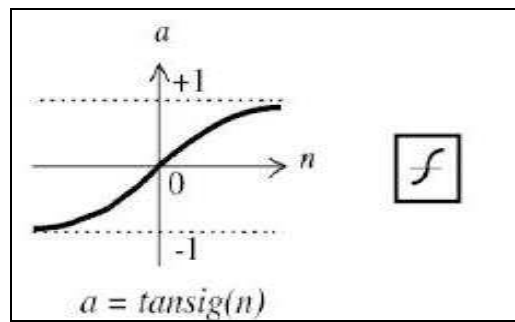


Figure 4.8 : La fonction « tansig »

La fonction correspondante est donnée par :

$$f(x) = \frac{2}{1 + e^{-x}} - 1 \quad (4.6)$$

Nous remarquons bien qu'à la différence des neurones biologiques dont l'état est binaire, la plupart des fonctions d'activation sont continues, offrant une infinité de valeurs possibles comprises dans l'intervalle $[0, +1]$ ou $[-1, +1]$.

4.2.2. Architectures de Réseau de neurones

Suivant la logique d'interconnexion entre les couches, on distingue deux grandes familles d'architecture de réseaux : réseaux non bouclés et réseaux bouclés ou récurrents.

4.2.2.1. Réseaux non bouclés

Les réseaux non bouclés produisent les signaux de sortie à partir de l'information émanant directement d'autres cellules et ne présentant aucune contre réaction. Les réseaux correspondant sont dits à propagation directe ou *feedforward*. Les neurones qui effectuent le dernier calcul de la composition de fonction s'appellent neurones de sortie et ceux qui effectuent le calcul intermédiaire sont les neurones cachés.[20]

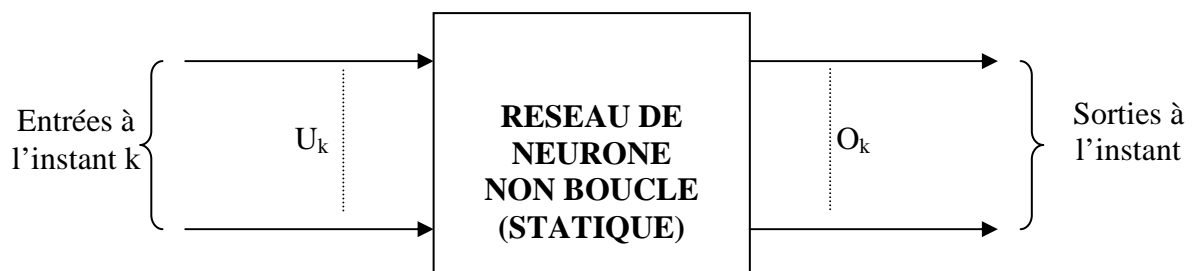


Figure 4.9 : Schéma synoptique d'un réseau de neurone non bouclé

Une autre façon d'assembler les neurones entre eux consiste à constituer des couches de neurones en interdisant toute connexion entre neurones de la même couche et aussi les connexions entre les neurones de deux couches consécutives. Cette structure particulière est donnée par les RNA multicouches ou "Perceptrons Multicouches" (PMC). Elle est la plus utilisée dans le cadre d'approximation des fonctions.

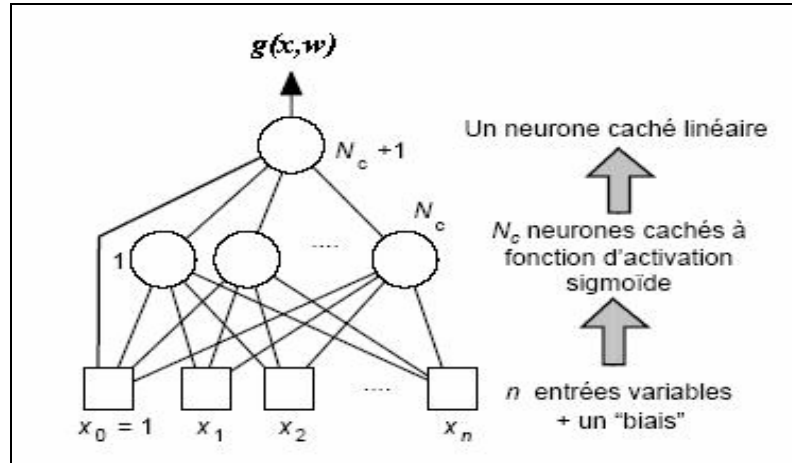


Figure 4.10 : Réseau PMC à n entrées, N_c neurones cachés et un neurone de sortie

En effectuant toutes opérations, nous avons à la sortie du réseau la réponse représentée par la fonction :

$$\begin{aligned}
 g(x, w) &= \sum_{i=1}^{N_c} \left[w_{N_c+1,i} f \left(\sum_{j=1}^n w_{ij} x_j + w_{j0} \right) \right] + w_{N_c+1,0} \\
 &= \sum_{i=1}^{N_c} \left[w_{N_c+1,i} f \left(\sum_{j=0}^n w_{ij} x_j \right) \right] + w_{N_c+1,0}
 \end{aligned} \tag{4.7}$$

Ainsi, le temps ne joue aucun rôle fonctionnel dans un réseau de neurones non bouclé, contrairement aux réseaux récurrents. Pour cette raison, les réseaux non bouclés sont appelés "réseaux statiques", par opposition aux réseaux bouclés dits "dynamiques".

4.2.2.2. Réseaux bouclés ou dynamiques

L'architecture la plus générale pour un réseau de neurones est celle des réseaux bouclés, dont le graphe des connexions est cyclique. En se déplaçant dans le réseau et en suivant le sens des connexions, il est possible de trouver au moins un chemin qui revient à son point de départ et

un tel chemin est désigné sous le terme de "cycle". La sortie d'un neurone du réseau peut être fonction d'elle-même, ceci n'est évidemment concevable que si la notion du temps est explicitement prise en considération.

En effet, à chaque connexion d'un réseau de neurones bouclé ou à chaque arête de son graphe est attaché un poids ou un retard qui est un multiple entier ou nul de l'unité de temps choisie comme pour les réseaux non bouclés.

A un instant donné, une grandeur ne pouvant pas être fonction de sa propre valeur au même instant, ainsi, tout cycle du graphe du réseau doit avoir un retard non nul.

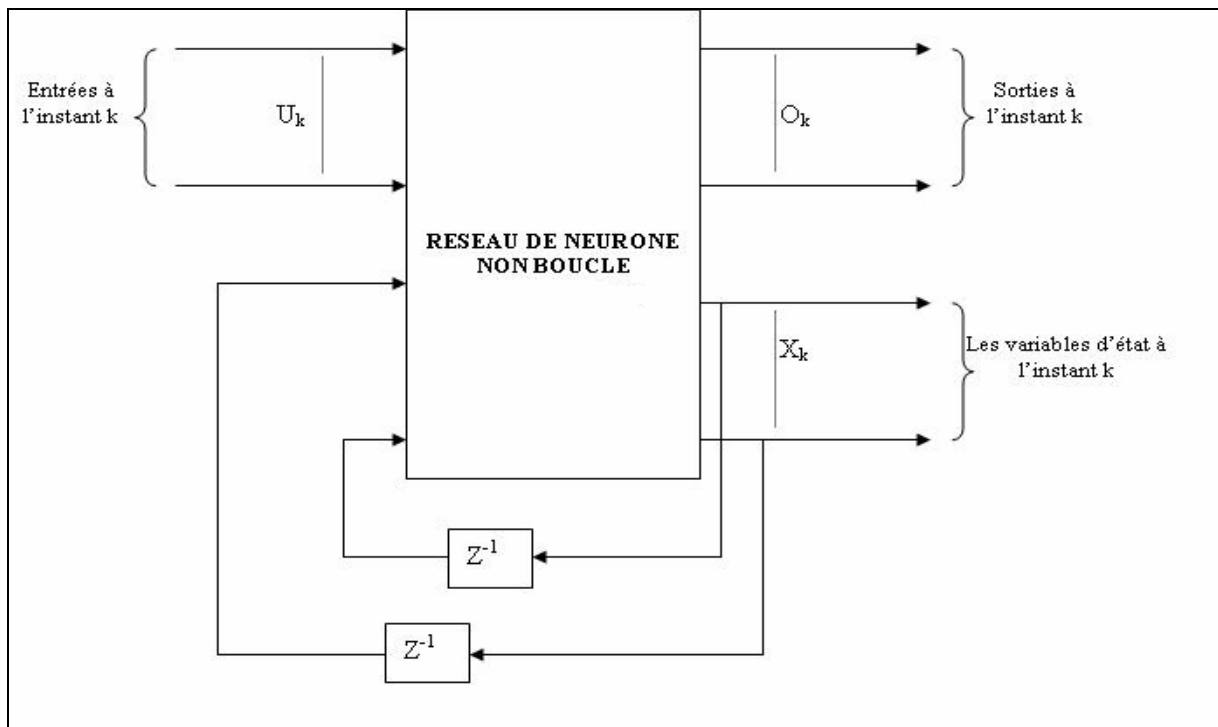


Figure 4.11 : Schéma synoptique d'un réseau de neurone bouclé

Nous soulignons que "tout réseau de neurones bouclé, aussi complexe soit-il, peut être mis sous une forme canonique (voir figure 4.12), comportant un réseau de neurones non bouclé dont certaines sorties dites variables d'état sont ramenées aux entrées par des bouclages de retard unité" [21].

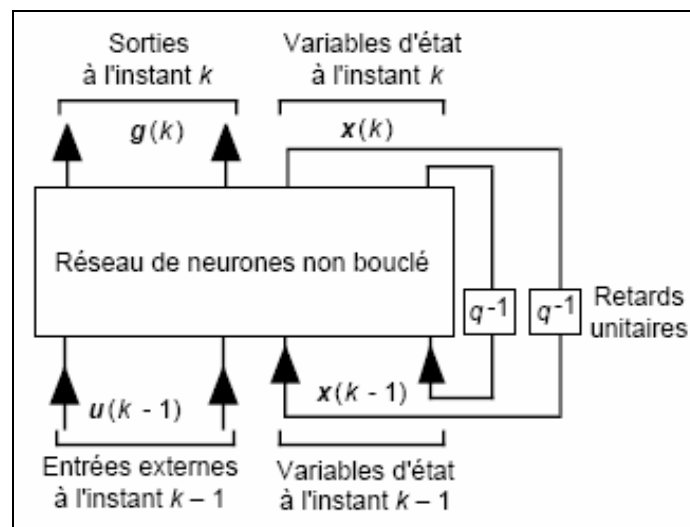


Figure 4.12 : *Forme canonique d'un réseau de neurones bouclé. Le symbole q^{-1} représente un retard d'une unité de temps.*

4.2.2.3. Perceptrons Multicouches

Parmi les types de réseaux de neurones les plus connus, le MLP est le plus utilisé. Le perceptron multicouche est un réseau orienté de neurones vers la couche de sortie. La figure 4.13 présente un exemple du réseau contenant 2 entrées avec une couche cachée de 5 neurones et une couche de sortie. La couche d'entrée ne contient aucun neurone mais elle présente une couche de manière « virtuelle » associées directement aux valeurs des entrées.

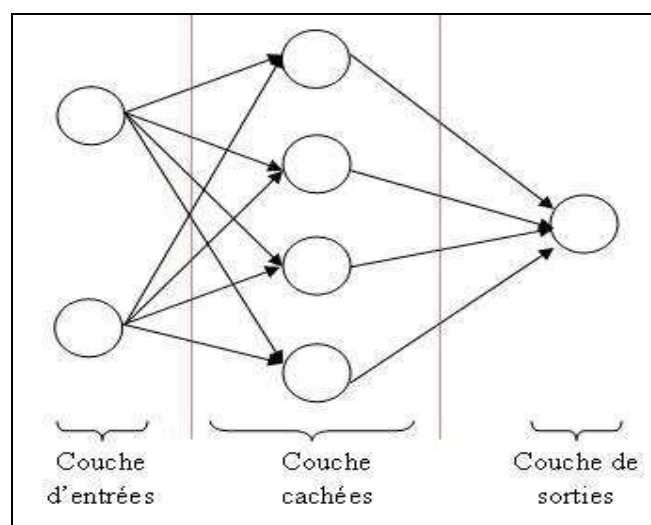


Figure 4.13 : *Exemple d'un perceptron*

4.2.2.4. Mise en œuvre du perceptron multicouche

La mise en œuvre du perceptron multicouche comporte une partie conception, dont l'objectif principal consiste à choisir la meilleure architecture possible et une partie numérique destinée à réaliser l'apprentissage d'un réseau neuronal. Dans le cas général, un PMC peut posséder un nombre quelconque de couches et aussi un nombre quelconque de neurones par couche, mais en vue de perfectionner le fonctionnement d'un PMC d'un côté et de minimiser autant que possible le temps de calcul de l'autre côté, il faut chercher la meilleure architecture optimale.

A partir de cette architecture et d'une base d'exemples disponibles ou base d'apprentissage, le réseau optimal est déterminé [22].

4.3. Approximation universelle

La famille des réseaux de neurones à une couche de neurones cachée possède la propriété d'approximation universelle [23]. Cette approximation a été démontrée [24] par [Cybenko, 1989] et [Funahashi, 1989] et [HORNIK et al. 1989], [HORNIK et al. 1990], [HORNIK 1991] et peut s'énoncer comme suit : "Toute fonction bornée suffisamment régulière peut être approchée uniformément, avec une précision arbitraire, dans un domaine fini de l'espace de ses variables, par un réseau de neurones comportant une couche de neurones cachés en nombre fini, possédant tous la même fonction d'activation et un neurone de sortie linéaire", d'où l'utilisation de l'architecture présentée. Ainsi, le nombre de neurones cachés doit être choisi convenablement pour obtenir la précision voulue.

4.4. La propriété de parcimonie

Dans la pratique, pour la recherche d'une modélisation d'un processus à partir des données, l'obtention des résultats les plus satisfaisants possibles avec un nombre minimum de paramètres ajustables doit être faite.

[Hornik et al. 1994] ont montré que [25] " si le résultat de l'approximation ou la sortie du réseau de neurones est une fonction non linéaire des paramètres ajustables, elle est plus parcimonieuse que si elle est une fonction linéaire de ces paramètres. De plus, pour des réseaux de neurones à fonction d'activation sigmoïdale, l'erreur commise dans l'approximation varie comme l'inverse du nombre de neurones cachés et elle est indépendante du nombre de variables de la fonction à approcher. Par conséquent, pour une précision donnée, donc pour un nombre de neurones cachés donné, le nombre de paramètres du réseau est proportionnel au nombre de variables de la fonction à approcher" .

Les réseaux de neurones, en raison de leurs propriétés mentionnées précédemment sont des bons « approximateurs » de fonction de régression. C'est ce qui justifie leur utilisation pratique à partir d'un nombre fini des points expérimentaux comme base d'apprentissage.

4.5. Phase D'apprentissage

Une fois l'architecture du réseau de neurones choisie, il est nécessaire d'effectuer un apprentissage pour déterminer les valeurs des poids et biais de toutes les couches du réseau permettant à la sortie du réseau de neurones d'être aussi proche que possible de l'objectif fixé. La détermination des poids et biais se fait à l'aide d'algorithmes d'apprentissage. Il existe deux modes d'apprentissage :

- Le mode non supervisé.
- Le mode supervisé.

4.5.1. Le mode non supervisé

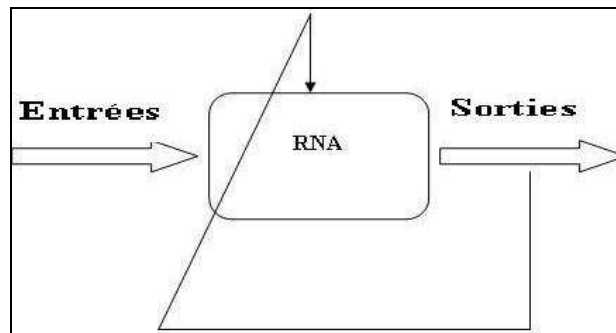


Figure 4.14 : mode non supervisé

L'apprentissage est basé sur des probabilités. Le réseau adaptatif va se modifier en fonction des régularités statistiques de l'entrée et établir des catégories, en attribuant et en optimisant une valeur de qualité, aux catégories reconnues. On ne sait pas à priori si la sortie est valable ou non. Les entrées sont projetées sur l'espace du réseau.

4.5.2. Le mode supervisé

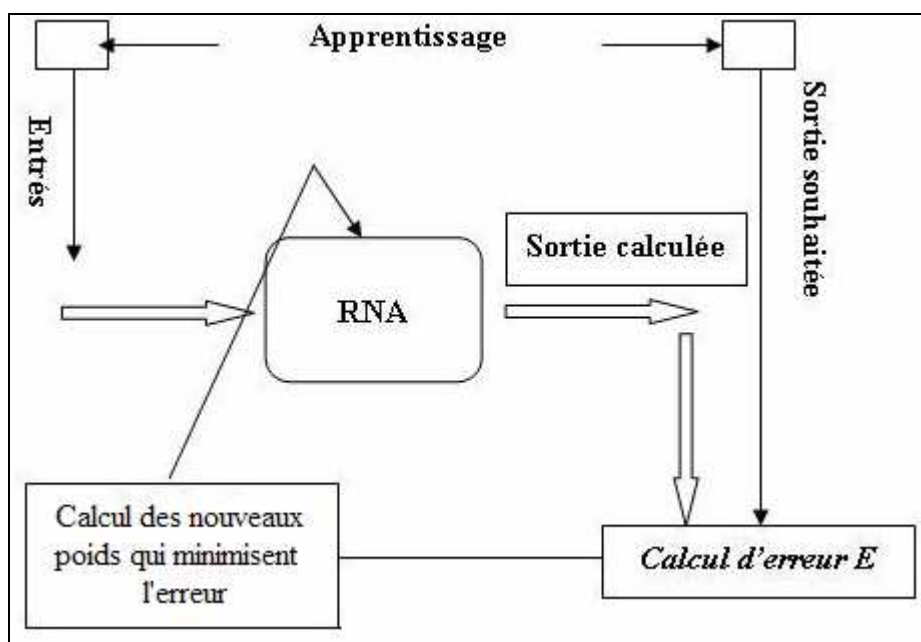


Figure 4.15 mode supervisé

Le réseau adaptatif RNA compare les résultats qu'il a calculés en fonction des entrées fournies et la réponse attendue en sortie. Ainsi le réseau va se modifier jusqu'à ce qu'il trouve la bonne sortie souhaitée, c'est-à-dire celle attendue, correspondante à une entrée donnée. Les différentes réponses sont connues à priori. On dispose d'une base d'apprentissage qui contient un ensemble d'observation sous forme des couples entrées/sorties associées. Les poids sont modifiés en fonction des sorties désirées.

Pour ce mode d'apprentissage, il existe plusieurs algorithmes pour la minimisation de l'erreur d'apprentissage entre sorties et cibles. Ces techniques et exemples d'apprentissage sont traités dans l'ouvrage du groupe de recherche PDP *Parallel Distributed Processing* [26] [27], avec deux ouvrages de référence sur les modèles connexionnistes.

4.5.3. Algorithmes de minimisation

4.5.3.1. Principe des algorithmes utilisés

Si $J(w)$ représente la fonction de coût ou fonction d'erreur, les algorithmes utilisés nécessitent que $J(w)$ soit dérivable par rapport aux poids. Le principe c'est de situer en un point initial afin de trouver une direction de descente du coût dans l'espace des paramètres w en se

dirigeant d'un pas vers cette direction. Un nouveau point est ainsi atteint et l'on itère la procédure jusqu'à satisfaction du critère d'arrêt. Ainsi, à l'itération k , nous calculons le poids par :

$$w_k = w_{k-1} + \alpha_{k-1} \cdot d_{k-1} \quad (4.8)$$

Avec α_k , le pas de la descente

d_k , la direction de la descente

A partir de cette équation, nous avons les différents algorithmes se distinguant par le choix de ces deux quantités, qui sont :

4.5.3.1.1 Descente du gradient

L'algorithme le plus simple consiste à choisir comme direction de descente l'opposé du gradient de la fonction de coût ($d_k = -\nabla J(w) = -\text{Grad}(J(w_k))$). Cette méthode est efficace loin du minimum et permet uniquement de s'en approcher. Pour cette raison, la détermination du pas n'est pas cruciale : loin du minimum, il faut seulement vérifier que le pas n'est ni trop petit ni trop grand. Pratiquement, nous avons utilisé, selon les cas, deux méthodes :

- Soit un asservissement par la norme du gradient :

$$\alpha_k = \frac{\alpha_0}{1 + |\nabla J(w_k)|} \quad (4.9)$$

Où α_0 est une constante qui vaut typiquement 0,01.

- Soit la méthode de Goldstein pour laquelle le pas est adapté afin de satisfaire les deux conditions suivantes [27] :

$$J(w_k + \alpha_k d_k) \prec J(w_k) + m_1 \alpha_k \nabla J^T(w_k) d_k \quad (4.10)$$

$$J(w_k + \alpha_k d_k) \succ J(w_k) + m_2 \alpha_k \nabla J^T(w_k) d_k$$

La première condition assure que le pas choisi n'est pas trop grand, alors que la deuxième, qu'il n'est pas trop petit. Et habituellement, les valeurs des deux paramètres m_1 et m_2 sont respectivement égales à 0,1 et 0,7.

Ces deux méthodes de recherche du pas sont "économiques", car elles ne demandent pas de calculs inutiles de gradient, seul celui dans la direction de descente étant nécessaire.

Le principe de la descente du gradient est illustré sur la figure 4.16.

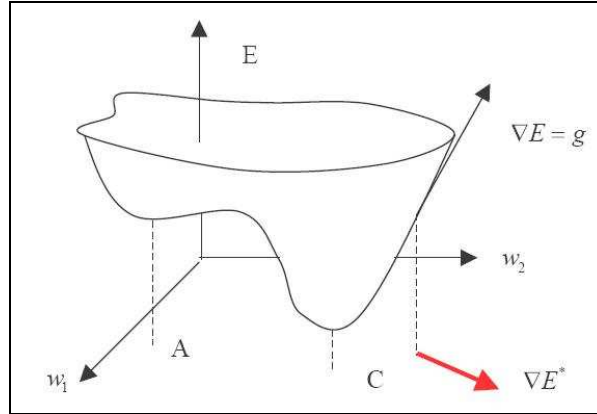


Figure 4.16 : Principe de la descente de gradient

4.5.3.1.2 Méthode de Newton

La méthode de Newton utilise la courbure de la fonction de coût du développement du 2ème ordre pour atteindre le minimum. La modification des paramètres s'écrit ainsi :

$$w_k = w_{k-1} - H_{k-1}^{-1} \nabla J(w_{k-1}) \quad (4.11)$$

La direction de la descente est $-H_{k-1}^{-1} \nabla J(w_{k-1})$ où H_{k-1}^{-1} est l'inverse du Hessien de la fonction de coût et le pas constant est fixé à 1. Cet algorithme converge en une seule itération pour une fonction quadratique. C'est donc un algorithme qui est inefficace loin du minimum de la fonction et très efficace près du minimum.

Dans la pratique, les calculs du Hessien et surtout de son inverse sont à la fois complexes et sources d'instabilités numériques et nous avons préféré utiliser la méthode de "quasi-Newton" qui est basée sur celle de Newton.

4.5.3.1.3 La méthode de quasi-Newton

Les méthodes de quasi-Newton consistent à approcher l'inverse du Hessien plutôt que de calculer sa valeur exacte. La modification des paramètres s'écrit :

$$w_k = w_{k-1} - \alpha_{k-1} \cdot M_{k-1} \cdot \nabla J(w_{k-1}) \quad (4.12)$$

Avec la suite M_k qui est construite de façon à converger vers l'inverse du Hessien avec M_0 égale à la matrice identité. Cette suite est construite grâce à la méthode dite BFGS dont la vitesse de convergence est beaucoup plus grande que celle de la méthode du gradient.

De plus, elle est relativement insensible au choix du pas, qui peut être déterminé économiquement par la méthode de Goldstein [27] .

4.5.3.1.4 Problème des minima locaux

Les minima trouvés par les algorithmes précédents sont des minima locaux. Le minimum trouvé dépend du point de départ de la recherche c'est-à-dire de l'initialisation des poids. En pratique, il faut effectuer plusieurs minimisations pour différentes initialisations, pour trouver plusieurs minima et retenir le "meilleur". Il est néanmoins impossible et généralement inutile, de s'assurer que le minimum choisi est le minimum global. Les réseaux de neurones à couches présentent des symétries, si bien que l'on peut montrer que pour une architecture avec N_c neurones cachés, il existe $2^{N_c} N_c!$ minima équivalents [Bishop, 1995].

4.5.3.1.5 Erreur quadratique

Pour les problèmes de régression, l'ensemble d'apprentissage est constitué d'exemples pour lesquels la sortie désirée t est une variable continue. La fonction de coût la plus utilisée est l'erreur quadratique sur la base d'apprentissage : elle consiste à minimiser la somme des carrés des erreurs entre la sortie du réseau et la valeur réelle de la sortie.

$$J(w) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N (y_i(w) - t_i)^2 \quad (4.13)$$

Cette fonction de coût est issue du principe du maximum de vraisemblance avec une hypothèse gaussienne sur la distribution des sorties.

4.5.3.1.6 La technique de rétropropagation

La rétropropagation est actuellement l'outil le plus utilisé dans le domaine de réseaux de neurones. C'est une technique de calcul des dérivées qui peut être appliquée à n'importe quelle structure de fonctions dérivables.

Mathématiquement, cette méthode est basée sur l'algorithme de descente du gradient et utilise les règles de dérivation des fonctions dérivables.

Pour déterminer le gradient de la fonction de coût par rapport aux poids des couches cachées, une technique particulière appelée la rétropropagation de l'erreur est utilisée. Cette technique s'appuie sur la structure parallèle du RNA pour calculer le gradient relatif aux poids des couches qui précèdent la couche de sortie. D'où l'erreur observée sur la couche de sortie externe est rétropropagée sur les couches internes cachées et les poids sont modifiés selon leur degré de participation à l'erreur [26] [27].

Le but est de calculer la dérivée de l'erreur E^n par rapport à tous les poids du réseau.

Pour un exemple, la dérivée donne le terme $\frac{\partial E^n}{\partial w_{ji}}$.

Durant la phase avant, avec les entrées x_i de poids w_{ji} faisant apparaître dans les RNA les fonctions intermédiaires a_j et z_j données et corrélées entre elles, la sortie y_k est telle que :

$$\begin{aligned} a_j &= \sum_{i=1}^n w_{ji} x_i \\ z_j &= f(a_j) \\ a_k &= \sum_{j=1}^{N_c} w_{kj} z_j = \sum_{j=1}^{N_c} w_{kj} f(a_j) \\ y_k &= g(a_k) \end{aligned} \tag{4.14}$$

Pour la phase arrière, nous disposons de la valeur cible t_k :

$$E^n = E^n(g(a_k)) = \frac{1}{2} (y_k - t_k)^2 \tag{4.15}$$

Pour évaluer l'erreur, nous avons utilisé la relation :

$$\frac{\partial E^n}{\partial w_{kj}} = \frac{\partial E^n}{\partial a_k} \cdot \frac{\partial a_k}{\partial w_{kj}} = \frac{\partial E^n}{\partial a_k} \cdot z_j = \delta_k \cdot z_j \tag{4.16}$$

Où δ_k est appelé signal d'erreur pour l'unité k et nous l'avons évalué par :

$$\begin{aligned} &\textbf{Erreur ! Des objets ne peuvent pas être créés à partir des codes de champs} \\ &\textbf{de mise en forme.} \end{aligned} \tag{4.17}$$

Quant à l'évaluation du signal d'erreur pour les unités cachées, elle est déterminée par :

$$\frac{\partial E^n}{\partial w_{ji}} = \delta_j \cdot x_i \quad (4.18)$$

Avec δ_j se déduisant des signaux d'erreur précédents, à partir :

$$\delta_j = \frac{\partial E^n}{\partial a_j} = \sum_k \frac{\partial E^n}{\partial a_k} \cdot \frac{\partial a_k}{\partial a_j} = \sum_k \delta_k \cdot \frac{\partial a_k}{\partial a_j} = \sum_k \delta_k w_{kj} f'(a_j) \quad (4.19)$$

La formule de rétro propagation du signal d'erreur est donc donnée par :

$$\delta_j = f'(a_j) \sum_k \delta_k w_{kj} \quad (4.20)$$

En résumé, l'algorithme de rétropropagation que nous avons adopté dans notre démarche est le suivant :

- Appliquer les entrées et phase de propagation avant pour calculer les activations des neurones cachés et des sorties
- Calcul des signaux d'erreur δ_k pour tous les neurones de sortie
- Rétro propager les signaux d'erreur δ_k pour obtenir les δ_k au niveau de neurones cachés
- Utiliser la relation générale $\frac{\partial E^n}{\partial w_{ji}} = \delta_j \cdot x_i$

En définitive, la dérivée de l'erreur totale E est obtenue en répétant ces étapes début-fin pour chaque exemple et en sommant les dérivées pour chaque exemple, soit :

$$\frac{\partial E}{\partial w_{ji}} = \sum_1^{N_{\text{exp}}} \frac{\partial E^n}{\partial w_{ji}} \quad (4.21)$$

Les fonctions sigmoïdes non linéaires et différentiables ont la particularité de voir leurs dérivées s'exprimer selon l'expression des fonctions elles-mêmes. Cette dernière propriété facilite les calculs lors de la mise œuvre de la phase d'apprentissage.

4.5.3.2. Généralisation

A la fin de l'apprentissage, le réseau devrait être capable de généraliser, autrement dit avoir été capable de capturer les tendances incluses dans les données de la base d'apprentissage, ceci afin de produire des sorties viables à la présentation des nouvelles entrées.

Les performances du réseau neuronal sont alors déterminées sur des exemples faisant partie de la base dite base de généralisation (test). Ces performances sont généralement données par le calcul de l'erreur en généralisation.

Le RNA est en phase d'utilisation, ainsi les poids obtenus lors de la phase d'apprentissage sont fixés.

4.5.3.3. Le problème de surapprentissage

4.5.3.3.1. Définition de surapprentissage

Si l'on considère un ensemble d'apprentissage et une fonction de coût quadratique, en vertu de la propriété d'approximation universelle exposée au paragraphe 6.2.3.1, il est toujours possible d'obtenir une fonction de coût aussi petite que l'on veut sur l'ensemble d'apprentissage, à condition de mettre suffisamment de neurones cachés, mais choisir un nombre très grand de neurones cachés est inapproprié : c'est le contexte de « surapprentissage ».

Il faut apprendre au réseau suffisamment pour atteindre le degré de flexibilité voulu et aussi éviter ce surapprentissage.

4.5.3.3.2. Biais et variance

Le surapprentissage est souvent expliqué grâce aux concepts de biais et variance introduits dans la communauté des réseaux de neurones par [Geman et al., 1992].[23]

Si l'on considère plusieurs ensembles d'apprentissage, le biais rend compte de la différence moyenne entre les modèles et l'espérance mathématique de la grandeur à modéliser. Le biais est donc lié à la valeur du bruit du processus que l'on cherche à modéliser. La variance rend compte des différences entre les modèles selon la base d'apprentissage utilisée.

On parle souvent de compromis entre le biais et la variance. Si un modèle est trop simple par rapport au processus à modéliser, alors son biais est élevé, mais sa variance est faible puisqu'elle est peu influencée par les données. Si un modèle est trop complexe, son biais est faible puisqu'il est capable de s'ajuster exactement à la base d'apprentissage, mais sa variance est élevée puisqu'une nouvelle base avec une réalisation différente du bruit peut entraîner un modèle très différent : c'est le cas du surapprentissage.

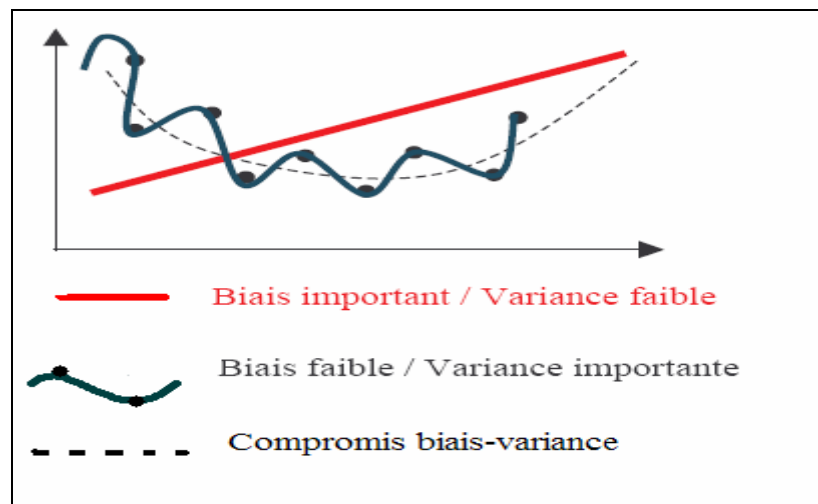


Figure 4. 17 : Illustration du compromis biais/variance

Ainsi, la complexité du modèle doit être ajustée pour trouver un compromis entre le biais et la variance. De ce fait, plusieurs techniques sont utilisées habituellement comme le *Weight Decay* ou le *Early stopping*.

4.5.3.3.3. Early stopping

Comme nous l'avons vu précédemment, l'apprentissage consiste à minimiser, grâce à un algorithme itératif, une fonction de coût calculée sur la base d'apprentissage. La méthode de « *early stopping* » consiste à arrêter les itérations avant la convergence de l'algorithme. Si la convergence n'est pas menée à son terme, le modèle ne s'ajuste pas trop finement aux données d'apprentissage : le surapprentissage est limité.

Pour mettre en œuvre cette méthode, il faut déterminer le nombre d'itérations à utiliser pendant l'apprentissage. La méthode la plus classique consiste à suivre l'évolution de la fonction de coût sur une base de validation et à arrêter les itérations lorsque le coût calculé sur cette base commence à croître (voir figure 4.18).

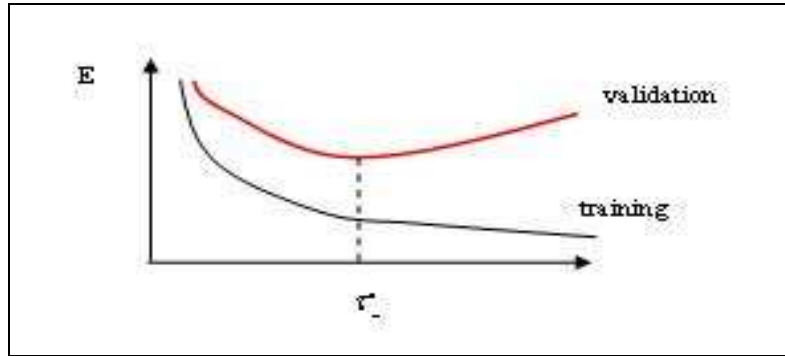


Figure 4.18 : Early stopping

Cette base de validation, généralement représentée par 10 à 25% tirée à partir de l'ensemble d'apprentissage, est utilisée à la fin de chaque apprentissage.

Cependant, cette méthode peut être inapplicable, car il est difficile de déterminer avec précision le moment exact où il faut arrêter l'apprentissage puisque les performances sur la base de validation ne se dégradent pas nettement.

On préfère donc utiliser les méthodes de régularisation, d'autant que [Sjöberg, 1994] a montré que l'arrêt prématuré était identique à un terme de pénalisation dans la fonction de coût.

4.5.3.3.4. *Weight decay*

Lorsque les poids du réseau sont grands en valeur absolue, les sigmoïdes des neurones cachés sont saturées, si bien que les fonctions modélisées peuvent avoir des variations brusques. Pour obtenir des fonctions régulières, il faut travailler avec la partie linéaire des sigmoïdes, ce qui implique l'obtention des poids dont la valeur absolue est faible.

La méthode de régularisation du "*weight decay*" limite la valeur absolue des poids en utilisant :

$$\Omega = \frac{1}{2} \sum w_i^2 \quad (4.22)$$

L'apprentissage s'effectue en minimisant :

$$E = E + \frac{\alpha}{2} \sum w_i^2 \quad (4.23)$$

α est un hyperparamètre qui détermine l'importance relative des deux termes dans la nouvelle fonction de coût (compromis entre biais variance). Si α est trop grand, les poids tendent rapidement vers zéro, le modèle ne tient plus compte des données. Si α est trop petit,

le terme de régularisation perd de son importance et le réseau de neurones peut donc être en surapprentissage. Dans le cas intermédiaire, les poids après l'apprentissage ont des valeurs modérées.

Cette méthode est appelée "*Ridge regression*" dans le cas des modèles linéaires par rapport aux paramètres [Saporta, 1990].

4.6. Résultats

4.6.1 Bases de données utilisées

La disponibilité des données pour les simulations est assez rare. L'Autorité pour la Protection contre les Inondations de la Plaine d'Antananarivo (APIPA) a pour mission la gestion des ouvrages et équipements assurant la défense de la plaine d'Antananarivo contre les inondations. Elle dispose d'un réseau d'annonces de crues qui est composé de 18 stations de mesure automatique de pluie et/ou de débit dans le bassin versant de l'Ikopa en amont de Bevomanga (4 300 km²).

Ces stations sont reliées par radio à un poste central d'acquisition et de traitement des données au bureau de l'APIPA à Anosizato. Ce poste central collecte les données des 18 stations toutes les heures et les utilisent pour la prévision des crues des rivières Ikopa et Sisaony pendant leurs traversées de l'agglomération. La figure 3.1 représente la carte de localisation des stations de mesure des hauteurs d'eau sur les affluents de l'Ikopa.

D'une part, les données obtenues accusent parfois des interruptions pour beaucoup de stations. D'autre part, seules les stations pourvues en même temps de mesure de pluie et débit ou hauteur limnimétrique nous intéressent. Ces dernières, au nombre 5 sont les suivantes : Ambohimambola, Anjeva, Volotsangana, Andramasina et Ambatofotsy. Les données collectées recouvrent les années 2004 et 2005. Les trois premières stations se trouvent sur les sous bassins de l'Ikopa et les deux dernières, sur le cours de la Sisaony.

4.6.2 Application sur la base des données de la rivière d'Ambohimambola

Nous avons pris comme paramètres d'entrées, la hauteur de la rivière, la pluviométrie et un paramètre de sortie, le débit d'eau.

Nous avons mené notre simulation en deux étapes. La première étape que nous avons proposée est du type classique basé sur le perceptron multicouche (PMC) dont le nombre initial de neurones est estimé à 15.

Dans ce modèle, nous avons deux bases de données :

- La base d'apprentissage représente les données hydrologiques du mois de janvier 2005 de la rivière d'Ambohimambola.
- La base de test représente le mois de février de la même rivière.

Après avoir effectué des simulations avec ce modèle, nous avons obtenu les résultats des évaluations du réseau en apprentissage et en Test représentés par les figures 4.19 et 4.20

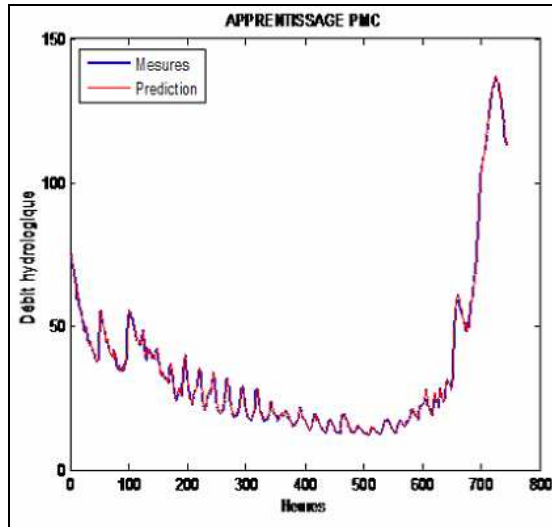


Figure 4.19 : Courbe d'apprentissage

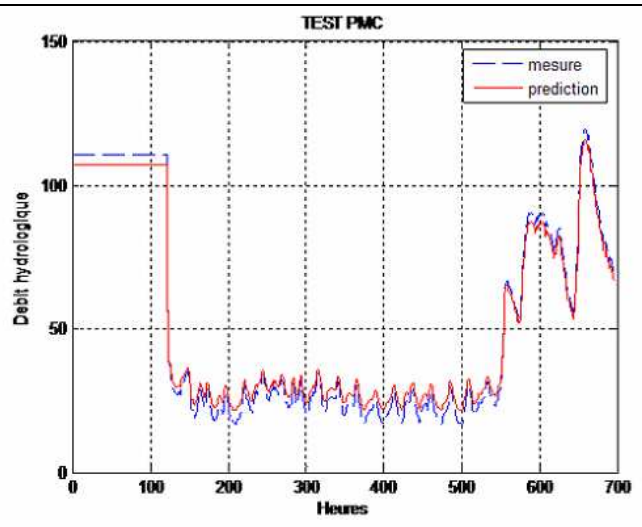


Figure 4.20 : Courbe du Test

Nous avons obtenu l'erreur RMSE en apprentissage égale à 0.0277 m³/s et en test 1.6293m³/s.

La deuxième étape de notre simulation consiste à améliorer le réseau primaire en introduisant la valeur du coefficient de weight decay. Nous savons d'après le paragraphe 4.5.3.3.4 que ce coefficient permet d'éviter le surapprentissage.

D'après la figure 4.21, ce coefficient est égal à 10⁻⁶.

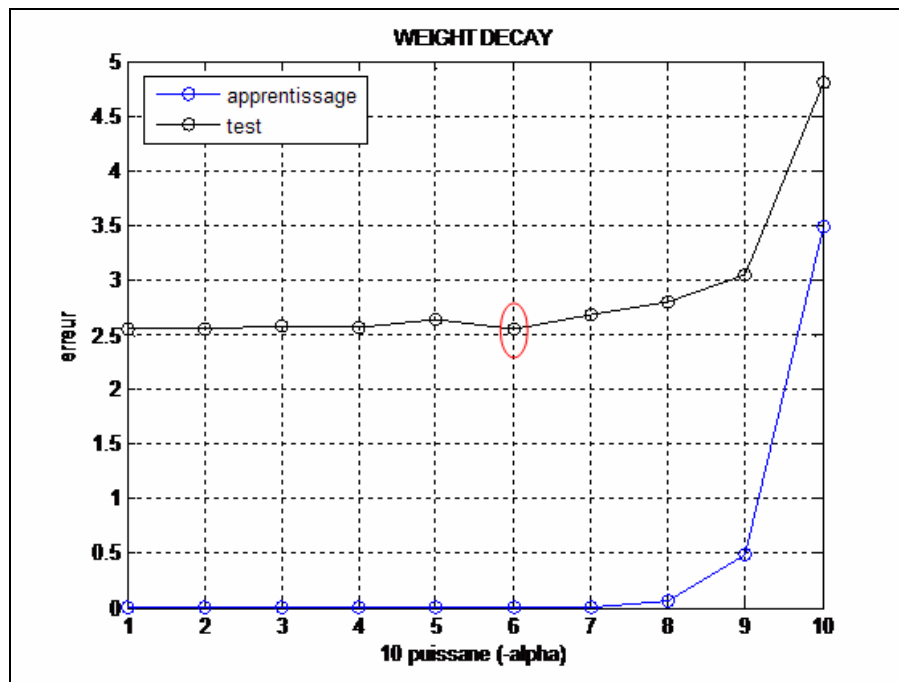


Figure 4.21 : Courbe d'optimisation

Ainsi, les résultats sont donnés par les figures 4.22 et 4.23.

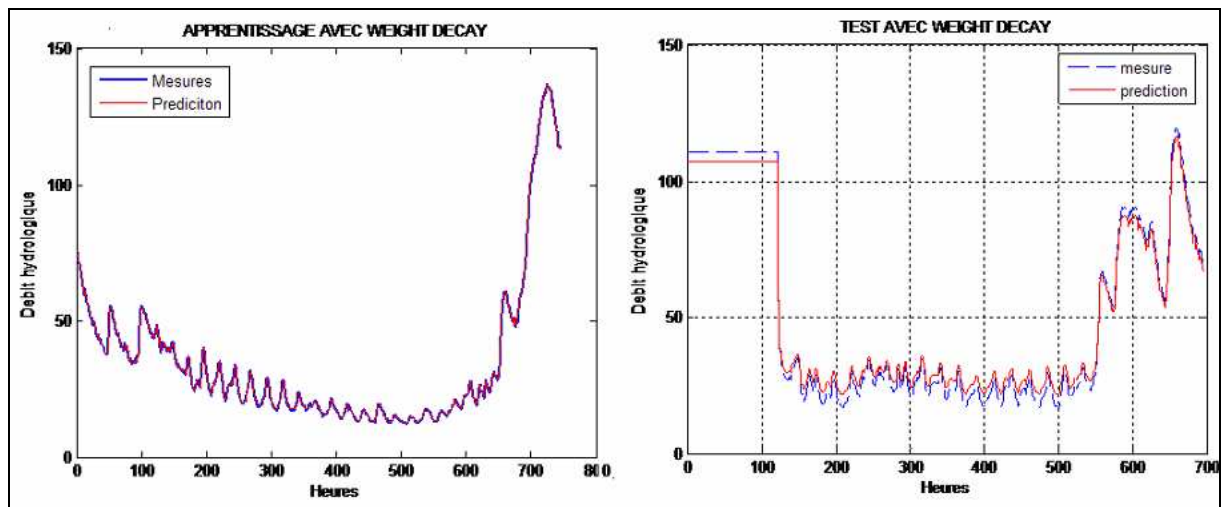


Figure 4.22 : Courbe d'apprentissage
avec Weight Decay

Figure 4.23 : Courbe Test avec
Weight Decay

Nous avons enregistré une erreur de 0.0135 en apprentissage et 1.6025 en Test. Ces valeurs confirment que le réseau secondaire est plus performant que celui du premier modèle.

4.7. Construction d'une base de données des débits d'eau

4.7.1. A partir des réseaux de neurones artificiels

Nous avons élaboré un modèle qui permet d'estimer les débits volumiques de l'eau à partir des deux paramètres qui sont la hauteur de la rivière et la pluviométrie. Grâce à ces deux paramètres, nous avons construit un modèle neuronal donnant la sortie débit journalière. Le modèle ainsi construit est applicable à tout endroit à Madagascar, surtout les hautes terres centrales, dont les communes rurales d'Imerintsiasosika et d'Anjezika. Mais dans ces régions et autres, ces deux paramètres ne sont pas tous disponibles en même temps, l'installation d'une station météorologique étant coûteuse.

Aussi, dans un premier temps, nous avons conçu ce modèle afin de construire une base de données sur le potentiel hydraulique dans ces régions. Nous avons effectué une descente in situ dans la commune rurale d'Imerintsiasosika le 6 juillet 2009. Le but de notre déplacement était de réaliser une série de mesures des débits d'eau pendant une semaine. Nous avons apporté tous les matériels nécessaires que nous avons eus. Nos mesures n'ont pas pu se dérouler comme prévu, pour des raisons d'ordre technique. Ainsi, nous nous étions contentés de faire un état des lieux.

4.7.2. A partir du système d'information géographique

En nous basant sur les données disponibles, nous avons représenté les potentiels hydrauliques sur une carte grâce au système d'information géographique (SIG).

Le système d'information géographique est un outil informatique qui permet d'intégrer, de localiser, d'analyser et de représenter des données qui ont ou non une dimension géographique sur une carte.

La figure 4.24 illustre les potentiels hydrauliques supérieurs à 60 MW de Madagascar.

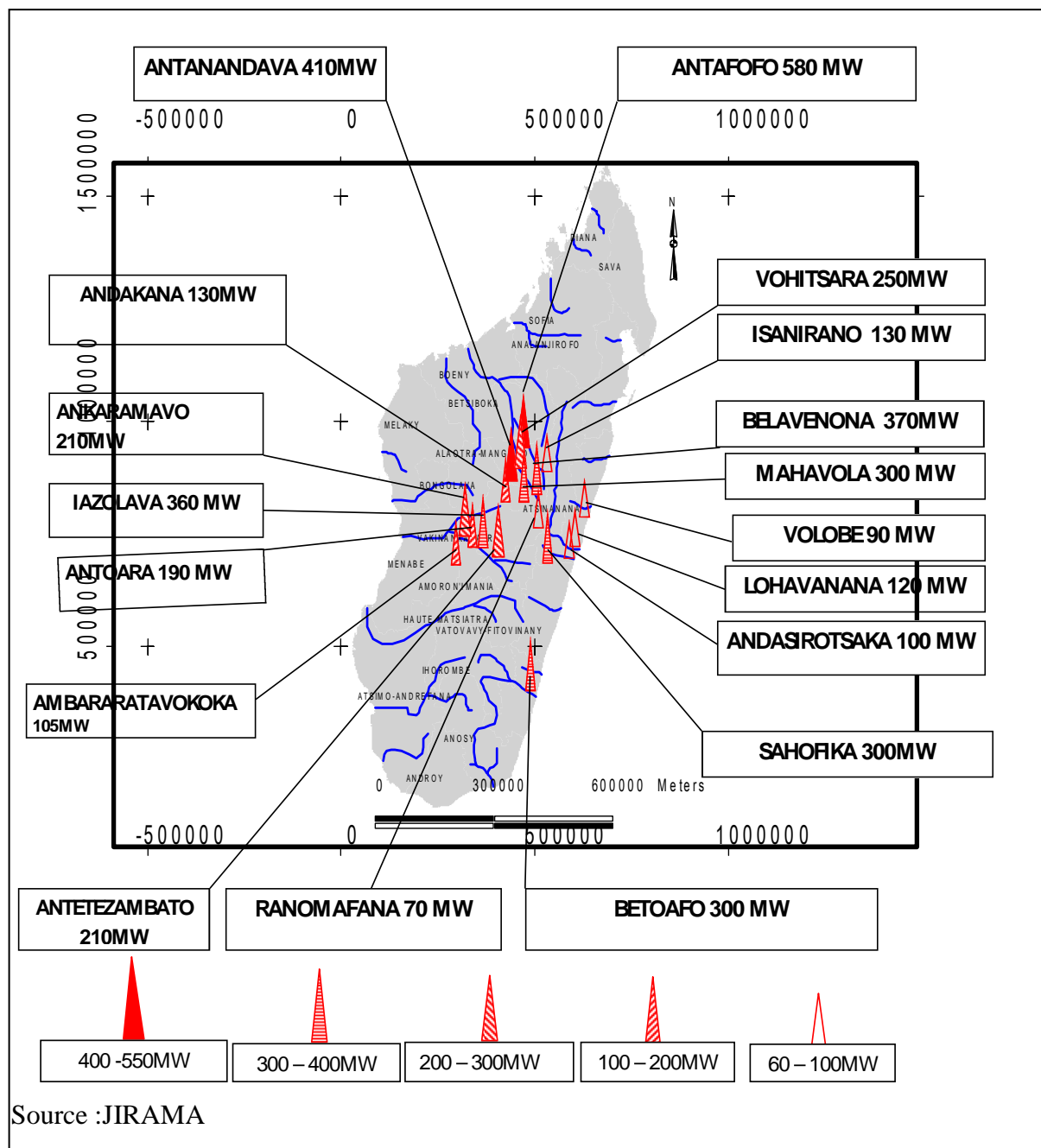


Figure 4.24 : Potentiel hydroélectrique (sites supérieur à 60MW)

D'après cette carte, on voit que les zones à forte potentialités hydroélectrique se trouvent dans le Hautes Terres Centrales malgache. Les deux sites ayant les potentiels les plus élevés sont Antafofo et Antanandava.

Etant donné que les mesures permanentes sur les débits des rivières et fleuves sont encore rares à Madagascar, le Réseau de Neurone Artificiel pourrait compléter les bases des données à utiliser dans le SIG.

CONCLUSION

L'étude que nous venons de faire est divisé en deux grandes parties. En premier, l'étude d'électrification rurale sur le village d'Ankililoaka, dont l'objectif est d'étudier la faisabilité d'implanter une MCH sur ce localité et en deuxième, l'estimation des débits d'eau à partir de réseau de neurones artificiels.

Comme toute l'étude d'électrification, elle est basée essentiellement sur l'évaluation de la demande en énergie électrique de ce village. Cette évaluation est faite par l'estimation des besoins en énergie projeter dans 20ans.

L'étude du potentiel hydraulique fait sur le site, en localisant l'emplacement de la centrale et en faisant les mesures, nous permet de déterminer la puissance hydraulique du site.

Quant on a fait l'étude du potentiel du site, nous pouvons dimensionner tous les ouvrages génies civiles et la turbine. Il est conseillé pour le cas d'Ankililoaka d'utiliser une turbine du type Kaplan dont la puissance de la MCH est estimée à 20 Kw.

L'utilisation des réseaux de neurones artificiels nous permis d'avoir des modèles globaux capable de générer les régimes moyens interannuels des cours d'eau aboutissant à des meilleurs gestion et évaluation des potentielles hydroélectrique des sites choisis.

Après avoir modélisé les données hydrologiques sur des cours d'eau, nous avons pu arriver à des résultats concluants.

Nos modèles étant applicables à toutes les zones des hautes terres centrales et celles du bassin versant Est de Madagascar, nous pouvons établir une carte de leurs potentielles hydroélectrique.

Dans une perspective à venir, il nous semble important de faire une étude de faisabilité de notre MCH afin de savoir le critère d'exploitation : rentabilité, amortissement, coût. En effet, l'octroi de financement et la réalisation de ce projet sont très vitaux pour ce site.

Par ailleurs, nous avons pu établir une cartographie donnant le potentiel hydroélectrique de Madagascar.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Daniell T.M., 1991, Neural networks—applications in hydrology and water resources engineering. International Hydrology and Water Resources Symposium, (Perth, 2–4 octobre), 3(22): 792–802.
- [2] Cubero, R.G., 1991, Neural networks for water demand time series forecasting. Dans Artificial Neural Networks, Proceedings of the International Workshop IWANN'91. Éditeur: A. Prieto. Springer-Verlag, Berlin. pp. 453–460.
- [3] Zhang, S.P., Watanabe, H., et Yamada, R. 1994. Prediction of daily water demands by neural networks. Dans Stochastic and statistical methods in hydrology and environmental engineering. Vol. 3. Éditeurs: K.W. Hipel, A.I. McLeod, U.S. Panu et V.P. Singh. Kluwer Academic Publishers, Dortrecht, Hollande. pp. 217–227.
- [4] Maier, H.R., et Dandy, G.C. 1996. The use of artificial neural networks for the prediction of water quality parameters. Water Resources Research, 32(4) : 1013–1022.
- [5] Coulibaly, P., Ribeiro, J., et Rousselle, J. 1996. Identification de modèles neuronaux pour la prévision des apports naturels printaniers à Chute du Diable. Rapport de recherche, Département de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal, Montréal
- [6] OMAR Anli Ousseni, RAKOTOMALALA Joro Harisetra et RAMASOTSARATODY Maximilien Gildes.
« PROJET D'ELECTRIFICATION D'ANIVORANO-NORD ET SADJOAVATO PAR MCH : ETUDE DE FAISABILITE » Mémoire de fin d'étude pour l'obtention de diplôme d'ingénieur en hydraulique énergétique
- [7] Justin TSARAMODY « COURS D'INSTALLATIONS HYDRAULIQUES »
en, 2008. Ecole supérieur Polytechnique d'Antsiranana.
- [8] SALAMI Saindou et M. RAVELO MIARITSOA Landry.
« ELECTRIFICATION DU VILLAGE DE SAKARAMAMY : ETUDE DE FAISABILITE D'UNE MCH » Mémoire de fin d'étude pour l'obtention de diplôme d'ingénieur en hydraulique énergétique, Avril 2009 Ecole supérieur Polytechnique d'Antsiranana.
- [9] RAKOTOMALALA Tantely.
« DIMENSIONNEMENT D'UNE MCH A PARTIR DU POTENTIEL HYDRAULIQUE D'UN SITE ». Mémoire de fin d'étude pour l'obtention de diplôme d'études approfondies en physique énergétique, Faculté des sciences de l'Université d'Antananarivo, 2007.
- [12] W. S. McCulloch et W. Pitts, « A logical calculus of the ideas imminent in the nervous activity », Bulletin of Mathematical Biophysics, no 5, pp 115-133, 1943.
- [13] Hebb D.O., « The Organization of Behavior: A neuropsychological theory Wiley », New York, 1949

- [14] Rosenblatt, F. 1958, « The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain », *Psychological Review*, 65: 386–408.
 - [15] Minsky, M.L., Papert, S.A., 1969, « Perceptrons », MIT Press, Cambridge, MA.
 - [16] Hopfield, J.J., 1982, « Neural networks and physical systems with emergent collective computational abilities » *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America* 79 (8), 2254–2258
 - [17] RANDRIANARIVONY Rija Nirina, 2007, « Modélisation du régime annuel des petits cours d'eau à faibles données hydrologiques par les réseaux de neurones : détermination des paramètres influents en vue de la mise en place d'une microcentrale hydroélectrique », p 57.
 - [18] Hornik K., Stinchcombe, White H. « Multilayer feedforward networks are universal approximators », *Neural Networks* 2: pp 359-366. (1989)
 - [19] Cybenko, G. 1989. « Approximation by superpositions of a sigmoidal function », *Mathematical Control Signals Systems*, 2 : pp 303–314.
 - [20] Nerrand O., Roussel-Ragot P., Personnaz L., Dreyfus G., Marcos S., 1993, « Neural networks and non-linear adaptive filtering : unifying concepts and new algorithms », *Neural Computation*, 5, p. 165-197.
 - [21] Minoux M., 1989, « Programmation mathématique - Théorie et algorithmes - Tome 1 », 168 pp, CNET et ENST, Dunod, 1989.
 - [22] Broyden C.G., 1970, « The convergence of a class of double-rank minimization algorithms 2: the new algorithm », *Journal Institute of Mathematics and its Applications* 6..
 - [23] Fletcher R., 1970, « A new approach to variable metric algorithms », *The Computer Journal*, vol. 13, n°3, pp. 317-322.
 - [24] Goldfarb D., 1970, « A family of variable metric methods derived by variational means », *Mathematics of Computation* 24, pp. 23-26
 - [25] Shanno D.F., 1969, « Conditioning of quasi-newton methods for function minimization », *Mathematics of Computation* 24, pp. 641-656
 - [26] J. L. McClelland and D. E. Rumelhart, « Explorations in Parallel Distributed Processing, a Handbook of Models, programs, and Examples », MIT Press, Cambridge, 1988.
 - [27] Rumelhart D., G. Hinton & Williams R., « Learning internal representations by error propagation », *Parallel Distributed Processing*, Vol. 1, D. Rumelhart and J. McClelland Eds. Cambridge: MIT Press, pp. 318-362, 1986.
-

REFERENCES WEBOGRAPHIQUES

- [10] <http://fr.wikipedia.org/wiki/Neurone>
- [11] <http://bebene.ifrance.com/inte.htm>

ANNEXES

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1: DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

ANNEXE 2: COUP DE BELIER DANS UNE CONDUITE FORCEE

ANNEXE 3: LISTING DES PROGRAMMES

ANNEXE 1 : DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

1.1 Calcul de stabilité barrage:

Il suffit, tout simplement de faire l'étude une section du barrage.

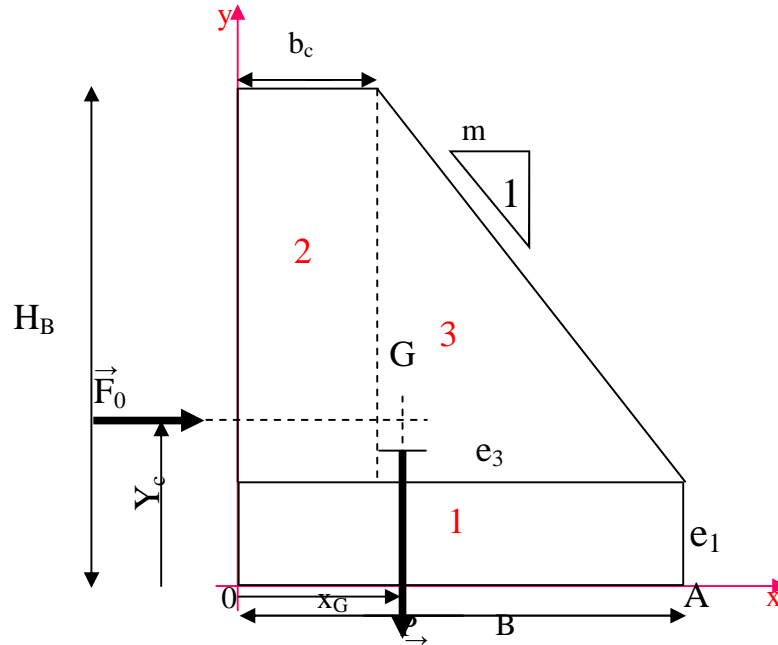


Figure 1: calcul de stabilité du barrage

L'abscisse X_G du centre de gravité G est calculé d'après HUYGUENS par

$$X_G = \frac{(x_1 \cdot s_1) + (x_2 \cdot s_2) + (x_3 \cdot s_3)}{s_1 + s_2 + s_3} \quad (1.1)$$

$$\begin{aligned} x_1 &= 0,5B & S_1 &= B \cdot e_1 \\ x_2 &= 0,5b_c & S_2 &= (H_B - e_1) \cdot b_c \\ x_3 &= b_c + \frac{1}{3}e_3 & S_3 &= 0,5e_3(H_B - e_1) \end{aligned} \quad (1.2)$$

$$\text{La section total est donnée par : } S_T = S_1 + S_2 + S_3 \quad (1.3)$$

Plaçons-nous maintenant en période de crue ou l'eau exerce une poussée Q_0 a une hauteur Y_c du seuil du barrage, telle que :

$$F_0 = (H_c + 0,5H_a)H_B \cdot \gamma_e \quad (1.4)$$

Où γ_e est le poids volumique de l'eau égal à 981 daN/m^3 , et H_c étant la hauteur de charge au dessus de la crête du barrage.

$$\text{Et } Y_c = \frac{H_B \left(H_c + \frac{H_B}{3} \right)}{2.H_c + H_B} \quad (1.5)$$

Et le poids propre du barrage est donné par la relation suivante :

$$P_B = \gamma_b . S_T . L_B \quad (1.6)$$

Où γ_b , poids volumique du béton

L_B , longueur du barrage

Le moment de stabilité du barrage est,

$$M_{stB} = P_B . X_G \quad (1.7)$$

Le moment de renversement du barrage est,

$$M_{re} = F_0 Y_c \quad (1.8)$$

1.2 Calcul géotechnique

Détermination de la largeur minimale de la selle qui permet de ne pas avoir le risque de tassement :

$$\text{- Poids total du barrage, } P_B = \gamma_B L_B S_T \quad (1.9)$$

$$\text{- Poids de l'eau, } P_{eau} = H_C L_B Y_{eau} L_{semelle} \gamma_B \quad (1.10)$$

$$\text{- Poids propre de la semelle, } P_{semelle} = L_B . e_{semelle} . L_{semelle} . \gamma_B \quad (1.11)$$

Où $L_{semelle}$ et $e_{semelle}$ (10cm) sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la semelle.

Alors, les forces verticales sont :

$$\text{Pour le barrage en béton, } F_{VB} = P_B + (H_C . Y_{eau} + e_{semelle} . \gamma_B) L_B L_{semelle} \quad (1.12)$$

Où P_B est le poids propre du barrage en béton

$$\text{Et la surface d'appui est : } S_a = L_B . L_{semelle} \quad (1.13)$$

Avec la condition $\frac{F_V}{S} < 0,75 \text{ bar}$, on trouve une équation d'une seule inconnue qui est $L_{semelle}$

1.3 Dimensions des murs d'ancrage

Pour la forme trapézoïdale présentée sur la figure suivante :

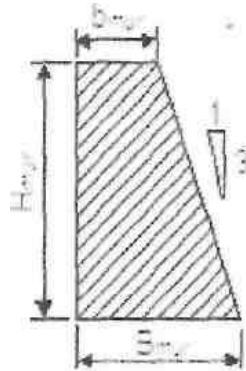


Figure 2 : mur d'ancrage

1.4 La hauteur du mur :

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{mur} = H_{PHEC} + r$ (1.14)

Où r : revanche [$r = 20\text{cm}$] ;

H_{PHEC} : plus haut niveau d'eau cyclonique, en [m]. La largeur b_{mur} de sa crête est pratiquement égale à la largeur de la crête du barrage b_c .

Tout d'abord, il est nécessaire de connaître les différentes forces qui agissent sur les murs telles que :

- Les forces verticales (qui assurent la stabilité) ;
- Les poids propres des murs ;
- Les forces horizontales (forces de renversements)
 - * Poussée de l'eau
 - * Force de poussée de la roue au dessus du mur.

1.5 Poussée des terres :

La poussée des terres est donnée par la relation suivante :

$$F_t = \frac{1}{2} A \gamma_t H_{mur} \quad (1.15)$$

A : coefficient de poussée

γ_t : Poids volumique de la terre,

Les valeurs de A sont données par le tableau 1.1 de RESAL,

Tableau 1.1 : Coefficient de poussée en fonction de l'angle de talus

φ [°]	20	25	30	35	40	45
A	0,407	0,324	0,259	0,204	0,164	0,130

$\gamma_t = g\rho_t$ Avec ρ_t : masse volumique de la terre vérifiant le coefficient A et φ donné par le tableau 1.2

Tableau 1.2 : Masse volumique ρ_t des terres en fonction des angles de talus φ

Nature des terres	Masse volumique ρ_t [kg/m ³]	Angle de talus φ
Sable mouillé	2000	24°
Argile saturé d'eau	2000	17°

Dans notre cas, on a des terres sable argileux, donc on prend $\rho_t = 2000 \text{ kg/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$ et $A = 0,407$.

1.6 Point d'application de la force F_t :

$$F_t \text{ est appliquée à une hauteur : } Y_t = \frac{2}{3} H_{mur} \quad (1.16)$$

1.7 La poussée de l'eau :

$$\text{Elle est donnée par la relation, } F_0 = \rho_0 g \frac{H_{PHFC}^2}{2} \quad (1.17)$$

Le point d'application de cette poussée a une hauteur Y_0 telle que :

$$Y_0 = \frac{1}{3} H_{PHEC} \quad (1.18)$$

1.8 Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \rho g H_{mur} (B_{mur} + b_{mur}) \quad (1.19)$$

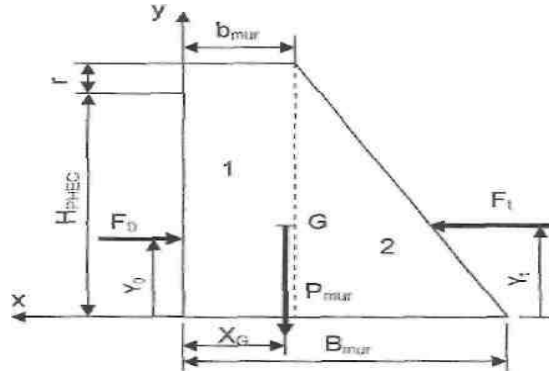


Figure 3 : calcul de stabilité

1.9 Calcul de centre de gravité

D'après la formule de barycentre, on a :

$$X_G = \frac{X_1 S_1 + X_2 S_2}{S_1 + S_2} \quad (1.20)$$

$$\text{Où, } X_1 = \frac{b_{mur}}{2} \quad S_1 = b_{mur} \cdot H_{mur} \quad (1.21)$$

$$X_2 = b_{mur} + \frac{1}{3}(B_{mur} - b_{mur}) \quad S_2 = \frac{1}{2} H_{mur} (B_{mur} - b_{mur})$$

1.10 Calcul de stabilité du mur

$$\text{Moment de renversement : } M_{re} = F_D Y_D = \rho_0 g \frac{H^3_{PHEC}}{6} \quad (1.22)$$

$$\text{Moment de stabilité : } M_{st} = F_t Y_t + P_{mur} (B_{mur} - X_G) \quad (1.23)$$

En remplaçant P_{mur} par son expression, on trouve :

$$M_{st} = F_t Y_t + \rho g H_{mur} (B_{mur} - b_{mur}) (B_{mur} - X_G) \quad (1.24)$$

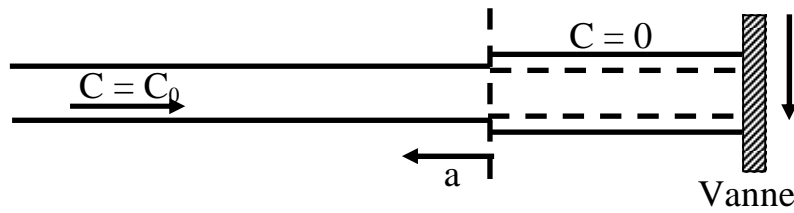
$$\text{Le mur est stable si : } \frac{M_{st}}{M_{re}} > 2 \quad (1.25)$$

$$\frac{M_{st}}{M_{re}} = 6 * \frac{F_t Y_t + \rho g H_{mur} (B_{mur} - b_{mur}) (B_{mur} - X_G)}{\rho_0 g H^3_{PHEC}} \quad (1.26)$$

On résout l'équation par itération : on donne une valeur à B_{mur} , on calcul X_G et P_{mur} et on vérifie la condition de stabilité. Tant que cette condition n'est pas vérifiée, on augmente la largeur B_{mur} de la base du mur jusqu'à ce que la condition soit à sa limite.

ANNEXE 2 : COUP DE BELIER DANS UNE CONDUITE FORCEE

Phase 1 : $0 < t < t_{ca}$; remontée d'une onde de surpression à partir de la vanne.



Phase 1 : Coup de béliet dans une conduite

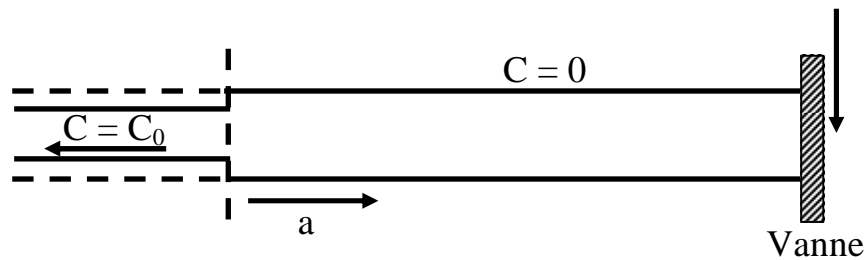
Où, $t_{ca} = \frac{L}{a}$: le temps caractéristique du tronçon de conduite.

a : célérité de l'onde

L : longueur du tronçon de la conduite

Phase 2 : $t_{ca} < t < 2t_{ca}$

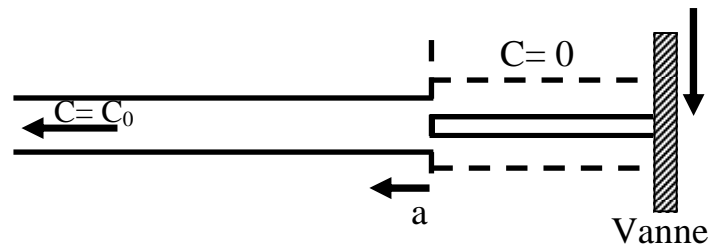
La phase 2 correspond à la descente de l'onde après réflexion totale sur le bassin, qui joue le rôle d'un nœud de pression, le diamètre de la conduite reprend sa valeur initiale.



Phase2 : Coup de béliet dans une conduite

Phase 3 : $2t_{ca} < t < 3t_{ca}$

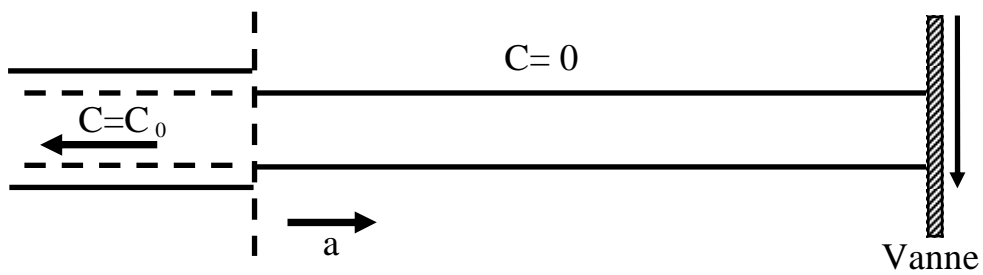
Cette phase est la remontée d'une onde sous forme d'une onde de dépression, produit par réflexion totale à la vanne aval, qui représente un nœud de débit ; la conduite se contracte.



Phase 3 : coup de bélier dans une conduite

Phase 4 : $3t_{ca} < t < 4t_{ca}$

Redescente de l'onde dépression, la conduite reprend sa forme initiale.



Phase 4 : coup de bélier dans une conduite

ANNEXE 3 : LISTING DES PROGRAMMES**%Demonstrate simple regression using a multi-layer perceptron**

```

% Description
% The problem consists of one input variable X and one target variable
% T with data generated by sampling X at equal intervals and then
% generating target data by computing SIN(2*PI*X) and adding Gaussian
% noise. A 2-layer network with linear outputs is trained by minimizing
% a sum-of-squares error function using the scaled conjugate gradient
% optimizer.
% Generate the matrix of inputs x and targets t.
ndata = 20; % Number of data points.
noise = 0.2; % Standard deviation of noise distribution.
x = [0:1/(ndata - 1):1]';
randn('state', 1);
t = sin(2*pi*x) + noise*randn(ndata, 1);
clc
disp('This demonstration illustrates the use of a Multi-Layer Perceptron')
disp('network for regression problems. The data is generated from a noisy')
disp('sine function.')
disp(' ')
disp('Press any key to continue.')
pause
% Set up network parameters.
nin = 1; % Number of inputs.
nhidden = 3; % Number of hidden units.
nout = 1; % Number of outputs.
alpha = 0.01; % Coefficient of weight-decay prior.
% Create and initialize network weight vector.
net = mlp(nin, nhidden, nout, 'linear', alpha);
% Set up vector of options for the optimiser.
options = zeros(1,18);
options(1) = 1; % This provides display of error values.
options(14) = 100; % Number of training cycles.
clc
disp(['The network has ', num2str(nhidden), ' hidden units and a weight decay'])
disp(['coefficient of ', num2str(alpha), '.'])
disp(' ')
disp('After initializing the network, we train it use the scaled conjugate')
disp('gradients algorithm for 100 cycles.')
disp(' ')
disp('Press any key to continue')
pause
% Train using scaled conjugate gradients.
[net, options] = netopt(net, options, x, t, 'scg');
disp(' ')
disp('Now we plot the data, underlying function, and network outputs')
disp('on a single graph to compare the results.')
disp(' ')

```

```
disp('Press any key to continue.')
pause
% Plot the data, the original function, and the trained network function.
plotvals = [0:0.01:1];
y = mlpfwd(net, plotvals);
fh1 = figure;
plot(x, t, 'ob')
hold on
xlabel('Input')
ylabel('Target')
axis([0 1 -1.5 1.5])
[fx, fy] = fplot('sin(2*pi*x)', [0 1]);
plot(fx, fy, '-r', 'LineWidth', 2)
plot(plotvals, y, '-k', 'LineWidth', 2)
legend('data', 'function', 'network');
disp(' ')
disp('Press any key to end.')
pause
close(fh1);
clear all;
```

%Demonstrate Bayesian regression for the MLP.

```
% Description
% The problem consists an input variable X which sampled from a
% Gaussian distribution, and a target variable T generated by computing
% SIN(2*PI*X) and adding Gaussian noise. A 2-layer network with linear
% outputs is trained by minimizing a sum-of-squares error function with
% isotropic Gaussian regularizer, using the scaled conjugate gradient
% optimizer. The hyperparameters ALPHA and BETA are re-estimated using
% the function EVIDENCE. A graph is plotted of the original function,
% the training data, the trained network function, and the error bars.
clc;
% Generate the matrix of inputs x and targets t.
ndata = 16; % Number of data points.
noise = 0.1; % Standard deviation of noise distribution.
randn('state', 0);
x = 0.25 + 0.07*randn(ndata, 1);
t = sin(2*pi*x) + noise*randn(size(x));
% Plot the data and the original sine function.
h = figure;
nplot = 200;
plotvals = linspace(0, 1, nplot);
plot(x, t, 'ok')
xlabel('Input')
ylabel('Target')
hold on
axis([0 1 -1.5 1.5])
fplot('sin(2*pi*x)', [0 1], '-g')
```

```

legend('data', 'function');
% Set up network parameters.
nin = 1;           % Number of inputs.
nhidden = 3;      % Number of hidden units.
nout = 1;         % Number of outputs.
alpha = 0.01;     % Initial prior hyperparameter.
beta_init = 50.0; % Initial noise hyperparameter.
% Create and initialize network weight vector.
net = mlp(nin, nhidden, nout, 'linear', alpha, beta_init);
% Set up vector of options for the optimiser.
nouter = 3;       % Number of outer loops.
ninner = 1;       % Number of inner loops.
options = zeros(1,18); % Default options vector.
options(1) = 1;   % This provides display of error values.
options(2) = 1.0e-7; % Absolute precision for weights.
options(3) = 1.0e-7; % Precision for objective function.
options(14) = 500; % Number of training cycles in inner loop.
% Train using scaled conjugate gradients, re-estimating alpha and beta.
for k = 1:nouter
    net = netopt(net, options, x, t, 'scg');
    [net, gamma] = evidence(net, x, t, ninner);
    fprintf(1, '\nRe-estimation cycle %d:\n', k);
    fprintf(1, ' alpha = %8.5f\n', net.alpha);
    fprintf(1, ' beta = %8.5f\n', net.beta);
    fprintf(1, ' gamma = %8.5f\n\n', gamma);
    disp(' ')
    disp('Press any key to continue.')
    pause;
end
fprintf(1, 'true beta: %f\n', 1/(noise*noise));
% Evaluate error bars.
[y, sig2] = netevfwd(mlppak(net), net, x, t, plotvals);
sig = sqrt(sig2);
% Plot the data, the original function, and the trained network function.
[y, z] = mlpfwd(net, plotvals);
figure(h); hold on;
plot(plotvals, y, '-r')
xlabel('Input')
ylabel('Target')
plot(plotvals, y + sig, '-b');
plot(plotvals, y - sig, '-b');
legend('data', 'function', 'network', 'error bars');

```

```
%-----Programme de calcul du barrage-----
```

```
clear all
close all
clc
Qcrue = input('entrée la valeur du débit de crue Qcrue = ');
Qder = input('entrée la valeur du débit de crue Qder = ');
md = input('entrée la valeur du coefficient du débit md = ');
g = input('entrée la valeur du coefficient de pesanteur g = ');
Lb = input('entrée la valeur de la longueur du barrage Lb = ');
%-----calcul de hauteur de charge-----
Q10 = Qcrue-Qder
D = md*Lb*(2*g)^(1/2);
F = Q10/D;
Hc = F^(2/3)
```

```
%-----Calcul de Bmur-----
```

```
close all
clear all
clc
%-----Entrées des variables-----
Rot = 2000;%input('Entrer la masse volumique de la terre Rot = ');
g = 9.81;%input('La pesanteur g = ');
A = 0.407;%input('Le coefficient de poussée A = ');
Hmur = 1.95;%input('Entrer la hauteur du mur Hmur = ');
Ro = 1000;%input('Entrer la masse volumique de l'eau Ro = ');
Hphec = 1.75;%input('Entrer la hauteur la plus haut en periode cyclonique Hphec = ');
R = 2500;%input('Entrer la masse volumique de R = ');
bmur = 0.55;%input('Entrer la longueur de la crete bmur = ');
```

```
for Bmur = 0:0.001:3;
    hold on
    Gt = g*Rot;
    Ft = (1/2)*A*Gt*Hmur;
    Yt = (2/3)*Hmur;
    Fo = Ro*g*((Hphec^2)/2);
    Yo = (1/3)*Hphec;
    Pmur = R*g*Hmur*(Bmur - bmur);
    S1 = bmur*Hmur;
    S2 = (1/2)*Hmur*(Bmur - bmur);
    X1 = bmur/2;
    X2 = bmur + (1/3)*(Bmur-bmur);
    XG = (X1*S1+X2*S2)/(S1+S2);
    Mre = Fo*Yo;
    Mst = Ft*Yt + Pmur*(Bmur - XG);
    eps = Mst/Mre;
    plot(Bmur,eps,'-.')
    xlabel('Bmur');
    ylabel('eps');
    grid on
```



```
axis([0 2 0 5]);  
hold off  
end  
%if (eps)>2  
%Bmur = Bmur + 1;  
%return  
%Bmur
```

**DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES HYDRAULIQUE D'UNE
MICROCENTRALE HYDROELECTRIQUE : CAS D'ANKILILAOKA
ESTIMATION DU DEBIT D'EAU A TRAVERS LES RESEAUX DE NEURONES
ARTIFICIELS : CAS D'AMBOHIMANAMBOLA**

RESUME

Ce travail consiste à dimensionner les ouvrages hydrauliques en vue d'une installation d'une MCH dans la commune rurale d'Ankililaoka. Cette dernière est confrontée à un certain nombre de problèmes tels que le manque des données hydrologiques pour les petites rivières. Nous avons procédé à des mesures expérimentales du débit d'eau de la rivière afin de réaliser les travaux de ce dimensionnement. Par ailleurs, pour contourner à ce problème d'inexistence des données hydrologiques, nous avons utilisé les réseaux de neurones artificiels. En appliquant cette méthode à la rivière d'Ambohimambola, nous avons pu évaluer les débits volumiques hydrologiques.

Mots clés : Débit, barrage, chute, turbine, conduites, réseau de neurones artificiels.

ABSTRACT

This work consists in dimensioning the hydraulic works for a Micro hydroelectric power installation in the rural district of Ankililaoka. This latter is confronted with a certain number of problems such as the lack of the hydrological data for the small rivers. We carried out experimental rate of flow measurements in order to complete work of this dimensioning. In addition, to mitigate this problem of inexistence of the hydrological data, we used the artificial neural network. By applying this method to the river of Ambohimambola, we could evaluate the hydrological rate of flow.

Key words: Rate of flow, dam storage, waterfall, turbine, pipe, artificial neural network.

Encadreurs: Pr. RANDRIAMANANTANY Zely Arivelo Dr. RASAMIMANANA François de Salle	Impétrant : ANDRIANASOLO Arthur Aimé +261325145714 e-mail : ra_arth@yahoo.fr BLOC 42 porte 2 CU Ankatso II
---	--