

15012

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR
FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
DEPARTEMENT DE GEOLOGIE



THESE

Pour obtenir le grade de **DOCTEUR** en Géologie appliquée

Spécialité : HYDROGEOLOGIE

Préparée au Laboratoire d'Hydraulique et de Mécanique des Fluides du
département de Physique

**ETUDE STATISTIQUE ET MODELISATION PLUIE-DEBIT A
L'AIDE DES MODELES CONCEPTUELS GLOBAUX GR4J
ET GR2M : APPLICATION SUR LE BASSIN VERSANT DU
FLEUVE GAMBIE A LA STATION DE KEDOUGOU**

Présentée et soutenue publiquement par

M. Edmond Nicaise MALANDA NIMY

le 04 juillet 2009

Devant le jury composé de :

M.	Cheikh Bécaye	GAYE	Président	UCAD
M.	Abdoulaye	FAYE	Rapporteur	UCAD
M.	Soussou	SAMBOU	Rapporteur	UCAD
M.	Sérigne	FAYE	Examineur	UCAD
M.	Amadou	GAYE	Examineur	UCAD
M.	Lamine	KONATÉ	Examineur	OMVG

DÉDICACES

A mes parents Henriette NSALOULOU et Germain MALANDA, pour leur soutien constant et sans faille même dans les moments difficiles, que la grâce de Dieu leur soit accordée en Jésus Christ notre Sauveur et Seigneur.

A mes sœurs et frères qui m'ont soutenu dès le début de ce travail jusqu'à sa réalisation et qui m'ont prodigués des conseils grâce auxquels j'ai pu surmonter les moments les plus difficiles que j'ai connu. J'aimerais ainsi citer pour cela Jean Frédéric MALANDA, Ange Rigobert NGOMA, Jean Dieudonné FOUKILA, Clémence MALANDA NSIMBA, Audrey Florence MALANDA ZEMBO, Emery Frédalin MALANDA MVOUEZOLO, Sadath Ninelle MALANDA MOUNKETO ; que l'Eternel notre Dieu les bénisse dans toute sa richesse.

A mon jeune Frère Yanne Christian MALANDA qui m'a rejoint à Dakar et grâce à qui j'ai pu sentir la chaleur de l'amour familial si proche après toutes ces années d'éloignement, que la grâce et la paix de Dieu abondent sur toi tous les jours de ta vie.

Une pensée à ma petite sœur défunte, j'ai nommé Clarisse MALANDA LOUHOUNOU rappelée dans le repos céleste en 2005 des suites d'une longue maladie.

A tous mes nièces et neveux qui me disent des petits mots doux et réconfortants au téléphone, que la paix de Dieu qui surpasse toute intelligence garde vos cœurs et vos pensées en Jésus Christ.

A ma future épouse.

A toute ma famille qui ma soutenue de diverses façons et grâce à laquelle j'ai pu mener mes études dont le couronnement est la réalisation de cette thèse. Puisse le Seigneur notre Dieu vous combler de sa grâce et de ses bénédictions.

REMERCIEMENTS

Je remercie Monsieur **Cheikh Bécaye GAYE**, Professeur Titulaire, pour ses qualités humaines et pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury de cette thèse malgré son calendrier chargé. Que Dieu vous accorde toutes sortes de bénédictions pour tous les efforts vous faites dans la perpétuation de la connaissance.

Je remercie Monsieur **Abdoulaye FAYE**, Maître de Conférence, pour sa sollicitude et pour tous les conseils sans lesquels ce travail n'aurait pas vu le jour. Que le Seigneur Dieu vous rende au centuple toute la richesse des services et conseils ce que j'ai reçu de vous.

Je remercie Monsieur **Sérigne FAYE**, Maître de Conférence, pour sa grande disponibilité malgré les multiples responsabilités dues à ses fonctions de Chef de Département de Géologie. C'est grâce à vous que j'ai connu la modélisation et vous avez su me communiquer cet intérêt que vous aviez pour la modélisation.

Je remercie Monsieur **Soussou SAMBOU**, Maître Assistant, Responsable du Laboratoire d'Hydraulique et de Mécanique des Fluides, pour sa patience et ses qualités scientifiques. Vous avez su me redonner la motivation même lorsque tout semblait incertain. Dans les moments difficiles vous m'aviez toujours soutenu non seulement moralement mais aussi financièrement et c'est grâce à vous que j'ai pu bénéficier des allocations AMMA qui m'ont été d'une grande aide. Toutes ces années passées à vos côtés (de 1998 à aujourd'hui) m'ont permis d'apprécier à sa juste valeur vos qualités humaines et votre rigueur scientifique. Je ne saurai trouver les mots justes pour vous dire toute ma reconnaissance, mais je prie Dieu afin qu'il comble toute votre famille de ses bénédictions en Jésus Christ.

J'aimerais remercier Monsieur **Amadou GAYE**, Maître de Conférence, responsable du Laboratoire Physique de l'Atmosphère pour sa collaboration et pour avoir accepté de faire partie de ce jury en dépit de ses occupations. Toute ma gratitude pour votre sollicitude, que Dieu vous accorde la prospérité dans votre travail.

Mes remerciements vont aussi à l'endroit de Docteur **Lamine KONATÉ** de l'OMVG qui a toujours trouvé du temps à me consacrer et n'a pas hésité à me fournir toutes les informations nécessaires pour avancer dans mon travail. Vous m'avez ouvert grandement les portes de votre bureau et de l'OMVG en faisant connaître officiellement l'existence de ce travail. Je ne pourrais vous rendre tout ce que vous m'avez donné mais Dieu saura vous récompenser à juste titre.

J'aimerais remercier l'Eglise **Evangelique de Dakar** et en particulier le **Pasteur Timothée DIATTA, Madame et Monsieur BASSALÉ, Timothée MIYOUNA, Albert TESSOLO, Malo ALLARASSEM** (à qui je souhaite un prompt rétablissement) et tous les membres pour leur soutien spirituel, matériel et financier. Vous avez été une vraie famille pour moi et je loue Dieu à votre égard parce qu'Il ne m'a pas laissé seul mais Il m'a intégré dans sa famille. Que le Dieu de gloire bénisse chacun de vous en Jésus Christ.

Je remercie les **autorités de l'Ambassade du Congo au Sénégal** pour tous les services dont j'ai pu bénéficier. Que le Seigneur vous bénisse pour tous les services que vous rendez et au-delà.

Je remercie également toute la colonie congolaise son assistance multiforme à mon égard. J'aimerais citer **Docteur Raymond ALIPIO** qui m'a donné des soins médicaux gratuits dans la maladie ; **Olivier ESSOULI, Grace Espérance MIKALA, Ghislain KOMBO, Dagil MAYIKA, Eric Léopold MALANDA, ...** pour leur assistance sans permanente. Que le Seigneur notre Dieu vous bénisse en Jésus Christ.

Je dis toute ma reconnaissance également à **Aude Chancelle MAHOUNGOU**, qui m'a toujours soutenue tout au long de ces années de travail et qui continue de me soutenir bien qu'étant si loin en France mais toujours aussi proche par ses encouragements. Que la grâce de Dieu te soit accordée en Jésus Christ.

Je dis ma reconnaissance à ce beau pays qui m'a accueilli, le **Sénégal**, et à tout le peuple sénégalais pour son sens d'hospitalité symbolisé par la "téranga", que la grâce et la paix de Dieu continuent de régner dans cette terre cosmopolite.

J'aimerais terminer pour dire ma reconnaissance au **Seigneur Jésus Christ** qui a été avec moi dans sa providence et grâce à qui je n'ai pu manquer de rien. C'est en effet grâce Toi que j'ai pu rencontrer toutes ces personnes formidables que j'ai nommées ci-dessus et par qui tu m'as démontré la richesse de ton amour infini et inconditionnel. Je te loue et je ne cesserais de glorifier Ton Nom tous les jours de ma vie.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	- 1 -
Chapitre I : Présentation générale du bassin versant.....	- 4 -
I.1 – Répartition géographique du bassin versant du fleuve Gambie.....	- 5 -
I.2- Climat	- 6 -
I.3- Régime hydrologique	- 10 -
I.3.1 – Etude du tarissement.....	- 10 -
I.3.1.1 - Méthode graphique.....	- 13 -
I.3.1.2 - Méthode de calcul journalier	- 14 -
I.3.2 – Evolution des volumes d'eau des nappes souterraines	- 17 -
I.3.3 - Critère de détermination d'une année sèche.....	- 20 -
I.3.3.1 - Critères exogènes.....	- 20 -
I.3.3.2 - Critères endogènes.....	- 20 -
I.3.4 – Eléments du bilan hydrologique (Sow, 2007).....	- 29 -
I.4 - Réseau hydrographique	- 31 -
I.5 - Réseau hydrométrique	- 33 -
I.6 - Hydrogéologie du bassin versant du fleuve Gambie.....	- 33 -
I.7 - Géologie du bassin versant du fleuve Gambie	- 34 -
I.7.1. Le socle Birimien.....	- 35 -
I.7.2. Les formations sédimentaires du bassin de Madina Kouta.....	- 36 -
I.8 - Sols du bassin du fleuve Gambie.....	- 40 -
I.9 - Végétation du bassin du fleuve Gambie.....	- 42 -
Chapitre II – Présentation et traitement des données.....	- 43 -
II.1 - Introduction	- 44 -
II.2. - Critique des données	- 44 -
II.3 – Comblement des données	- 45 -
II.4 - Analyse des séries des pluies et des débits.....	- 49 -
II.4.1 - Etude de l'indépendance des séries.....	- 49 -
II.4.1.1 - Test de l'autocorrélogramme	- 50 -
II.4.1.2 - Test du coefficient d'autocorrélation empirique d'ordre 1	- 51 -
II.4.1.3 - Test de corrélation sur le rang de Mann - Kendall (1961).....	- 51 -
II.4.1.4 - Test des points de rebroussement.....	- 53 -
II.4.2 - Etude de l'homogénéité des séries	- 54 -
II.4.2.1 - Test de Pettitt (1979).....	- 54 -
II.4.2.2 - Test de l'ellipse de Bois	- 55 -
II.4.2.3 - Test de segmentation des séries	- 56 -
II.5 – Résultats des tests d'indépendance et d'homogénéité des séries	- 56 -
II.5.1 – Tests d'indépendance des séries.....	- 56 -
II.5.1.1 - Résultats de l'analyse de l'autocorrélogramme	- 56 -
II.5.1.2 – Résultats du test du coefficient d'autocorrélation d'ordre 1.....	- 61 -
II.5.1.3 – Résultats du test de corrélation sur le rang de Mann-Kendall.....	- 63 -
II.5.1.4 – Résultats du test des points de rebroussement.....	- 64 -
II.5.1.5 – Synthèse sur les tests des d'indépendance des séries	- 66 -
II.5.2 – Tests d'homogénéité des séries	- 67 -
II.5.2.1 - Résultats du test de Pettitt	- 67 -
II.5.2.2 - Résultats du test de l'ellipse de Bois.....	- 68 -
II.5.2.3 - Résultats du test de segmentation des séries.....	- 73 -

RÉSUMÉ

Le continent africain a connu un déficit pluviométrique qui eu des impacts importants sur la plupart des grands ensembles hydrologiques. L'intensité de ce déficit a touché, à des degrés divers, la plupart des bassins hydrologiques. Le bassin du fleuve Gambie n'a pas échappé aux conséquences de ce changement climatique. La sévérité de ce phénomène a été très marquée dans la zone sahélienne qui a connu une sécheresse vers les années 1968. La dépendance du fleuve Gambie au régime des précipitations du bassin versant hydrologique répercute les effets du déficit pluviométrique sur celui-ci.

L'objectif de ce travail étant de disposer d'un outil de gestion des ressources en eau du fleuve dans ce contexte de déficit pluviométrique. Un calage du modèle est ainsi fait puis le modèle est utilisé pour générer la série des débits des années manquantes à partir de la série des observations des pluies.

Après une analyse statistique des séries des pluies et des débits du bassin versant du fleuve Gambie, nous avons utilisé deux modèles pluie – débit globaux GR4J et GR2M.

De cette analyse statistique, il ressort que la plupart des séries que nous avons utilisées sont aléatoires et homogènes. Partant de ces résultats, nous avons procédé à la détermination des quantiles des séries des pluies mensuelles et annuelles et des séries des débits caractéristiques. Un ajustement statistique aux lois de Gauss et de Gumbel a permis de constater que ces séries s'ajustent mieux à la loi de Gauss. Puis nous avons complété cet ajustement à d'autres lois statistiques grâce au logiciel HYDRACCESS développé par l'IRD (disponible sur internet). Le test de Yves Brunet Moret a permis d'affirmer que la loi la mieux adaptée à nos séries est celle de Gauss. Ce test recherche la divergence entre l'échantillon observé et l'échantillon idéal (Brunet Moret, 1978). Ceci vient confirmer les résultats des premiers ajustements.

Les modèles globaux GR4J et GR2M utilisés se sont révélés efficaces pour la gestion des ressources en eau du fleuve Gambie. L'appréciation de cette efficacité s'est faite grâce aux critères de *Nash* qui ont donnés des valeurs supérieures à 70%, limite en deçà de laquelle un modèle serait dit inefficace. Pour arriver à ces résultats, il a été nécessaire de faire un calage préalable du modèle suivi d'un ajustement des paramètres.

Mots clé : bassin versant ; fleuve Gambie ; variables hydroclimatiques ; analyse des fréquences ; tests statistiques ; HYDRACCESS ; coefficient de tarissement ; modélisation pluie-débit ; GR4J ; GR2M ; critère de *Nash* ; calage ; optimisation.

II.5.2.4 – Synthèse sur les tests des d'indépendance des séries	- 77 -
Chapitre III – Etude statistique des fréquences et détermination des quantiles....	- 78 -
III.1- Introduction.....	- 79 -
III.2- Fonction de répartition théorique - Fonction densité de probabilité théorique.....	- 79 -
III.2.1- Moments théoriques et empiriques	- 80 -
III.2.2- Durée de la période de retour d'un évènement	- 82 -
III.3- Ajustements statistiques.....	- 82 -
III.3.1 – Détermination de la fonction de répartition empirique	- 82 -
III.3.2 – Détermination de la fonction de répartition théorique	- 83 -
III.3.3 – Détermination des quantiles des pluies et des débits caractéristiques	- 84 -
III.3.3.1 – Détermination de l'intervalle de confiance	- 86 -
III.3.3.2 – Test d'adéquation de Pearson : test du χ^2 (ou Chi-2)	- 95 -
III.3.3.3 – Application des lois de Gauss et de Gumbel pour la détermination des quantiles des séries chronologiques	- 99 -
Chapitre IV - Modélisation pluie - débit en hydrologie	- 109 -
IV.1 - Généralités	- 110 -
IV.2 - Différentes catégories des modèles	- 112 -
IV.3 - Différentes approches des modèles hydrologiques pluie - débit	- 114 -
IV.4 - Procédure expérimentale utilisée en modélisation	- 118 -
IV.4.1 - Phase de calage	- 118 -
IV.4.2 - Phase de contrôle	- 118 -
IV.4.3 - Phase de validation	- 119 -
IV.5 - Evaluation de la performance d'un modèle	- 119 -
IV.6 - Ecart des performances entre approche globale et approche semi - distribuée ..	- 121 -
IV.6.1 - Ecart absolu (ΔN)	- 121 -
IV.6.2 - Ecart relatif (NOR)	- 121 -
IV.7 - Détermination des incertitudes	- 122 -
IV.8 - Quelques travaux de modélisation (synthèse bibliographique)	- 123 -
IV.9 - Comparaison des performances des approches globale et semi-distribuée	- 127 -
IV.9.1 - Avis favorables à l'approche globale :	- 127 -
IV.9.2 - Avis favorables à l'approche semi-distribuée :	- 128 -
IV.10 – Présentation des modèles GR4J, GR2M	- 129 -
IV.10.1 - Historique	- 129 -
IV.10.2 - Structure et principe de fonctionnement du modèle GR4J	- 130 -
IV.10.3 - Structure et fonctionnement du modèle GR2M.....	- 135 -
IV.10.4 - Récapitulatif sur les modèles "GR" utilisés (GR4J et GR2M)	- 138 -
Chapitre V - Présentation des résultats des simulations	- 139 -
V.1 – Simulation au GR4J.....	- 140 -
V.1.1 – Optimisation des paramètres	- 141 -
V.1.1.1 – Détermination des paramètres a priori par la régression linéaire.....	- 141 -
V.1.1.2 – Ajustement des paramètres a priori	- 143 -
V.1.1.3 – Calage des paramètres a priori	- 147 -
V.1.2 – Simulation au GR2M.....	- 152 -
V.2 – Effet de la variation de la longueur de la période de validation sur la stabilité des paramètres	- 155 -
V.2.1 – Réponse du modèle GR4J	- 155 -
V.2.2 – Réponse du modèle GR2M	- 160 -
V.3 – Apparition des débits maximaux	- 165 -
V.4 - Synthèse sur les modèles GR4J et GR2M	- 166 -
V.5 – Génération des débits sur les périodes sans observations	- 169 -

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

V.5.1 – Utilisation du modèle GR4J	- 169 -
V.5.2 – Utilisation du modèle GR2M	- 170 -
CONCLUSION GENERALE	- 172 -
Références bibliographiques	- 176 -

Liste des figures

Figure I-1 : Présentation de bassin versant du fleuve Gambie	- 5 -
Figure I-2 : Types de climat et déplacement des masses d'air (source : Atlas jeune Afrique, 1993 in Haziza, 2003)	- 8 -
Figure I-3 : Evolution des paramètres climatiques à la station de Kédougou	- 9 -
Figure I-4 : Hydrogrammes du fleuve Gambie à la station de Kédougou	- 11 -
Figure I-5 : Courbe de détermination du coefficient de tarissement	- 14 -
Figure I-6 : Détermination graphique du coefficient de tarissement	- 15 -
Figure I-7 : Evolution interannuelle des coefficients de tarissement	- 17 -
Figure I-8 : Evolution des réserves d'eau dans les nappes d'eau souterraines	- 18 -
Figure I-9 : Evolution des débits modules et de leurs moyennes mobiles	- 18 -
Figure I-10 : Tendances générales des écoulements entre 1974-1975 et 2004-2005	- 19 -
Figure I-11 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre janvier et mars	- 21 -
Figure I-12 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre avril et juin	- 22 -
Figure I-13 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre juillet et septembre	- 22 -
Figure I-14 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre octobre et décembre	- 23 -
Figure I-15 : Caractérisation de l'indice de pluviosité à partir des pluies cumulées et des modules inter-annuels	- 23 -
Figure I-16 : Evolution de la variable centrée et réduite des séries des débits caractéristiques..	- 24 -
Figure I-17 : Evolution de l'indice de pluviosité relative des pluies cumulées et moyennes annuelles	- 26 -
Figure I-18 : Evolution des moyennes mobiles des pluies interannuelles	- 27 -
Figure I-19 : Moyenne mobiles des débits caractéristiques interannuels	- 29 -
Figure I-20 : Evolution de la pluie moyenne dans bassin du fleuve Gambie	- 30 -
Figure I-21 : Réseau hydrographique du fleuve Gambie en amont de Gouloumbou	- 32 -
Figure I-22 : Courbe de tarage du fleuve Gambie à la station de Kédougou	- 33 -
Figure I-23 : Grands ensembles géologiques du bassin amont du fleuve Gambie (source : Lamagat et al., 1990)	- 37 -
Figure I-24 : Coupe géologique des bassins versants des fleuve Gambie et Sénégal (source : Michel, 1973)	- 38 -
Figure I-25 : Sols du bassin fleuve Gambie en amont de Kédougou (source : Lamagat et al., 1990)	- 41 -
Figure II-1 : Autocorrélogramme des pluies mensuelles (1921-1922 et 1957-1958)	- 58 -
Figure II-2 : Autocorrélogramme des pluies mensuelles (1962-1963 et 1990-1991)	- 60 -
Figure II-3 : Autocorrélogramme des débits caractéristiques	- 61 -
Figure II-4 : Ellipse de Bois des pluies à la station de Kédougou	- 70 -
Figure II-5 : Courbe de segmentation des séries d'une série hétérogène	- 74 -
Figure II-6 : Segmentation des séries des débits caractéristiques de crue (DCC)	- 76 -
Figure II-7 : Synthèse des résultats des tests d'homogénéité des séries des pluies (1921-1922 à 1957-1958)	- 77 -
Figure III-1 : Fonction de répartition des pluies ajustées aux lois de Gauss et de Gumbel	- 91 -
Figure III-2 : Fonction de répartition des débits caractéristiques ajustés aux lois de Gauss et de Gumbel	- 95 -
Figure III-3 : Ajustement statistique des pluies de janvier	- 107 -
Figure III-4 : Ajustement statistique des pluies d'août	- 108 -
Figure IV-1 : Mode de fonctionnement des modèles pluie - débit	- 112 -

Figure IV-2 : Hiérarchie des modèles hydrologiques (d'après Gaume, 2000 in Trouillet, 2006)	- 113 -
Figure IV-3 : Structure et mode de fonctionnement du modèle GR4J.....	- 132 -
Figure IV-4 : Structure et principe de fonctionnement du modèle GR2M	- 136 -
Figure V-1 : Evolution des paramètres du modèle GR4J.....	- 143 -
Figure V-2 : Evolution des paramètres du modèle GR4J après ajustement.....	- 144 -
Figure V-3 : Courbe de transformation de la pluie en débit par le modèle GR4J.....	- 147 -
Figure V-4 : Fonction de répartition des paramètres d'entrée du modèle GR4J.....	- 149 -
Figure V-5 : Fonction de répartition des paramètres réels du modèle GR4J	- 152 -
Figure V-6 : Courbe de transformation de la pluie en débit par le modèle GR2M.....	- 154 -
Figure V-7 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 2 ans	- 157 -
Figure V-8 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 3 ans	- 158 -
Figure V-9 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 4 ans	- 160 -
Figure V-10 : Courbe de validation du GR2M sur 2 ans	- 161 -
Figure V-11 : Courbe de validation du GR2M sur 4 ans	- 162 -
Figure V-12 : Courbe de validation du GR2M sur 10 ans	- 164 -
Figure V-13 : Courbe de validation du GR2M sur 15 ans	- 165 -
Figure V-14 : Comparaison des débits obtenus à partir des modèles GR4J et GR2M	- 167 -
Figure V-15 : Ecartement des débits obtenus à partir les modèles GR4J et GR2M par rapport aux débits observés.....	- 167 -
Figure V-16 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés	- 168 -
Figure V-17 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés	- 168 -
Figure V-18 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés	- 169 -
Figure V-19 : Utilisation du GR4J pour générer les débits des périodes manquantes.....	- 170 -
Figure V-20 : Débits générés à l'aide du modèle GR2M	- 170 -

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Paramètres climatiques à la station de Kédougou : Température maximumale (Tx) ; Température minimale (Tn) ; Température moyenne mensuelle (Tm) ; Évaporation (Fv.) ; Insolation (Insol.) ; Humidité Relative moyenne (HRm) ; Evapotranspiration potentielle mensuelle cumulée (ETP) ; moyenne journalière de l'Evapotranspiration potentielle (ETP (J)) (source : Konaté, 1998 ; OMVG et DGPRE).....	- 9 -
Tableau I-2 : Coefficient de tarissement du cours d'eau et volumes des réserves des nappes d'eau souterraines.....	- 15 -
Tableau II-1 : Résultats des coefficients d'autocorrélation d'ordre 1 des pluies mensuelles sur la période 1921-1922 à 1957-1958.....	- 62 -
Tableau II-2 : Résultats des coefficients d'autocorrélation d'ordre 1 des pluies mensuelles sur la période 1962-1963 à 1990-1991.....	- 62 -
Tableau II-3 : Résultats du test de corrélation de Kendall (1921-1922 à 1957-1958).....	- 63 -
Tableau II-4 : Résultats du test de corrélation de Kendall (1962-1963 à 1990-1991).....	- 64 -
Tableau II-5 : Résultats du test de corrélation de Kendall sur les débits caractéristiques ..	- 64 -
Tableau II-6 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les pluies de la période 1921-1922 à 1957-1958 ($-1,96 < U(Nr) < 1,96$).....	- 65 -
Tableau II-7 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les pluies de la période 1921-1922 à 1957-1958 ($-2,048 < U(Nr) < 2,048$).....	- 65 -
Tableau II-8 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les débits caractéristiques ($-1,96 < U(Nr) < 1,96$).....	- 66 -
Tableau II-9 : Résultats des tests de Pettitt sur les pluies cumulées mensuelles.....	- 67 -
Tableau II-10 : Résultats des tests de Pettitt sur les pluies cumulées mensuelles.....	- 68 -
Tableau II-11 : Résultats du tests de l'ellipse de Bois sur les pluies mensuelles.....	- 69 -
Tableau II-12 : Résultats du tests de l'ellipse de Bois sur les débits caractéristiques.....	- 69 -
Tableau II-13 : Résultats du test de segmentation des séries des pluies mensuelles (1921-1922 à 1957-1958).....	- 73 -
Tableau II-14 : Résultats du test de segmentation des séries des pluies mensuelles (1962-1963 à 1990-1991).....	- 73 -
Tableau II-15 : Résultats du test de segmentation des séries des débits caractéristiques (1962-1963 à 1990-1991).....	- 75 -
Tableau III-1 : Quelques fonctions de répartition empiriques.....	- 82 -
Tableau III-2 : Lois d'ajustement statistique.....	- 83 -
Tableau III-3 : Paramètres de la distribution des séries de pluies.....	- 91 -
Tableau III-4 : Paramètres de la distribution des séries des débits caractéristiques.....	- 92 -
Tableau III-5 : Résultats des tests d'adéquation du χ^2 sur les pluies.....	- 98 -
Tableau III-6 : Résultats des tests d'adéquation du χ^2 sur les débits caractéristiques.....	- 98 -
Tableau III-7 : Quantiles des pluies de la période 1921-1922 à 1957-1958.....	- 100 -
Tableau III-8 : Quantiles des débits caractéristiques déterminés par la méthode des moments ..	- 102 -
Tableau III-9 : Quantiles des séries des pluies déterminés par la méthode graphique.....	- 103 -
Tableau III-10 : Quantiles des débits caractéristiques déterminés par la méthode graphique	- 105 -
Tableau III-11 : Quantiles des pluies de janvier de la période 1921-1922 à 1957-1958 générés par HYDRACCESS.....	- 106 -
Tableau III-12 : Quantiles des pluies d'août de la période 1921-1922 à 1957-1958 générés par HYDRACCESS.....	- 107 -

Tableau IV-1 : Indice de similarité des pluies de Kédougou et de Fongolembi	- 117 -
Tableau V-1 : Résultats des premières simulations avec le GR4J	- 140 -
Tableau V-2 : Résultats des simulations après changements des paramètres	- 141 -
Tableau V-3 : Paramètres d'entrée du GR4J après ajustement.....	- 144 -
Tableau V-4 : Résultats de la simulation au GR4J.....	- 145 -
Tableau V-5 : Résultats de la simulation après fixation des paramètres.....	- 150 -
Tableau V-6 : Résultats des simulations au GR2M sur une durée de validation de 1 an .	- 153 -
Tableau V-7 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 2 ans .	- 156 -
Tableau V-8 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 3 ans .	- 157 -
Tableau V-9 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 4 ans .	- 159 -
Tableau V-10 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 2 ans	- 161 -
-	
Tableau V-11 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 4 ans	- 162 -
-	
Tableau V-12 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 10 ans	- 163 -
Tableau V-13 : Pics des débits observés et calculés	- 166 -

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une denrée indispensable au développement de la vie. Elément essentiel de l'alimentation, vecteur de matières indispensables à la survie de toute forme de vie sur la planète, habitat d'une partie de la faune et de la flore, modelant les paysages par l'érosion et les apports des dépôts, l'eau joue de plus en plus un rôle de premier plan dans la vie de l'homme et son environnement. L'importance de cette ressource fait qu'elle est à l'origine des rivalités entre les communautés, entre les populations et même entre les pays. D'ailleurs ce n'est pas un fait du hasard si le terme "rival" vient du mot "rive" : rival veut dire habitant de l'autre rive qui peut être tenté de prendre, pour un bien commun qui est l'eau, plus qu'il n'en faut (Oudin, 2004). Pour prévenir les situations de nature à accentuer les rivalités, il est nécessaire de gérer les ressources en eau disponible. Le simple contexte d'accroissement de la population humaine sur la planète nous y oblige.

De toutes les ressources en eau disponible sur la planète, 3% seulement se trouvent sous forme d'eau douce dont les trois quarts (3/4) sont stockés sous forme de glace (Perrin, 2000). Le reste des ressources en eau est formé par les eaux de mer et des océans. Or ce sont les 3% qui constituent l'objet de toutes les convoitises, d'où la nécessité de concevoir des plans de gestion intégrée entre tous les utilisateurs d'une ressource donnée. La gravité du problème est accentuée par le fait que la répartition de la ressource ne suit pas celle de la population mondiale. C'est ce qui justifie que la question de l'eau soit dans certaines régions un enjeu politique majeur.

La gestion de l'eau peut s'intéresser à sa quantité qui peut se poser en terme :

- de déficit en particulier dans les régions arides. Dans ces conditions il est absolument indispensable d'élaborer des politiques rigoureuses d'utilisation rationnelle de la ressource disponible ;
- d'excès dans les régions très arrosées et bénéficiant des réseaux hydrographiques particulièrement importants. Les inondations sont un des problèmes qui sont rencontrés dans ces régions et nécessitent alors la mise en place des systèmes d'aménagement pour contenir les eaux ;

- d'implantation des ouvrages hydrauliques comme les barrages avec toutes les implications de gestion des impacts sur l'environnement, de transport solide... A ce propos, des études ont été faites concernant des barrages qui doivent être implantés à Sambangalou et à Kaléta (rapport 14345 EIESF01, 6-1 par OMVG et COTECO).

Les problèmes causés par les catastrophes dus aux inondations rendent les populations et les économies vulnérables. L'Assemblée Nationale française a sorti deux rapports en 1994 et 2001 sur cette question (Tangara, 2005).

A côté de la question de quantité que pose la gestion de l'eau, la qualité est également un aspect non négligeable des problèmes liés à cette ressource. L'importance de la question relative à la qualité de l'eau est cruciale dans la mesure où elle est à l'origine de certaines maladies qui, dans certains cas, peuvent être graves ou même mortelles.

Etant donné que les cours d'eau occupent une place importante dans le fonctionnement des hydrosystèmes, il nous a paru intéressant de poser les bases de compréhension de la gestion de ces systèmes. Ainsi notre étude se fera dans le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou. Cette station est située dans la partie Sud-Est du bassin sénégalomauritanien dans un contexte géologique constitué des formations du socle de la boutonnière de Kéniéba.

L'objectif visé dans ce travail est orienté vers la modélisation pluie-débit c'est-à-dire la transformation de la pluie en débits dans le but de mieux comprendre le fonctionnement de ce cours d'eau. Pour cela une optimisation des paramètres est indispensable afin d'envisager une utilisation future du modèle pour les aménagements ou implantations possibles de toutes sortes d'ouvrages hydrauliques. Par ailleurs nous avons jugé nécessaire de procéder d'abord à une étude statistique des données à notre disposition.

Pour atteindre nos objectifs, nous utilisons les modèles du Génie Rural (GR) fonctionnant aux pas de temps Journalier et Mensuel ayant respectivement quatre (4) et deux (2) paramètres (GR4J et GR2M). L'étude statistique a été faite grâce aux dix (10) lois du logiciel HYDRACCESS développé par l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD).

Cette thèse comporte cinq (5) chapitres organisés de la manière suivante :

- Le premier chapitre donne la description du cadre d'étude du bassin versant. Grâce au logiciel ArcView 9.2 nous avons pu redessiner certaines cartes obtenues des sources diverses.
- Au chapitre II nous avons fait une étude statistique d'indépendance et d'homogénéité des séries des pluies et des débits caractéristiques. Cette étude vise à évaluer la représentativité, dans les populations, des différents éléments les uns par rapport aux autres.
- Le troisième chapitre est consacré à une étude statistique à travers une analyse fréquentielle en vue de déterminer les quantiles. Pour cela le logiciel HYDRACCESS développé à l'Institut de Recherche pour le Développement (IRD) a été mis à contribution à travers les dix (10) lois qu'il renferme. A côté de ce logiciel (HYDRACCESS) nous avons utilisé aussi un ajustement manuel à travers une feuille de calcul Excel de deux lois statistiques : loi de Gauss et loi de Gumbel.
- Le chapitre IV donne les principes de la modélisation suivit de la présentation des modèles utilisés dans cette thèse.
- Cette étude se termine au chapitre V par la présentation des résultats issus du calage des modèles après une optimisation des paramètres sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou. Une comparaison est ensuite faite entre les résultats des deux modèles appliqués avant de proposer des perspectives d'application de ces modèles.

Chapitre I : Présentation générale du bassin versant

I.1 – Répartition géographique du bassin versant du fleuve Gambie

Situé sur la façade occidentale de l'Afrique de l'ouest, le bassin versant du fleuve Gambie couvre une superficie de 77 069Km² et est principalement réparti entre les trois pays ci-dessous d'amont en aval (figure I-1) :

- La Guinée : 11 866Km² soit environ 15.40% du bassin ;
- Le Sénégal : 54 631Km² représentant la majeure partie du bassin versant, soit 70.88% ;
- La Gambie (à laquelle il a donné son nom) : 10 556Km² qui représente 13.70% de l'ensemble du bassin.

Une faible partie du bassin versant, 16Km², est située en Guinée-Bissau ; ce qui représente 0.02% du bassin versant.

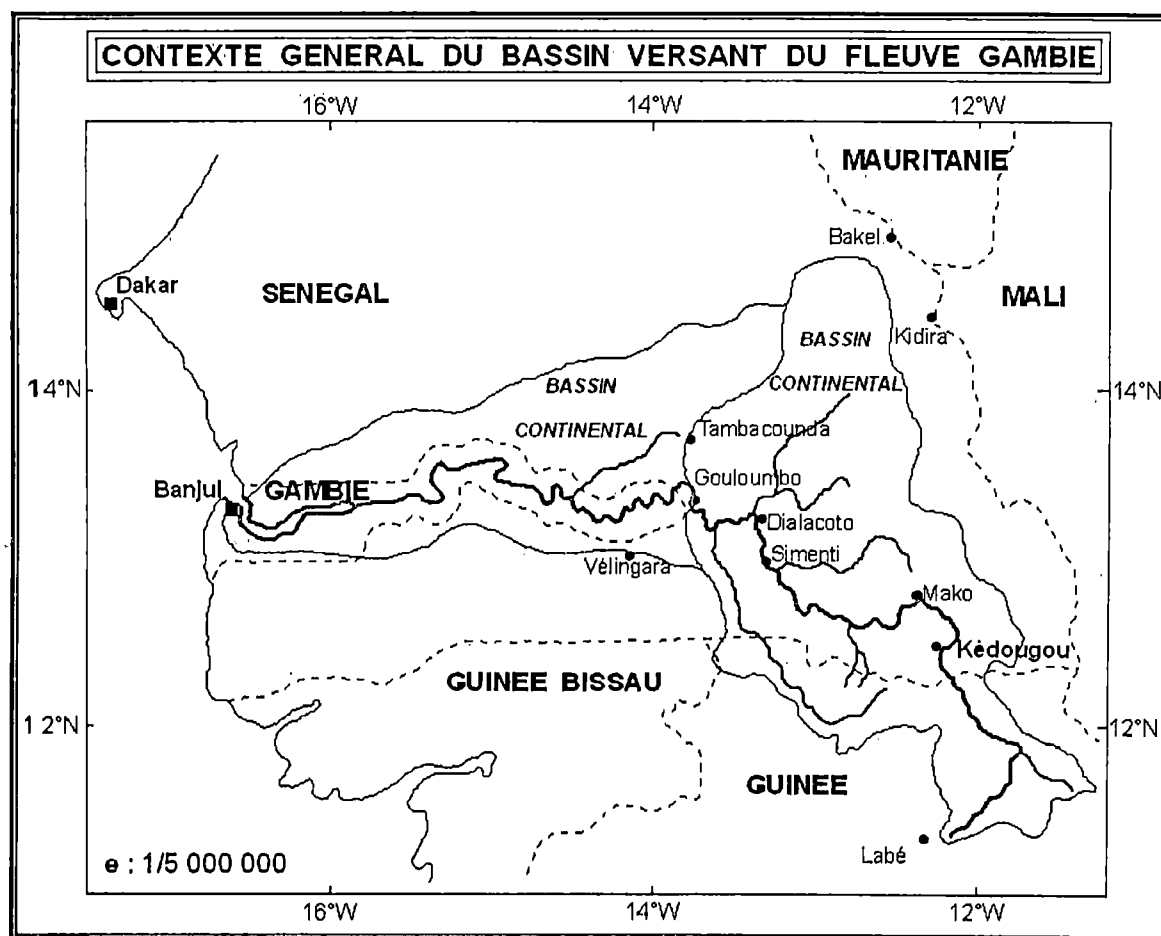


Figure I-1 : Présentation de bassin versant du fleuve Gambie

Le fleuve Gambie prend sa source dans le Fouta-Djalon aux environs de Labé, une région située à environ 1150m d'altitude (Sow, 2007). Le bassin versant est situé entre 11°22 et 14°40 de latitude Nord et entre les méridiens 11°13W (dans le Fouta-Djalon) et 16°42W (à Banjul où il se jette dans l'atlantique). Le fleuve est subdivisé en deux parties (Michel et Lô, 1984 in Lamagat et al, 1990) grossièrement orientées SE-NW en amont et E-W dans le bief maritime situé en territoire gambien (Malanda Nimy, 1999 ; Haziza, 2003).

Trois grandes régions naturelles peuvent être observées dans cette zone, à savoir :

- Les montagnes de la zone du Fouta-Djalon dans la partie sud, celles-ci se trouvent dans la partie guinéenne et s'étend jusqu'à la frontière sénégalaise et présentent des sommets pouvant dépasser 1500m dans le massif de Loura (1538m dans le massif de Mali) ;
- Au Nord du Fouta-Djalon, après le parallèle 12°20'N, ces montagnes font suite à une zone dominées par des collines et plateaux dont les altitudes sont dépassent à peine 400m. Cette zone s'étend de Kédougou à Gouloumbou et présente une partie usée du socle qui arrive jusqu'à Simenti et une vaste dépression formant la cuvette sénégal-mauritanienne dans laquelle l'altitude ne dépasse pas 50m ;
- Plus au Nord et à l'Ouest on rencontre des plaines dans le bassin sédimentaire formant la cuvette sénégal-mauritanienne. Cette zone occupe toute la façade Ouest de la Mauritanie, du Sénégal et de la Guinée-Bissau (Sow, 2007).

1.2- Climat

Le bassin du fleuve Gambie est situé dans le domaine climatique de type soudanien caractérisé par deux saisons bien marquées qui sont :

- une saison sèche de 6 à 7 mois au nord du bassin dans le Ferlo et de 3 à 4 mois plus au sud dans le Fouta-Djalon ;
- une saison des pluies de plus en plus longue du nord au sud (Lamagat et al., 1990).

Le bassin est soumis à l'influence de trois domaines climatiques : domaine climatique guinéen, domaine climatique sud soudanien et domaine climatique nord soudanien (Sow, 2007).

Le bassin versant du fleuve Gambie est soumis à des mouvements des masses d'air d'une part chaud et sec formant l'Harmattan qui se forme à partir de l'anticyclone des Açores

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

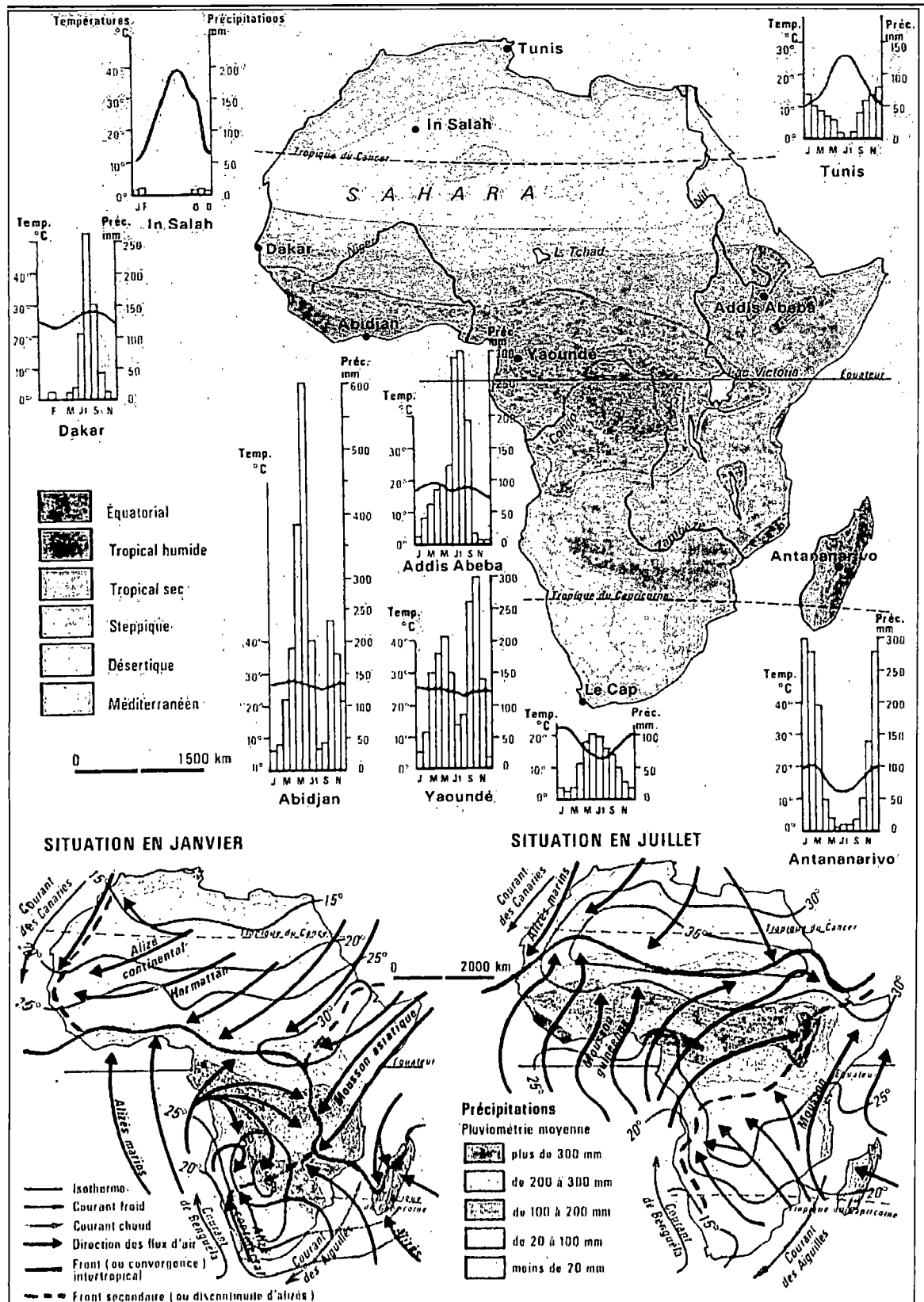


Figure 1-2 : Types de climat et déplacement des masses d'air (source : Atlas jeune Afrique, 1993 in Haziza, 2003)

au Nord, d'autre part à des courants chaud et humides de l'anticyclone de Saint - Hélène qui prennent leur origine au sud en Guinée dans l'Atlantique (figure I-2).

Ces deux courants convergent et créent une zone de basse pression appelée Zone de Convergence Inter Tropicale (Z.C.I.T) dont la ligne imaginaire au sol est appelée Front Inter Tropical (F.I.T). La position de cette dernière est fonction de la prédominance de l'un des deux courants sur l'autre. Ceci est à l'origine de l'alternance des saisons sèches et pluvieuses entre le Nord et le Sud.

La station de Kédougou se caractérise par des températures relativement élevées. Les moyennes mensuelles, dépassant 30°C, atteignent leurs valeurs les plus élevées entre Mars et Mai avec des maximums (Tx) supérieurs à 38°C ; les températures minimales (Tn) quant à elles sont situées autour de 17°C.

Le tableau I-1 ci-dessous montre l'évolution de quelques variables climatiques mensuelles :

Tableau I-1 : Paramètres climatiques à la station de Kédougou

Mois	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Jun	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Dec.	Moyenne
Tx (°C)	33,80	36,90	38,60	40,20	38,90	34,90	31,60	31,60	32,10	33,80	35,10	33,90	35,10
Tn (°C)	18,00	20,10	23,60	26,40	26,40	24,10	22,40	21,80	21,60	21,80	19,60	17,10	21,90
Tm (°C)	25,88	28,49	31,09	33,27	32,63	29,52	26,98	26,72	26,86	27,77	27,35	25,52	28,50
Evap. (mm)	246,50	242,00	299,20	305,80	252,20	129,60	63,90	48,30	50,80	74,20	124,00	214,60	170,90
Ins. (mm)	254,70	232,40	259,40	264,80	256,80	240,00	217,80	208,50	218,20	247,00	257,80	253,40	242,50
HRm (%)	24,70	25,90	27,80	32,20	45,00	67,80	78,30	79,90	78,70	72,70	55,80	36,80	52,10
Vent (m3/s)	1,2	1,2	1,6	2,1	2,3	1,8	1,4	1,1	0,8	0,9	0,8	2,0	1,4
ETP (mm)	150,85	157,63	202,54	227,12	224,57	167,79	142,37	133,89	133,05	142,37	138,98	144,06	163,77
ETP(j) (mm)	4,87	5,63	6,53	7,57	7,24	5,59	4,59	4,32	4,44	4,59	4,63	4,65	5,39

Température maximumale (Tx) ; Température minimale (Tn) ; Température moyenne mensuelle (Tm) ; Évaporation (Ev.) ; Insolation (Insol.) ; Humidité Relative moyenne (HRm) ; Evapotranspiration potentielle mensuelle cumulée (ETP) ; moyenne journalière de l'Evapotranspiration potentielle (ETP (J)) (source : Konaté, 1998 ; OMVG et DGPRE).

L'évolution de ces paramètres est présentée dans la figure I-3 suivante :

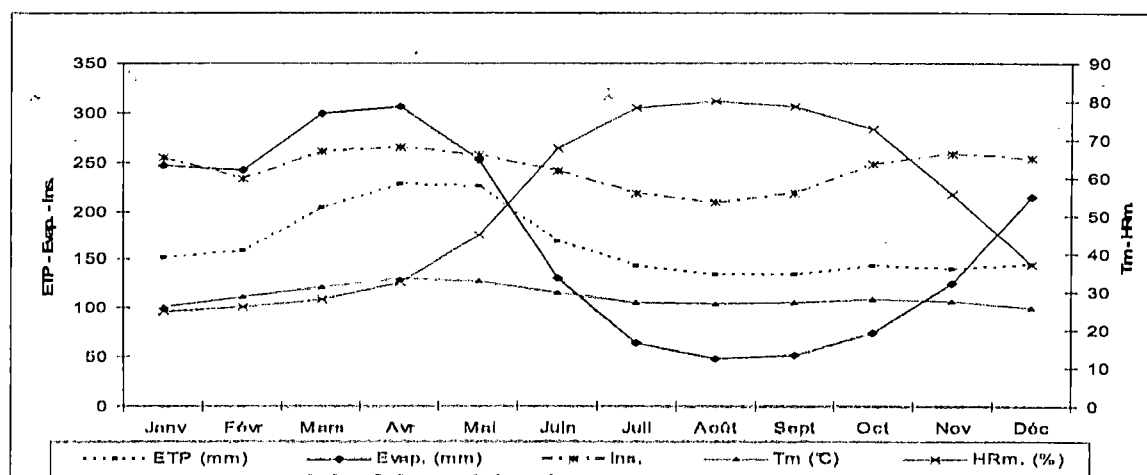


Figure I-3 : Evolution des paramètres climatiques à la station de Kédougou

Nous pouvons remarquer que l'humidité relative atteint son maximum durant la période où l'insolation est faible. En revanche La température, l'évaporation et l'évapotranspiration potentielle sont proportionnelles à l'insolation. L'insolation est un paramètre déterminant qui conditionne la répartition des autres facteurs climatiques ci-dessus cités.

1.3- Régime hydrologique

Le régime hydrologique du fleuve Gambie suit directement la répartition temporelle des précipitations dans le bassin (les hautes eaux en période d'hivernage et les basses eaux à l'arrêt de la saison des pluies).

Le déficit pluviométrique qui a touché les bassins africains de la cote Atlantique a eu des incidences sur le régime des écoulements de la plupart des cours d'eau de cette région. Le fleuve Gambie n'a pas été épargné par ce phénomène dont la conséquence a été des étiages sévères avec des débits toujours nuls (ou presque) à la station de Kédougou (Malanda Nimy, 1999). Dans ce contexte, il est intéressant de suivre le régime du fleuve pendant cette phase d'étiage qui est une phase hydrologique extrême.

1.3.1 – Etude du tarissement

La figure 1-4 ci-dessous montre les hydrogrammes du fleuve à la station de Kédougou. Ces hydrogrammes sont caractérisés par une période de crue allant de juin à septembre suivie d'une période de décrue à partir d'octobre. Il n'est pas exclu dans certains cas que la décrue commence plus tôt en septembre.

La période de décrue laisse voir deux pentes dont la première, plus raide (au début de celle-ci), correspondant à la décrue proprement dite tandis que la seconde plus douce correspond au tarissement qui débute vers la fin du mois de novembre ou au début du mois de décembre.

Le tarissement correspond à la période de vidange des nappes d'eau souterraines durant laquelle tout écoulement dans le cours d'eau provient des réserves d'eau souterraine (car il y a absence des précipitations durant cette période). Cette phase est à l'origine de la diminution des réserves d'eau des bassins hydrogéologiques (nappes d'eau souterraine).

Etude statistique et Modélisation pluie - débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

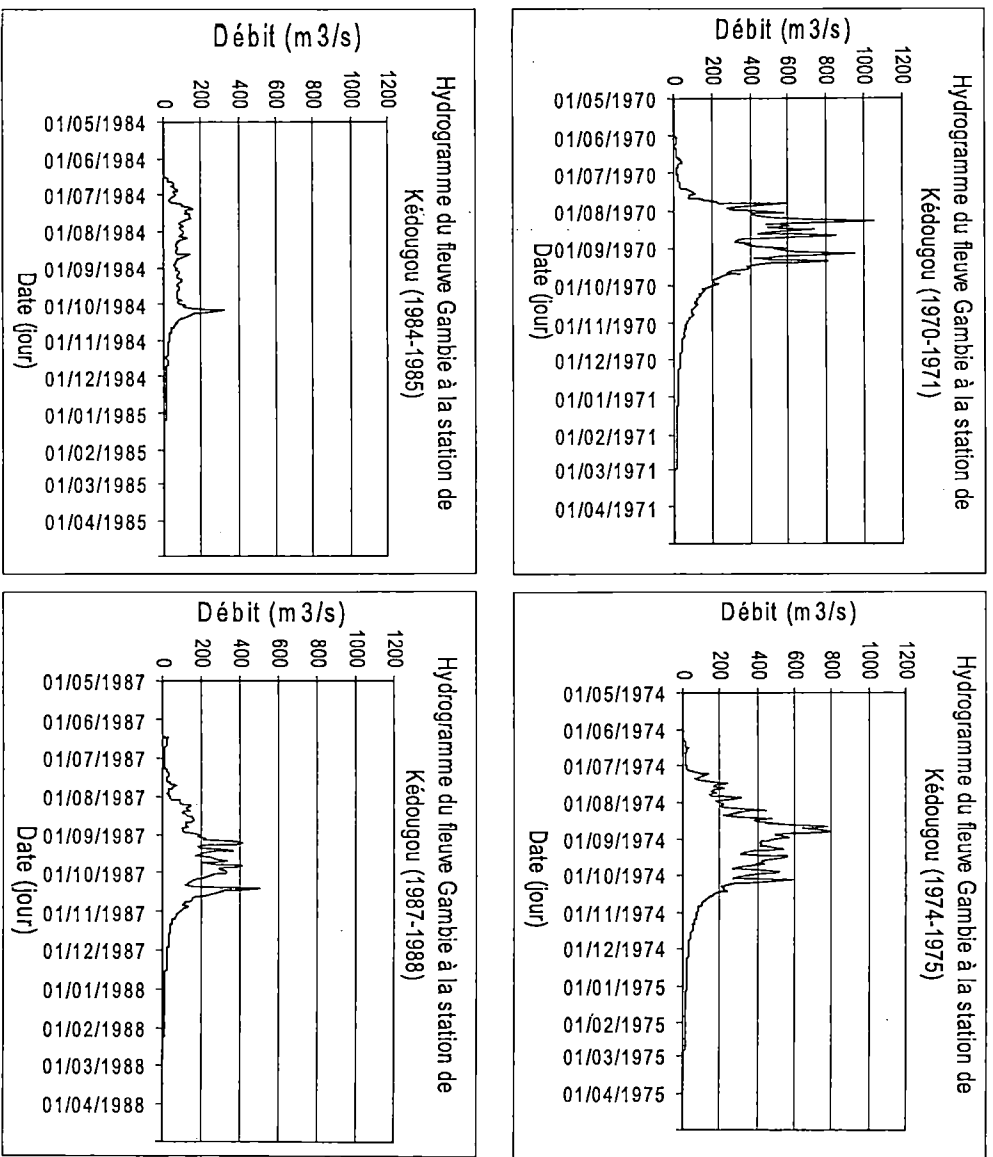


Figure 1-4 : Hydrogrammes du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Ces hydrogrammes sont une illustration de l'ampleur du déficit des écoulements qui a frappé le fleuve comme nous pouvons le voir sur les hydrogrammes des années 1984-1985 et 1987-1988. Les réserves d'eau souterraine n'ont pas été épargnées de cette situation.

Une loi exponentielle régit la vidange des nappes d'eau souterraines. Celle-ci est de la forme suivante :

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-\alpha(t-t_0)} \quad (1)$$

avec Q_0 : débit au jour j du début du tarissement (à t_0) ;

Q_t : débit au jour $j + t$;

α : coefficient de tarissement.

Il est alors possible de quantifier l'évolution du volume d'eau du bassin hydrogéologique drainable par le cours d'eau grâce à la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q_0}{\alpha} \quad (2)$$

Ce volume représente la quantité d'eau que la nappe d'eau souterraine donnerait au cours d'eau si la période des basses eaux se poursuivait indéfiniment.

Cette loi de décroissance des réserves d'eau souterraine dans les nappes peut être doublée d'une deuxième loi de décroissance exponentielle qui correspond à l'épuisement de la nappe. Le coefficient d'épuisement α' est supérieur au coefficient de tarissement α . Il s'explique par l'importance que prend l'évaporation dans le lit du cours d'eau par rapport au volume d'eau qui y transite pendant cette période des basses eaux. Ceci a pour conséquence de diminuer le volume d'eau écoulé dans le cours d'eau qui devient inférieur au volume utile des réserves d'eau souterraines totales. Ce volume peut être quantifié de la manière suivante :

$$V'_0 = \frac{Q_0 - Q'_0}{\alpha} + \frac{Q_0}{\alpha'} \quad (3)$$

Rochette (1974) précise que l'étude du tarissement revêt deux aspects :

- le premier lié à l'étude du coefficient de tarissement grâce auquel on caractérise la vidange des nappes d'eau souterraine en contact avec le cours d'eau et avec lesquelles les échanges sont possibles en période de basses eaux ;
- le deuxième est en rapport avec l'étude des débits spécifiques de tarissement grâce auxquels il est possible d'estimer l'importance des réserves d'eau souterraine du bassin versant hydrogéologique.

Ainsi, l'état de remplissage des nappes d'eau souterraine conditionne la sévérité des basses eaux en général et des étiages en particulier. Deux méthodes nous ont permis de déterminer les coefficients de tarissement des nappes d'eau souterraine en contact avec le cours d'eau en période des basses eaux.

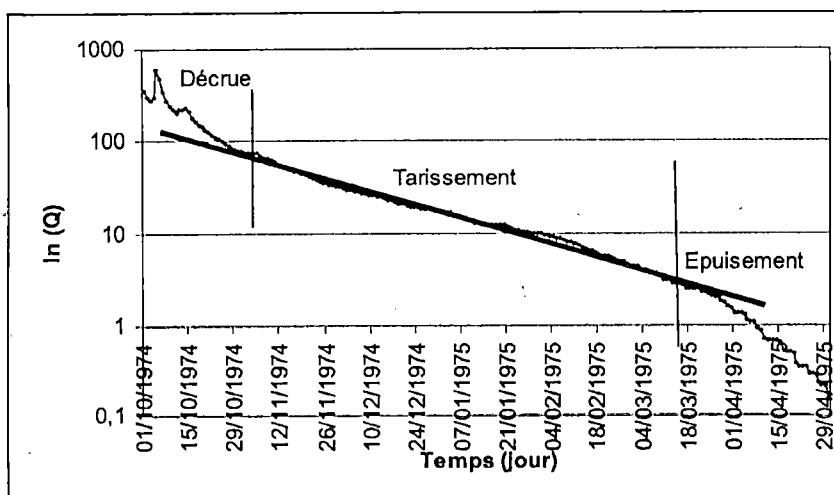
I.3.1.1 - Méthode graphique

Les débits journaliers (ou mensuels) de la période de tarissement sont reportés sur un graphe à échelle semi-logarithmique. La pente de la droite moyenne représentative des débits (axe logarithmique en ordonnée) en fonction du temps définit le coefficient de tarissement (Chuzeville, 1990 in Malanda Nimy, 1999).

Signalons que cette méthode n'est pas si simple à mettre en œuvre et donc nécessite de tenir compte des deux faits suivants :

- au pas de temps journalier, les différents points s'alignent suivant plusieurs segments de pentes différentes dont chacune représente une valeur du coefficient de tarissement ;
- tant au pas de temps journalier que mensuel, il faut faire une délimitation minutieuse entre le tarissement et l'épuisement.

A l'échelle mensuelle, compte tenu de ce deuxième fait, il est convenu de ne pas prendre en compte le dernier mois de l'année hydrologique (dans certains cas les deux derniers mois) fortement soumis à l'influence de l'épuisement. Au pas de temps journalier par contre, le coefficient de tarissement correspond à la moyenne des coefficients de tarissement obtenus sur chaque segment, ce qui revient à considérer la droite moyenne sur toute la période du tarissement (figure I-5).



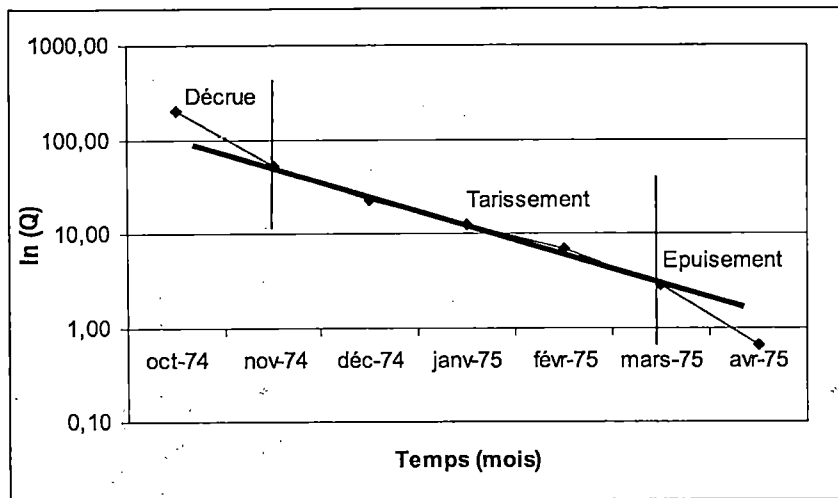


Figure I-5 : Courbe de détermination du coefficient de tarissement

I.3.1.2 - Méthode de calcul journalier

Le calcul se fait entre deux jours successifs entre les dates de début et de fin du tarissement selon la relation suivante :

$$\ln\left(\frac{Q_t}{Q_0}\right) = -\alpha_t \cdot (t - t_0) \quad (4)$$

avec α_t coefficient de tarissement journalier à la date t ;

Q_0 débit moyen journalier à la date t_0 du début du tarissement ;

Q_t débit moyen journalier à la date t .

La représentation de l'évolution de ces coefficients α_t donne des paliers sur lesquels on détermine une moyenne qui représente le coefficient de tarissement de l'année correspondante (Figure I-6).

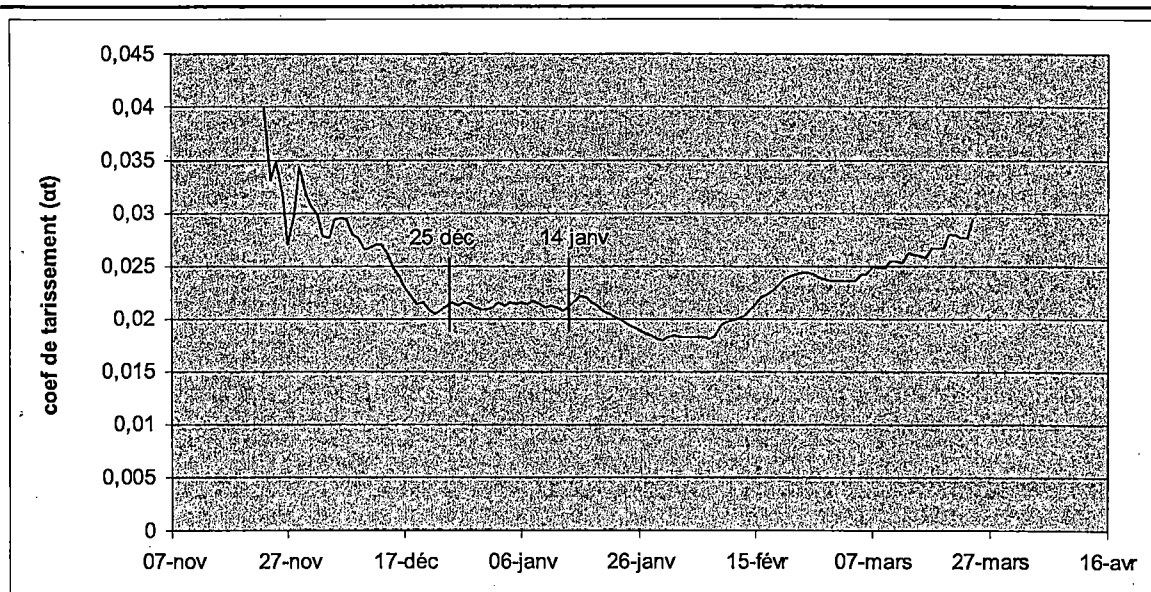


Figure I-6 : Détermination graphique du coefficient de tarissement

Le tableau I-2 ci-dessous donne les coefficients de tarissement obtenus par les différentes méthodes.

Tableau I-2 : Coefficient de tarissement du cours d'eau et volumes des réserves des nappes d'eau souterraines

Année hydrologique	Coefficients de tarissement			Volume des réserves (m ³)
	Méthode graphique journalière	Méthode graphique mensuelle	Méthode de calcul journalier direct	
1974 – 1975	0,0221	0,0234	0,0195	1,20E+08
1975 – 1976	0,0237	0,0242	0,0201	9,90E+07
1976 – 1977	0,0225	0,0257	0,0224	1,41E+08
1977 – 1978	0,0228	0,0239	0,0226	1,23E+08
1978 – 1979	0,0226	0,0252	0,0207	2,57E+08
1979 – 1980	0,026	0,0292	0,0241	8,67E+07
1980 – 1981	0,0247	0,0234	0,0224	1,15E+08
1981 – 1982	0,0244	0,0236	0,0263	1,78E+08
1982 – 1983	0,0252	0,0243	0,0237	1,61E+08

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

1983 – 1984	0,0238	0,0246	0,0219	9,01E+07
1984 – 1985	0,0271	0,0282	0,0271	4,26E+07
1985 – 1986	0,0248	0,0217	0,0212	9,77E+07
1986 – 1987	0,0241	0,0228	0,0216	1,28E+08
1987 – 1988	0,0231	0,0254	0,0225	1,14E+08
1988 – 1989	0,023	0,0247	0,0233	1,09E+08
1989 – 1990	0,0242	0,0236	0,0214	1,81E+08
1990 – 1991	0,0286	0,0280	0,0222	1,25E+08
1991 – 1992	0,023	0,0239	0,0204	1,27E+08
1992 – 1993	0,0261	0,0270	0,0195	7,60E+07
1993 – 1994	0,025	0,0264	0,0227	7,53E+07
1994 – 1995	0,0231	0,0257	0,0231	3,48E+08
1995 – 1996	0,0254	0,0236	0,0227	1,06E+08
1996 – 1997	0,0245	0,0239	0,0207	1,41E+08
1997 – 1998	0,0213	0,0229	0,0202	2,54E+08
1998 – 1999	0,0246	0,0268	0,0224	1,58E+08
1999 – 2000	0,0228	0,0264	0,0273	1,13E+08
2000 – 2001	0,0245	0,0256	0,0232	1,14E+08
2001 – 2002	0,0232	0,0246	0,0241	1,01E+08
2002 – 2003	0,0214	0,0243	0,0201	8,39E+07
2003 – 2004	0,0231	0,0257	0,0234	1,33E+08
2004 – 2005	0,0215	0,0236	0,0220	1,47E+08
2005 – 2006	0,024	0,0245	0,0208	1,04E+08
2006 – 2007	0,0213	0,0238	0,0209	1,19E+08

L'évolution des ces coefficients est illustrée par la figure I-7 ci-dessous :

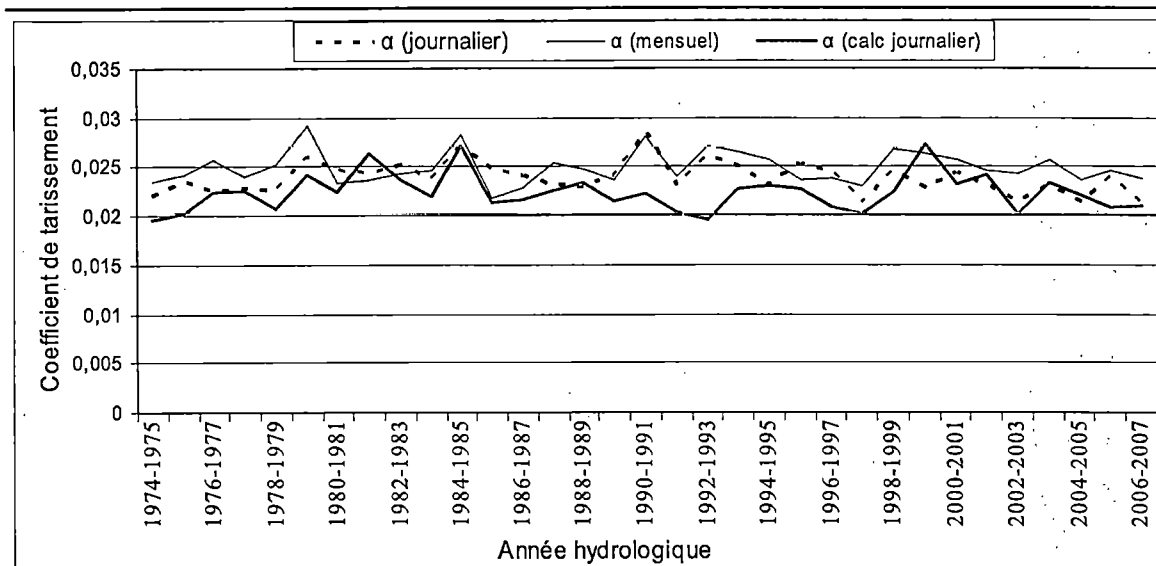


Figure I-7 : Evolution interannuelle des coefficients de tarissement

Ces coefficients présentent une évolution qui traduit une plus grande sollicitation des réserves d'eau souterraine entre 1974-1975 et 1993-1994 puis entre 1998-1999 et 2006-2007. Ceci est la preuve de la plus grande sévérité de la sécheresse sur le bassin versant qui a provoquée une diminution du volume des réserves dans les nappes d'eau souterraines comme le montre la figure I-8 ci-dessous.

1.3.2 – Evolution des volumes d'eau des nappes souterraines

L'ampleur des étiages qui touche le cours d'eau a des conséquences directes sur les volumes d'eau contenus dans les nappes d'eau souterraines. L'équation 1 montre la relation qui existe entre les écoulements dans le fleuve et le volume d'eau contenus dans les nappes qui sont en contact et avec lesquelles le cours d'eau a des échanges pendant la période de tarissement. Ainsi toute augmentation des coefficients de tarissement s'accompagne d'une diminution plus rapide des réserves d'eau dans la nappe.

La figure I-8 ci-dessous montre l'évolution des volumes d'eau dans les nappes d'eau souterraines qui alimentent le fleuve pendant la période tarissement.

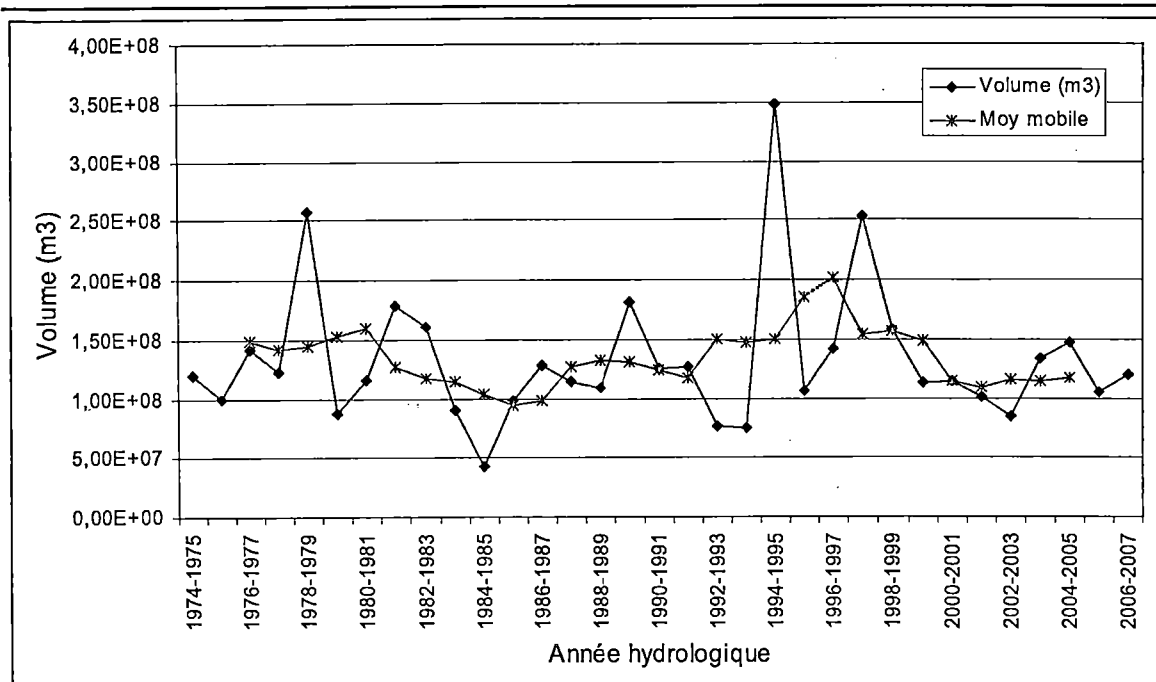


Figure I-8 : Evolution des réserves d'eau dans les nappes d'eau souterraines

La sollicitation des nappes souterraines est telle que le volume décroît sur pratiquement toute la période avec une remontée vers 1994-1995. Cette remontée a malheureusement été de courte durée puisqu'elle est suivie d'une nouvelle baisse. Ceci est la conséquence de la sévérité des étiages, eux-mêmes ayant pour conséquences les pluviométries de plus en plus faibles. Ces tendances sont visibles sur la figure I-9 ci-dessous des débits moyens interannuels et de leurs moyennes mobiles.

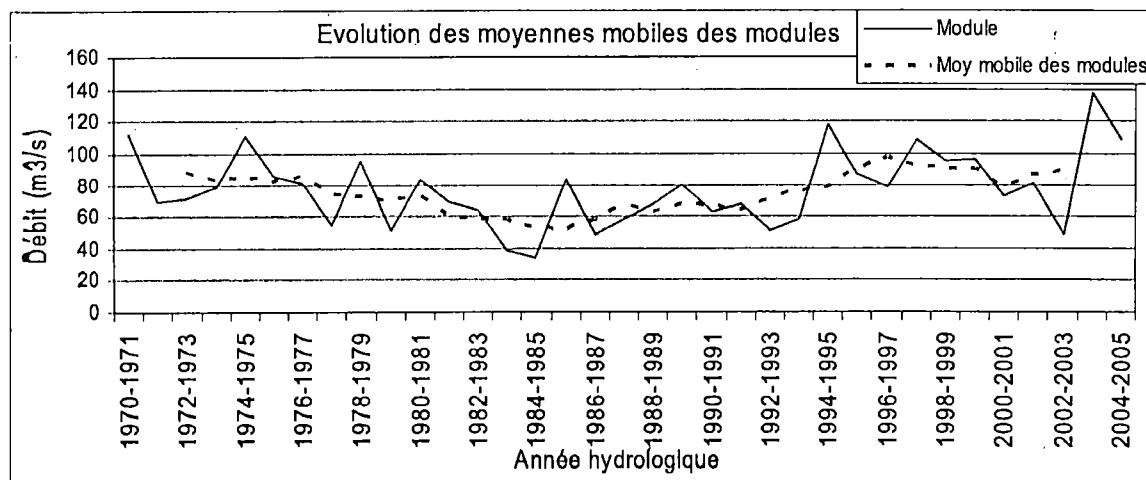


Figure I-9 : Evolution des modules et de leurs moyennes mobiles

Ces deux cours suivent parfaitement la même tendance qui montre une baisse entre 1974-1975 et 1992-1993 qui fait suite à une remontée mais elle-même suivit d'une tendance à la baisse. Sambou et Malanda Nimy (2006) ont fait le même constat sur le bassin du fleuve Sénégal qui a montré une tendance à long terme à la baisse. L'évolution interannuelle des hydrogrammes unitaires confirme cette tendance (figure I-10) qui a touché la plupart des cours d'eau de la côte atlantique de l'Afrique.

Ce qui est frappant c'est la longue période de baisse allant de 1974-1975 à 1992-1993. Cette période de période fait suite à une alternance de hausse et baisse (de courte durée) des écoulements du fleuve. Mais il faut toutefois noter la remontée du niveau des écoulements en termes d'intensité.

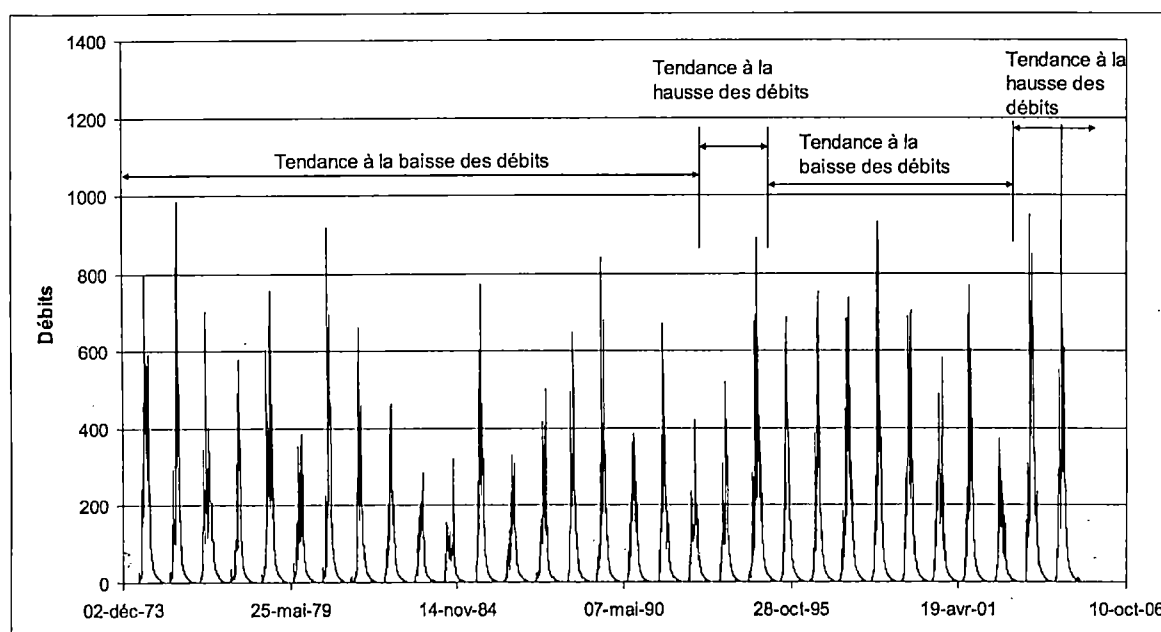


Figure I-10 : Tendances générales des écoulements entre 1974-1975 et 2004-2005

On peut remarquer que les reprises des écoulements sont de très courte durée par rapport aux périodes de baisses. Ce qui a des conséquences importantes sur les réserves d'eau souterraines. Il est donc nécessaire d'assurer une bonne gestion de ces réserves qui en plus subissent les effets des diverses sollicitations de l'homme relatives à la satisfaction de certains besoins (domestiques, irrigation en agriculture...).

I.3.3 - Critère de détermination d'une année sèche

La détermination d'une année sèche est basée sur de nombreux critères que Kébaili-Bargaoui (1990) a classés en deux grandes catégories : critères exogènes et critères endogènes.

I.3.3.1 - Critères exogènes

Ce critère est basé sur la satisfaction d'une demande en eau. Ainsi une année sera dite sèche lorsqu'elle ne satisfait pas la demande en eau. Autrement dit, la notion de sécheresse est une notion relative à une demande et que la même année hydrologique sera dite sèche ou non selon les besoins à satisfaire. Toutefois, il peut arriver qu'au lieu d'exprimer une demande, on lui affecte une fréquence au non-dépassement, on rejoint alors les critères endogènes. Il en est de même lorsque cette demande est égale à la moyenne.

I.3.3.2 - Critères endogènes

Cette dénomination est due au fait que ces critères sont basés sur la série statistique uniquement. Ils sont basés sur des statistiques comme la moyenne \bar{X} , l'écart – type σ et certains quantiles à défaut de faire une analyse fréquentielle de la série statistique. Parmi les critères qui sont utilisés on peut citer :

- Les écarts par rapport à la moyenne qui correspondent à la valeur centrée et réduite et qui sont donnés par rapport à l'écart – type de la manière suivante :

$$u_i = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma} \quad (5)$$

Nicholson (1980) in Kébaili-Bargaoui (1990) a proposé la classification suivante qui tient compte de la valeur prise par la variable centrée et réduite u_i :

- Si $u_i > 0.85$: année est très humide ;
- Si $0.25 < u_i < 0.85$: année humide ;
- Si $-0.25 < u_i < 0.25$: année normale ;
- Si $-0.85 < u_i < 0.25$: année sèche ;
- Si $u_i < -0.85$: année très sèche.

La figure I-11 ci-dessous donne les résultats obtenus sur les séries des pluies à la station de Kédougou :

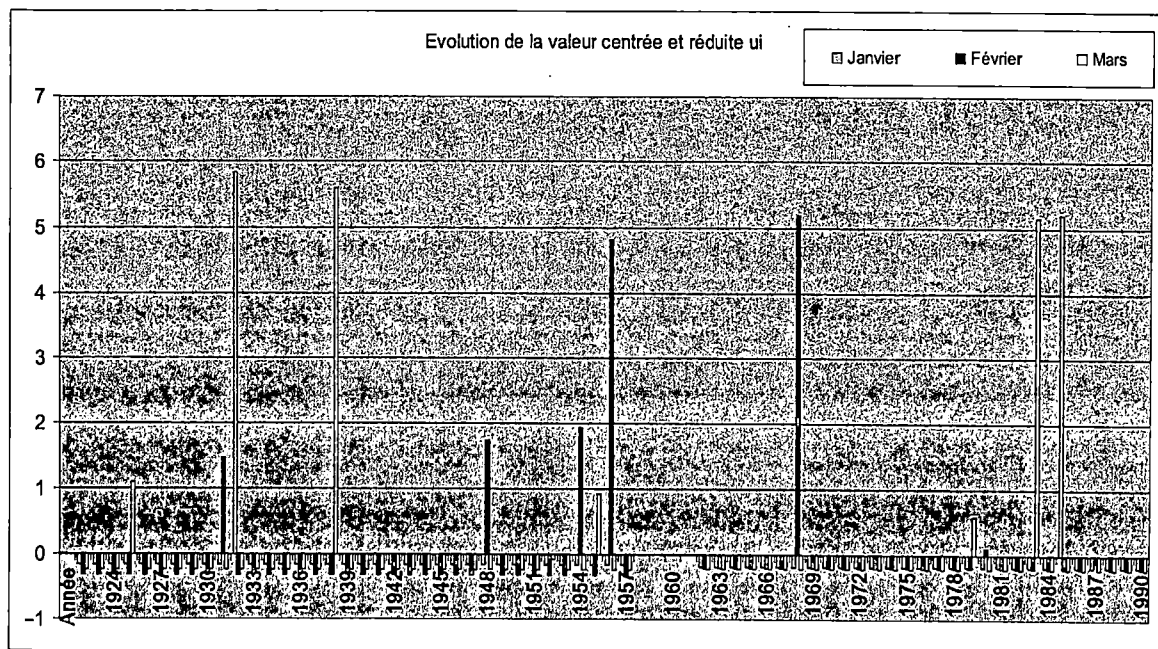


Figure I-11 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre janvier et mars

Ces résultats (figure I-11) prouvent bien qu'il s'agit des périodes où l'on n'enregistre pratiquement pas de pluie (janvier à mars). Les montées observées au cours de certaines années ne veulent en rien dire qu'il s'agit des périodes très humides du fait que la valeur centrée et réduite u_i dépasse 0,85. Il s'agit des pluviométries très faibles mais qui prennent de l'importance par rapport à la moyenne générale sur la période d'observation qui est pratiquement nulle.

Sur des périodes un peu plus pluvieuses, nous obtenons la figure I-12 suivante :

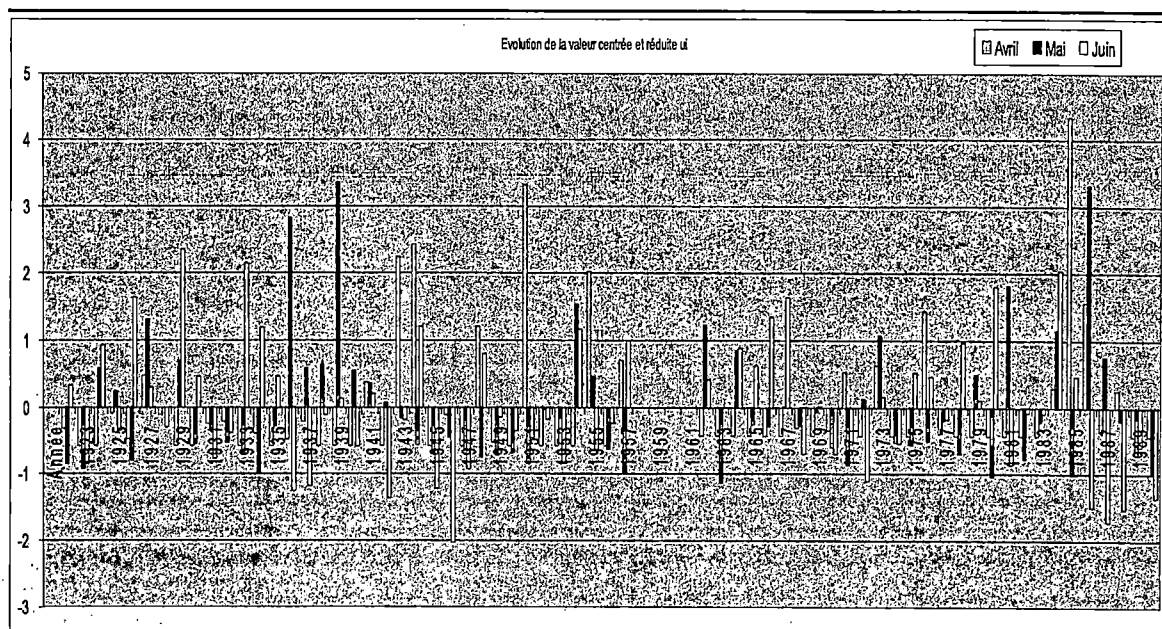


Figure I-12 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre avril et juin

La faible pluviométrie observée continue jusqu'en avril mais avec toutefois une apparition des pluies plus ou moins appréciables. Cette pluviométrie prend de l'importance à partir du mois de mai et se poursuit jusqu'en octobre au-delà duquel on remarque une baisse importante (figure I-13 et figure I-14).

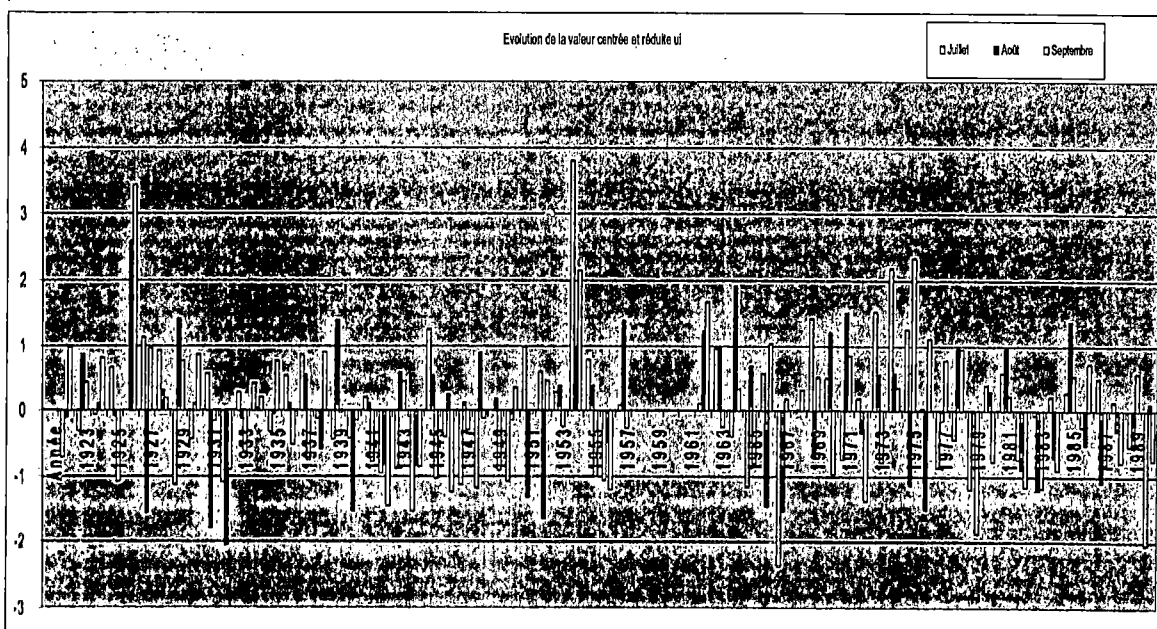


Figure I-13 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre juillet et septembre

La figure I-14 ci-dessous montre que les mois de novembre et de décembre sont caractérisés par des pluviométries faibles qui se poursuivent jusqu'en avril comme indiqué ci-dessus.

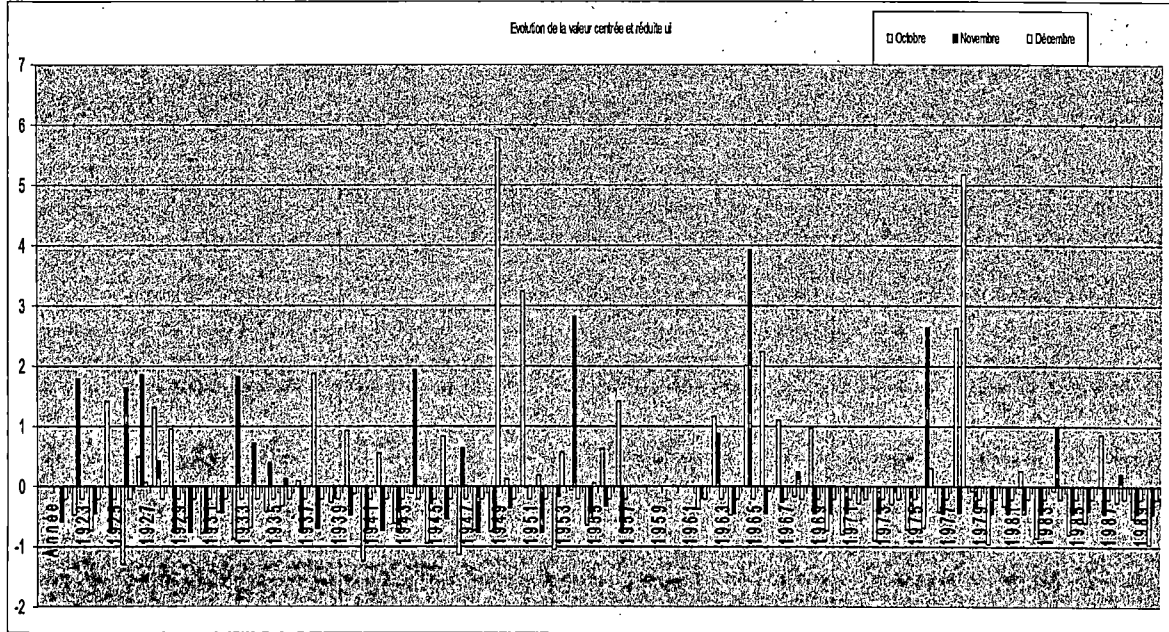


Figure I-14 : Caractérisation de l'indice de pluviosité entre octobre et décembre

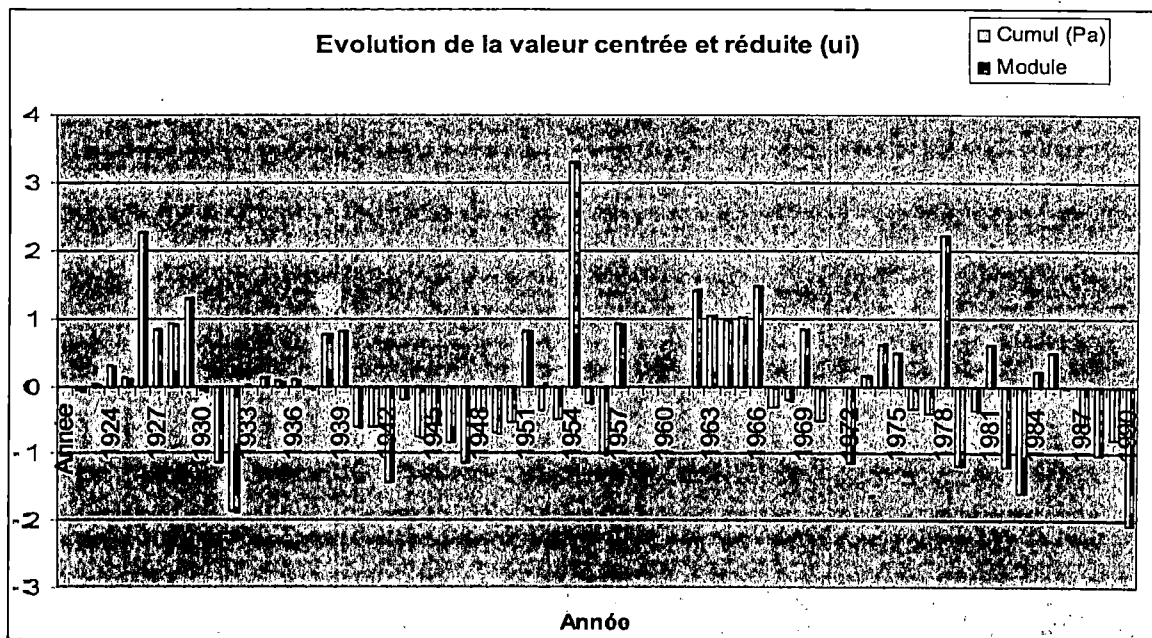


Figure I-15 : Caractérisation de l'indice de pluviosité à partir des pluies cumulées et des modules Inter-annuels

La caractérisation des écoulements de la station de Kédougou a donné la figure I-16 ci-dessous :

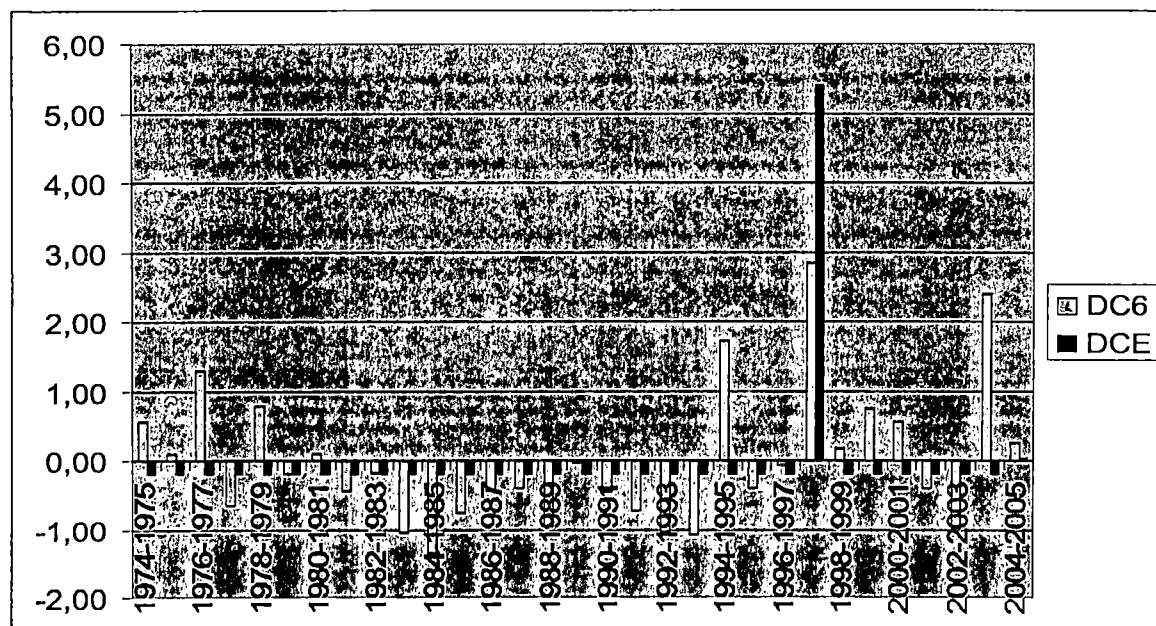
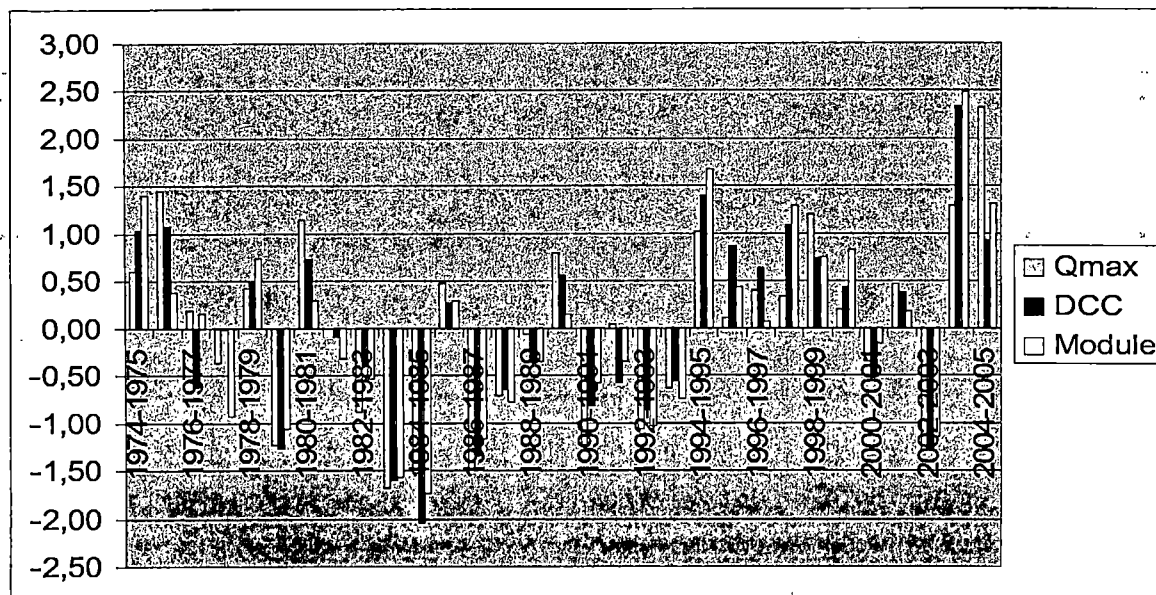


Figure I-16 : Evolution de la variable centrée et réduite des séries des débits caractéristiques

La valeur élevée observée au cours de l'année hydrologique 1997 – 1998 ne veut pas dire qu'il s'agit d'une année très humide parce qu'il s'agit là d'une période d'étiage.

L'explication en est qu'il s'agit d'un écoulement observé pendant une période où le fleuve est pratiquement sec (la moyenne des débits au cours de cette période est presque nulle).

- Les écarts à la moyenne \bar{X} :

$$e_i = X_i - \bar{X} \quad (6)$$

- Si $e_i > 0$: année humide ;
- Si $e_i < 0$: année sèche ;

- Les rapports à la moyenne ou indices de pluviosité r_i :

$$r_i = \frac{X_i}{\bar{X}} \quad (7)$$

- Si $r_i > 1$: année humide ;
- Si $r_i < 1$: année sèche.

Pour faciliter la lecture de l'évolution de la pluviosité, nous avons fait la représentation de $r_i - 1$ noté er_i c'est-à-dire $er_i = \frac{X_i}{\bar{X}} - 1$ en fonction du temps correspondant à l'écart relatif en référence à la moyenne. Dans ce cas, une année sera dite :

- humide lorsque $er_i > 0$ et
- sèche lorsque $er_i < 0$.

La figure 1-17 ci-dessous montre l'évolution de cet indice.

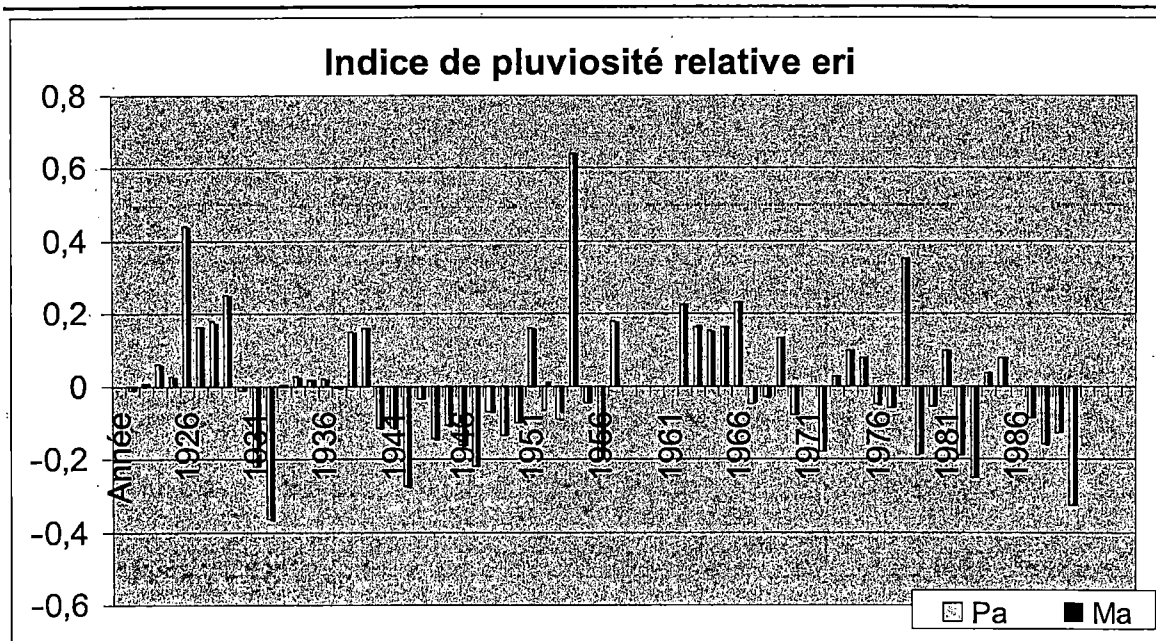


Figure I-17 : Evolution de l'indice de pluviosité relative des pluies cumulées et moyennes annuelles

Ces deux figures tracées à partir des moyennes annuelles et des cumuls des pluies montrent les mêmes variations.

Nous pouvons remarquer que la pluviométrie montre des déficits importants traduisant des années sèches. Toutefois ces déficits ne se répercutent pas systématiquement avec la même intensité sur les écoulements du cours d'eau mais suivent globalement la même tendance.

Les courbes des moyennes mobiles pondérées sur cinq ans permettent de confirmer la sécheresse observée au cours des années (figure I-18).

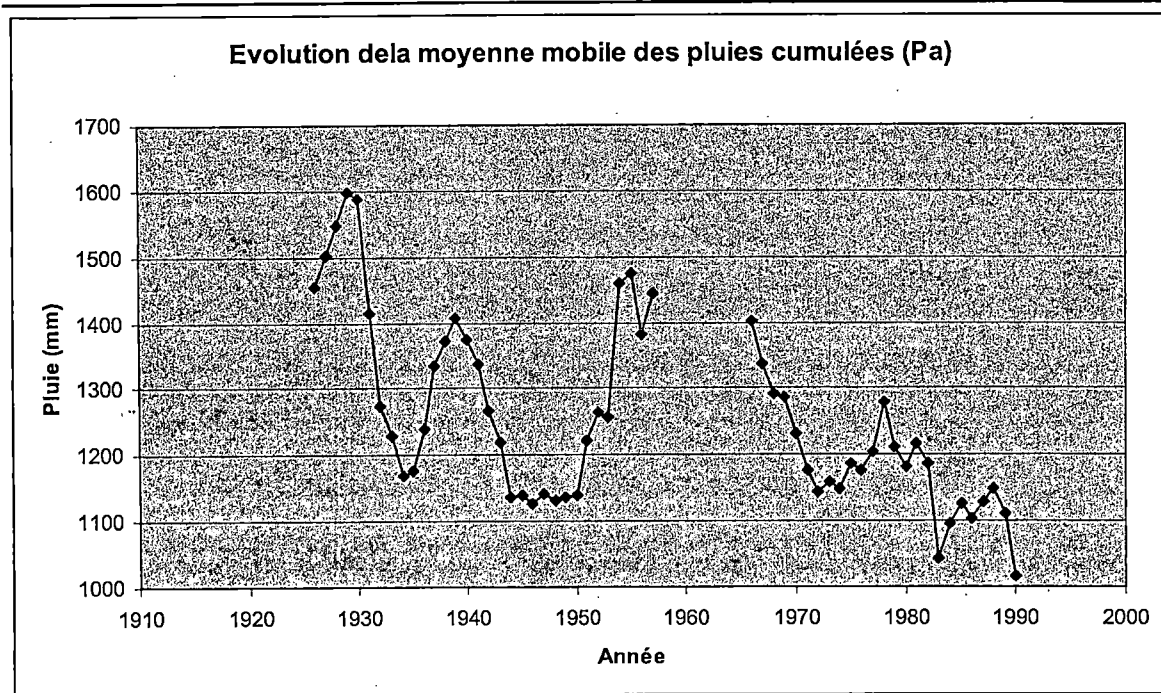
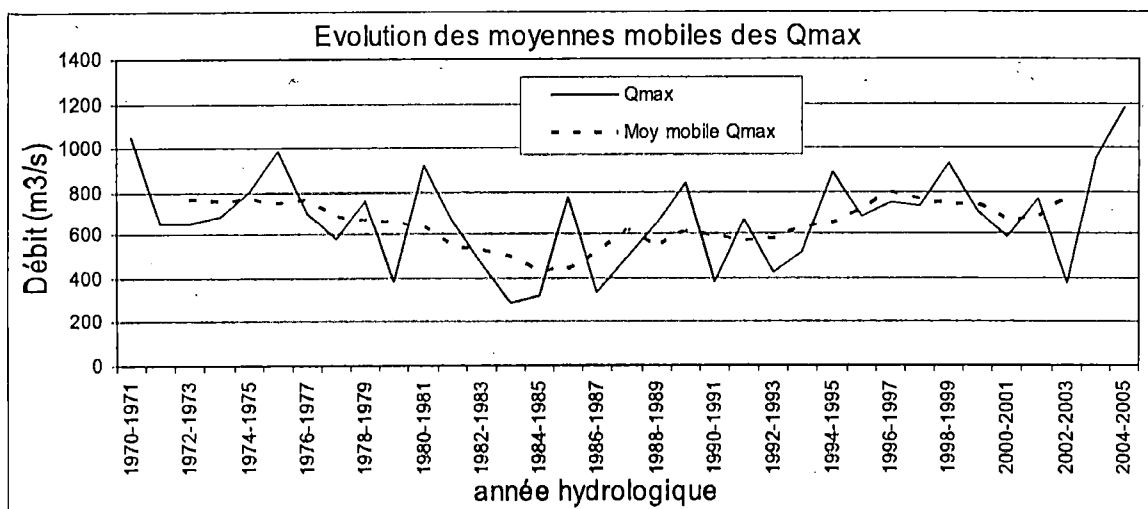
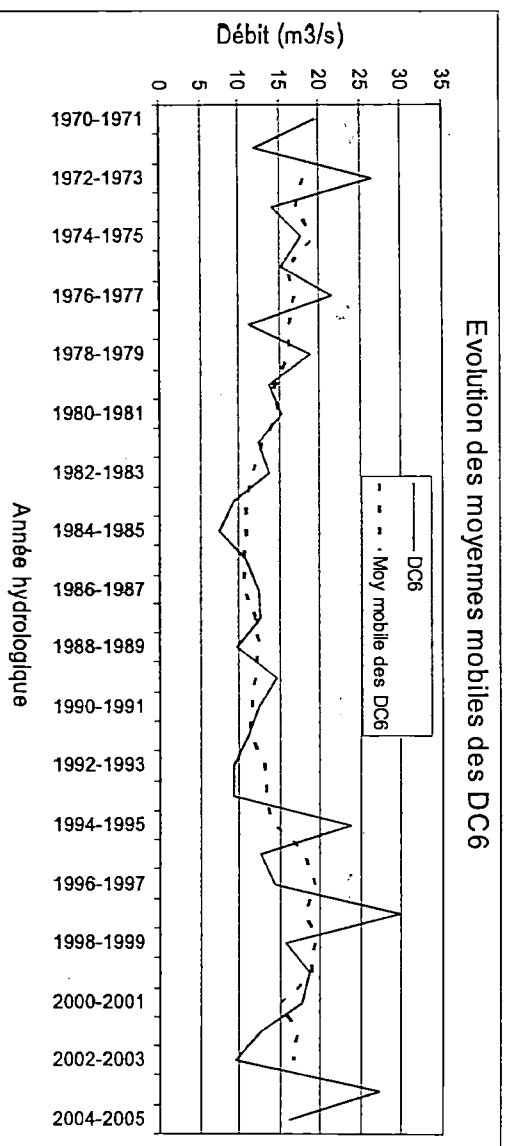
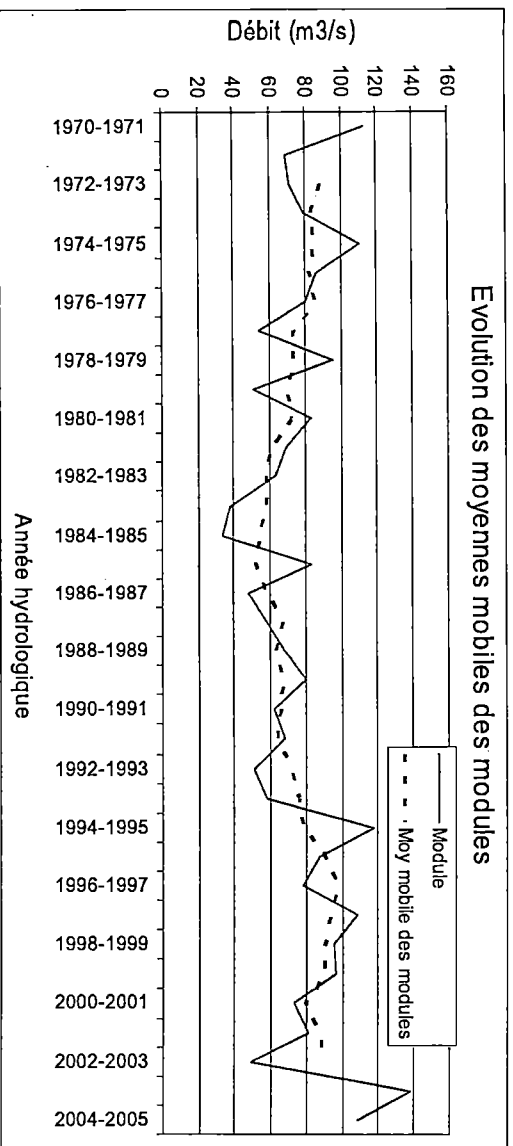
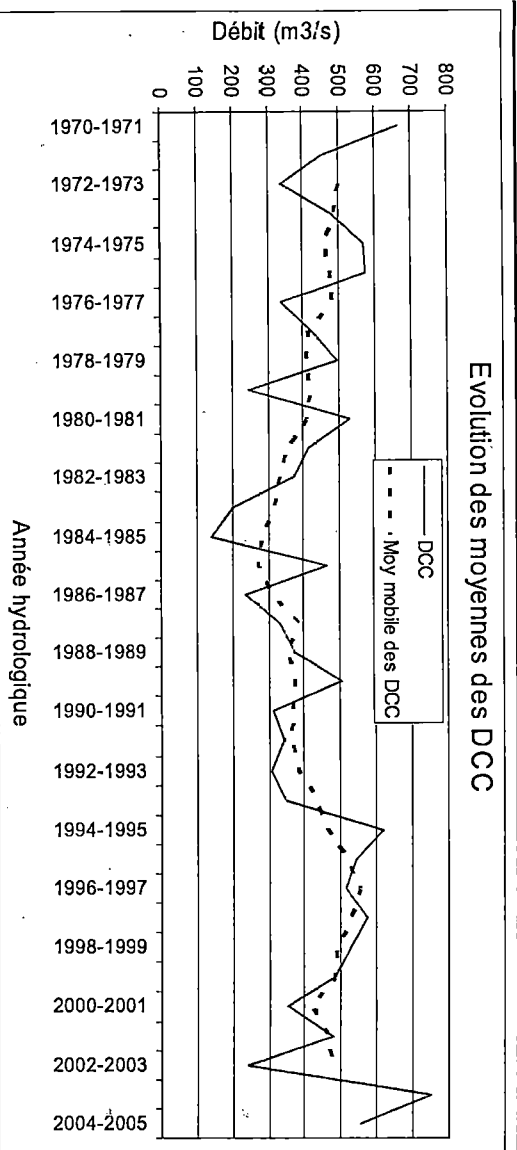


Figure I-18 : Evolution des moyennes mobiles des pluies interannuelles

Les moyennes mobiles de ces pluies montrent une tendance à la baisse. Signalons que cette tendance a touché la plupart des bassins africains de la cote atlantique. Sambou et Malanda Nimy (2006) l'ont d'ailleurs noté sur le bassin du fleuve Sénégal. Toutefois, la fin des années 1950 était marquée par une bonne pluviométrie.

Les moyennes mobiles interannuelles calculées sur chaque mois montrent également la même tendance globale.





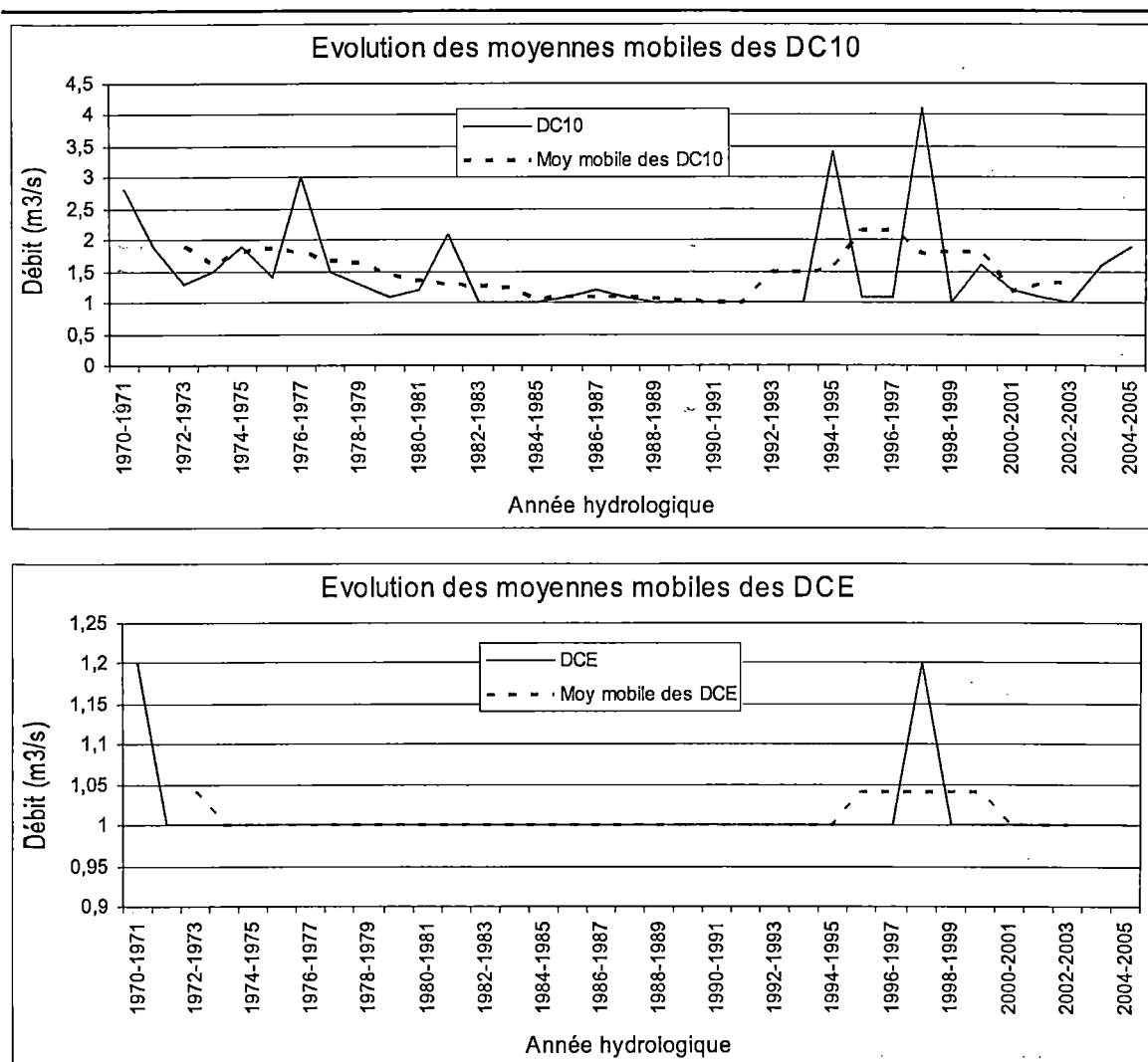


Figure I-19 : Moyenne mobile des débits caractéristiques interannuels

La faible pluviométrie notée en 1984-1985 s'est tout de suite répercutée sur le régime du fleuve Gambie comme nous pouvons le voir sur a figure I-4 ci-dessus.

I.3.4 – Eléments du bilan hydrologique (Sow, 2007)

Le tableau I-3 ci-dessous donne les valeurs moyennes du bilan hydrologique de quelques stations du fleuve Gambie (Sow, 2007) :

Tableau I-3 : Bilan des écoulements de quelques stations du fleuve Gambie

Stations	Superficie (km ²)	Pluie (mm)	Q (mm)	DE (mm)	CE (%)	Q (m ³ /s/an)	V (m ³ /an)
Kouncy	5015	1237	367	870	29,7	58,3	1839773100
Kédougou	7550	1210	312	899	25,7	74,6	2354152200
Mako	10450	1187	263	924	22,2	87,1	2748614700
Wassadou aval	33500	1050	113	937	10,7	120	3786840000
Gouloumbou	42000	983	113	869	11,5	151	4765107000

- avec
- Q (mm) : Lamé d'eau écoulé dans le lit du fleuve ;
 - DE (mm) : Déficit d'écoulement (somme de l'eau prélevée par évapotranspiration réelle et de l'eau mise en réserve dans les nappes d'eau souterraines) ;
 - CE (%) : Coefficient d'écoulement ;
 - V (m³/an) : volume total écoulé durant l'année.

La figure I-13 ci-dessous montre l'évolution des pluies moyennes de ces stations :

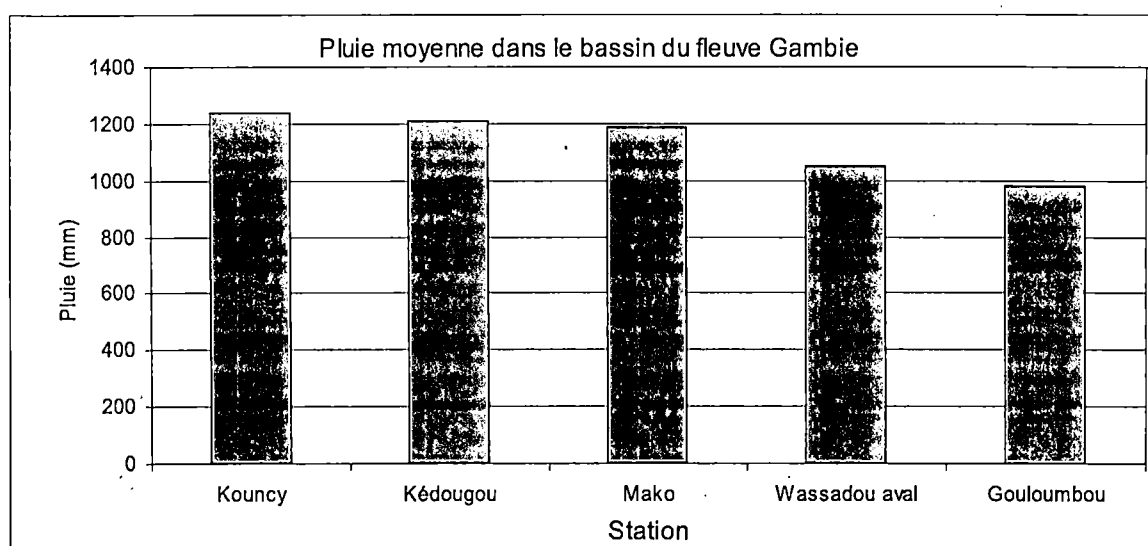


Figure I-20 : Evolution de la pluie moyenne dans bassin du fleuve Gambie

Une forte diminution de la pluie tombée est perceptible entre les stations de Mako et de Wassadou aval. Cette variation se répercute sur la lamé d'eau écoulé dans le fleuve entre ces deux stations. Cette diminution est imputable à la forte diminution de la pente dans le bassin sédimentaire, sur une longue distance de 224 km, entre les deux stations. Une partie des écoulements du domaine climatique soudanien vient du bassin sédimentaire.

Nous présenterons au chapitre III une étude statistique des paramètres hydrologiques du bassin.

1.4 - Réseau hydrographique

Le fleuve Gambie prend sa source dans la région de Labé à environ 1125m d'altitude. Son réseau hydrographique est assez dense en amont (figure I-21), densité qui diminue au fur et à mesure que l'on s'approche du bief maritime.

Les principaux affluents de ce bief continental sont :

- Sur la rive droite :
 - Le Diaguéri (juste en aval de Kédougou),
 - Le Niokolo-Koba (PK 650),
 - Le Niéri-Ko (PK 590) constituant le plus important affluent de cette rive,
 - Le Sandougou qui est un affluent secondaire qui rejoint la Gambie dans le bief maritime ;
- Sur la rive gauche :
 - Le tiokoye (PK 790),
 - Le Diarha (PK 770),
 - La Koulountou (PK 542) constituant le plus important affluent du fleuve Gambie.

Les apports dans le bassin maritime sont essentiellement constitués par les eaux de pluie qui tombent directement dans le cours d'eau. Les enregistrements des débits y sont soumis aux ondes de marée surtout pour des valeurs inférieures $200\text{m}^3/\text{s}$ (Haziza, 2003).

1.5 - Réseau hydrométrique

Le bassin du fleuve Gambie est équipé d'un certain nombre d'hydromètres à échelle limnimétrique. Les courbes de tarage de la plupart des stations sont plus ou moins stables, stabilité favorisée par les formations géologiques des terrains sur lesquels ces stations sont implantées. La figure I-22 ci-dessous donne la courbe de tarage du fleuve Gambie à la station de Kédougou.

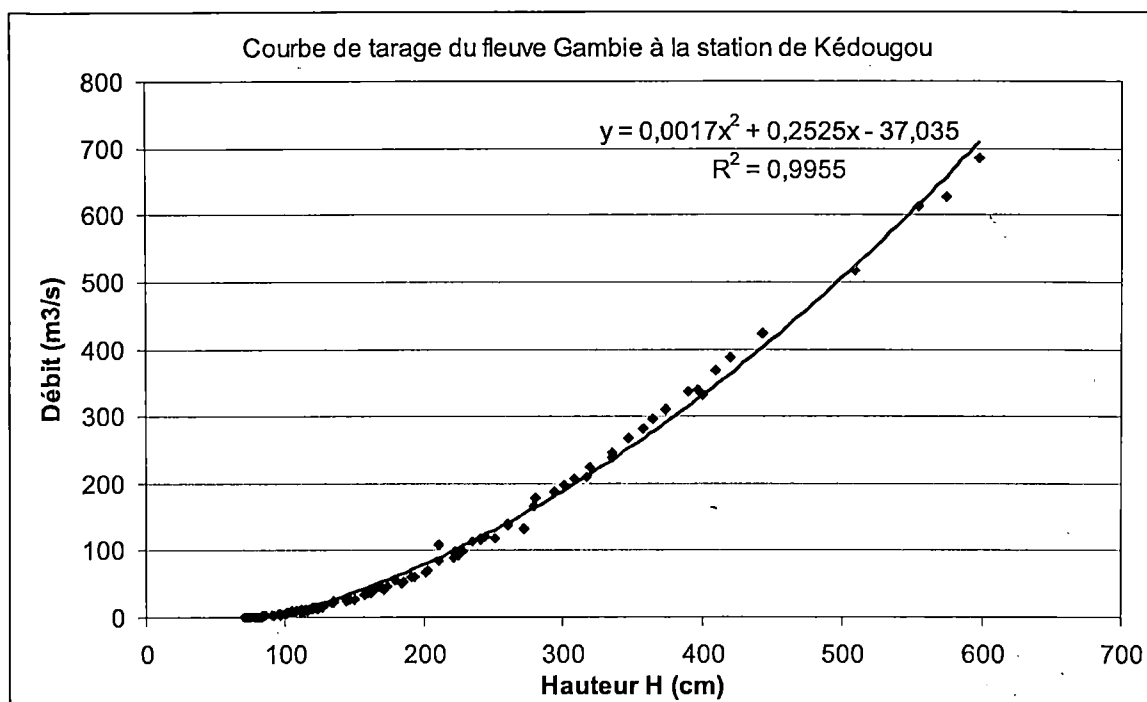


Figure I-22 : Courbe de tarage du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Ces échelles sont lues plus ou moins régulièrement de façon biquotidienne le matin à 7 heures et le soir à 18 heures environ. La moyenne des deux lectures donne les hauteurs journalières.

1.6 - Hydrogéologie du bassin versant du fleuve Gambie

L'alimentation du fleuve Gambie se fait essentiellement à partir de la pluie qui transite, dans la partie amont, par les affluents cités ci-dessus ; dans la partie aval, l'alimentation se fait presque exclusivement par les apports de la pluie. Le fleuve est en contact avec des nappes des terrains cristallins du socle en amont et des nappes des terrains

sédimentaires en aval. Grâce à ce contact, le fleuve entretient des échanges avec les nappes souterraines.

Ces terrains cristallins de faible perméabilité constituent des nappes discontinues de faible importance. On note la présence de nappes perchées dans les cuirasses très perméables reposant sur la couche - mère imperméable. Ces cuirasses constituent des zones d'alimentation privilégiée et on y trouve de nombreuses sources (Lamagat et al., 1990 ; Malanda Nimy, 1999).

L'alimentation par les formations sédimentaires est assurée par deux grandes nappes phréatiques qui sont d'une grande importance agricole et pour tous les autres besoins des populations riveraines. Ce sont :

- La nappe maestrichtienne qui affleure à l'extrémité Est du bassin sédimentaire où le fleuve prend sa source. La profondeur du bassin se trouve à environ - 200 ou - 400 m au centre du bassin sédimentaire. Cette nappe fournit un débit d'environ $0.41.s^{-1}.km^{-2}$;
- Les formations plus récentes du Continental Terminal qui occupent tout le bassin continental du fleuve Gambie. Son altitude passe de 20 à 70 m (au niveau de la zone de contact avec le socle) à 0 m environ vers Mako, Tambacounda et Matam. Il n'est pas rare de voir des altitudes encore plus faibles notamment dans le Ferlo central. La nappe reçoit son alimentation principalement de la pluie et elle fournit à son tour l'essentiel des eaux des petits affluents du fleuve avec des débits d'ordre de $1.4 l.s^{-1}.km^{-2}$ (synthèse des études hydrauliques, Pitaud G., D.H.E., Dakar, 1983 in Lamagat et al., 1990).

Ces deux nappes sont relativement homogènes avec des débits plus ou moins réguliers qui diminuent d'amont en aval.

En dehors de ces deux principales nappes, il en existe d'autres plus petites, en particulier la nappe du Miocène qui s'étend de la Gambie à la Casamance centrale.

1.7 - Géologie du bassin versant du fleuve Gambie

Le bassin du fleuve Gambie fait partie du grand ensemble du bassin sénégalomauritanien, constitué de plusieurs structures géologiques. Les formations rencontrées sont de plus en plus récentes en passant de l'Est en amont où l'on rencontre des formations du socle à

l'Ouest en aval où l'on a plutôt des formations sédimentaires. Ce qui fait apparaître à l'Est du méridien 12°E le craton ouest - africain représenté par le socle précambrien de la boutonnière de Kéniéba.

L'évolution tectonique qui a affectée ces formations géologiques est responsable des difficultés de reconstitution de la succession stratigraphique de la région. Les relations structurales de cette région sont ainsi mal comprises, ce qui ne facilite pas les prospections des hydrocarbures et de l'eau (Stancioff et al., 1986).

L'histoire géologique de la région est marquée par trois phases orogéniques successives qui sont :

- Orogenèse archéenne (2700 Ma B.P.) ;
- Orogenèse birimienne (1800 Ma B.P.) ;
- Orogenèse panafricaine (500 – 650 Ma B.P.).

Ces différentes phases orogéniques ont eu une grande incidence sur la géologie et la configuration du réseau hydrographie du bassin.

A l'image de l'histoire géologique du bassin ouest - africain, le bassin du fleuve Gambie est constitué des vieilles plateformes (Michel, 1971 in Lamagat et al., 1990). La figure I-23 ci-dessous montre les grands ensembles géologiques du bassin amont du fleuve Gambie.

Le bassin amont du fleuve Gambie est essentiellement constitué de sept ensembles structuraux répartis de la manière suivante :

- Le socle birrimien qui affleure à la boutonnière de Kéniéba et qui s'étend dans la zone de Kédougou entre le fleuve Gambie et la Falémé ;
- Le bassin de Madina – Kouta constituant une couverture sédimentaire d'âge protérozoïque et qui occupe la majeure partie du haut bassin du fleuve Gambie ;
- La chaîne panafricaine I des bassarides ;
- Le bassin mollassique du groupe de Mali et de Youkounkoun d'âge protérozoïque terminal à paléozoïque inférieur ;
- Le bassin cambro - dévonien de Bové ;
- Les venues doléritiques du lias et du trias ;
- Le bassin sénégal - mauritanien d'âge méso - cénozoïque.

1.7.1. Le socle Birimien

Dans le socle, on trouve des séries métamorphiques constituées de Schistes verts et de grauwackes et des roches volcaniques basiques légèrement métamorphisées comme les méta-

andésites, les metabasites associées à des tufs, grauwackes, jaspes et argilites. Pendant l'orogénèse terminale, d'importantes couches de granites ont été mises en place entre des séries volcano - détritiques. Bassot (1966) in Lamagat et al. (1990) a distingué dans ce socle quatre séries d'origine sédimentaires ou volcano - sédimentaires légèrement métamorphisées et traversées par des granites syntectoniques et post-tectoniques de l'orogénèse éburnéenne qui sont la série de Mako, la série de Dialé, la série de Daléma.

I.7.2. Les formations sédimentaires du bassin de Madina Kouta

La couverture sédimentaire du bassin de Madina Kouta, bordée au Nord par la boutonnière de Kéniéba et au Sud par la dorsale ivoirienne de Léo, repose en discordance avec les séries métamorphiques ayant subi des intrusions granitiques. A l'Ouest, ces dépôts sont masqués par des dépôts discordants du Protérozoïque terminal formant le groupe de Mali et à l'Est elle fait place aux dépôts du bassin de Taoudéni. Vileneuve (1984) in Lamagat et al. (1990) dans son étude lithostratigraphique propose une subdivision qui permet de distinguer deux groupes :

- Le groupe de Ségou, formé des dépôts caractéristiques d'un milieu marin peu profond, est formé par des couches dont les premiers dépôts sont séparés du socle Birimien par des couches volcaniques acides. A la base, ce groupe commence par les formations hétérogènes de Pellèle constituées des séquences carbonatées, argileuses, volcano-détritiques ou volcaniques. La couche superficielle, formant la falaise de Dindéfello, est représentée par des grès reposant en concordance sur les argiles sommitales de la série de Pellèle ;
- Le groupe de Madina Kouta constitué, à la base, par des formations transgressives de Fongolembi qui reposent en discordance soit sur les dépôts du groupe de Ségou, soit directement sur le socle. Cet environnement, caractéristique d'un milieu aquatique calme, est caractérisé par des dépôts de formations argilo-carbonatées en alternant avec de formations avec des dépôts de stromatolites marqués par des injections de dolérites. Au dessus on trouve de vastes étendues des formations gréseuses de la Kanta ayant des caractéristiques semblables à celles de Dindéfello. Elles semblent être des barres sableuses progradantes caractérisant une reprise de l'érosion après les mouvements tectoniques dans le bassin. Au sommet, on trouve la formation de Dira présente

beaucoup d'analogie avec la formation de Fongolembi avec des alternances argilites, grés et carbonates en petits bancs décimétriques.

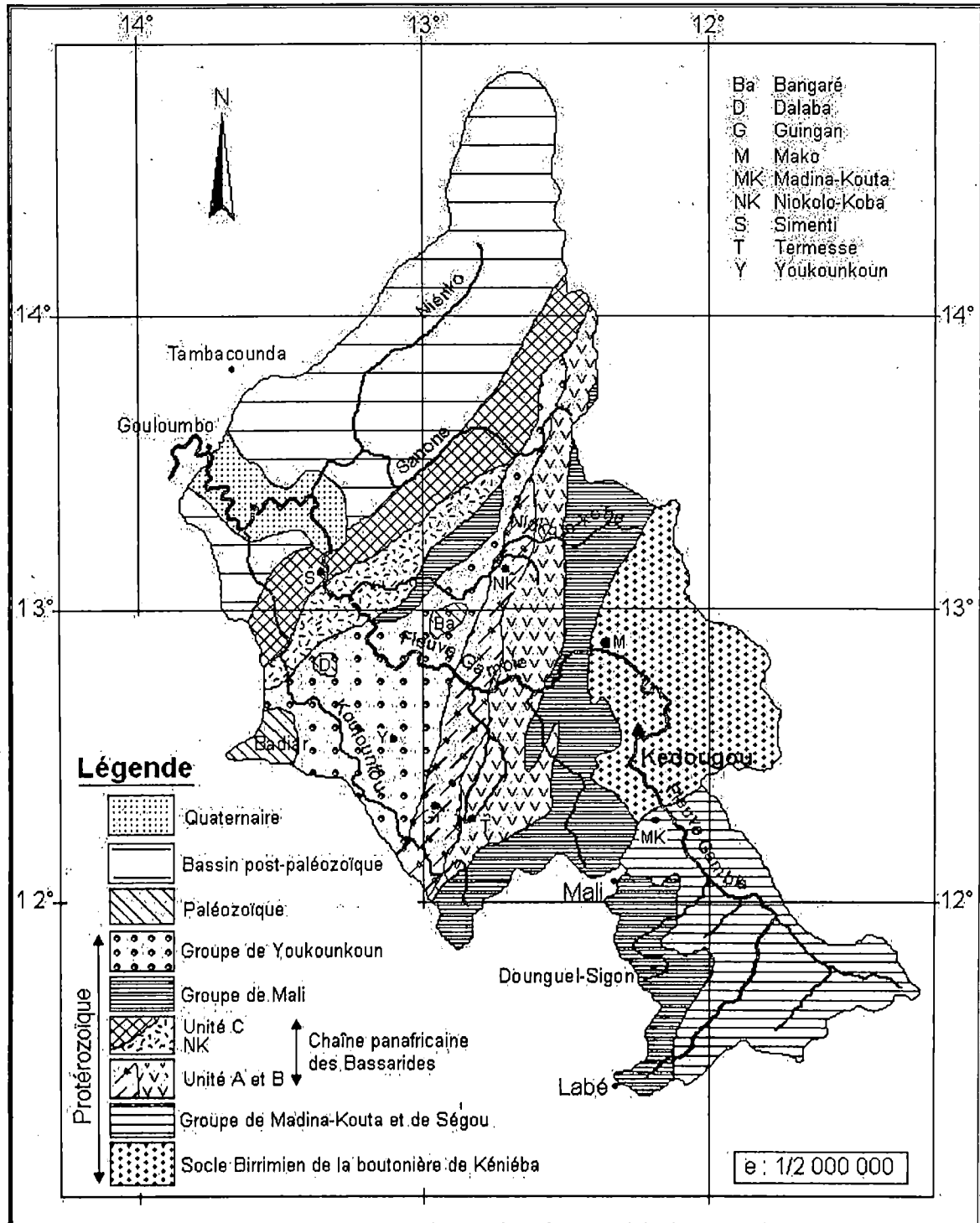
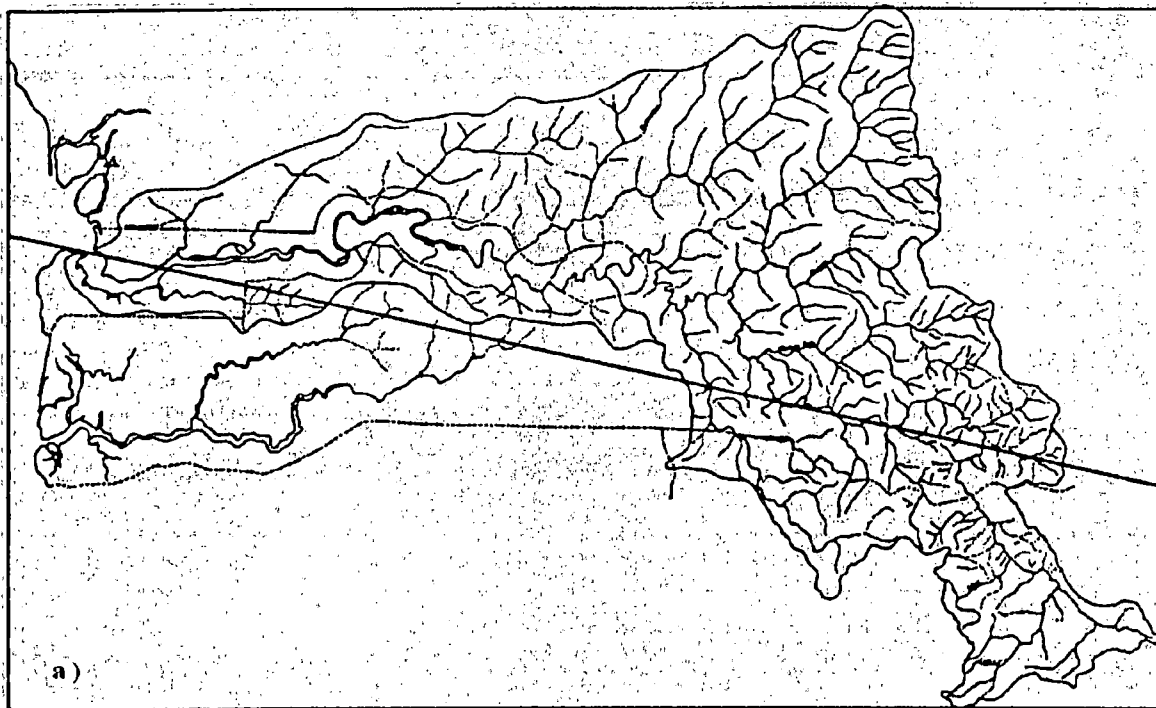


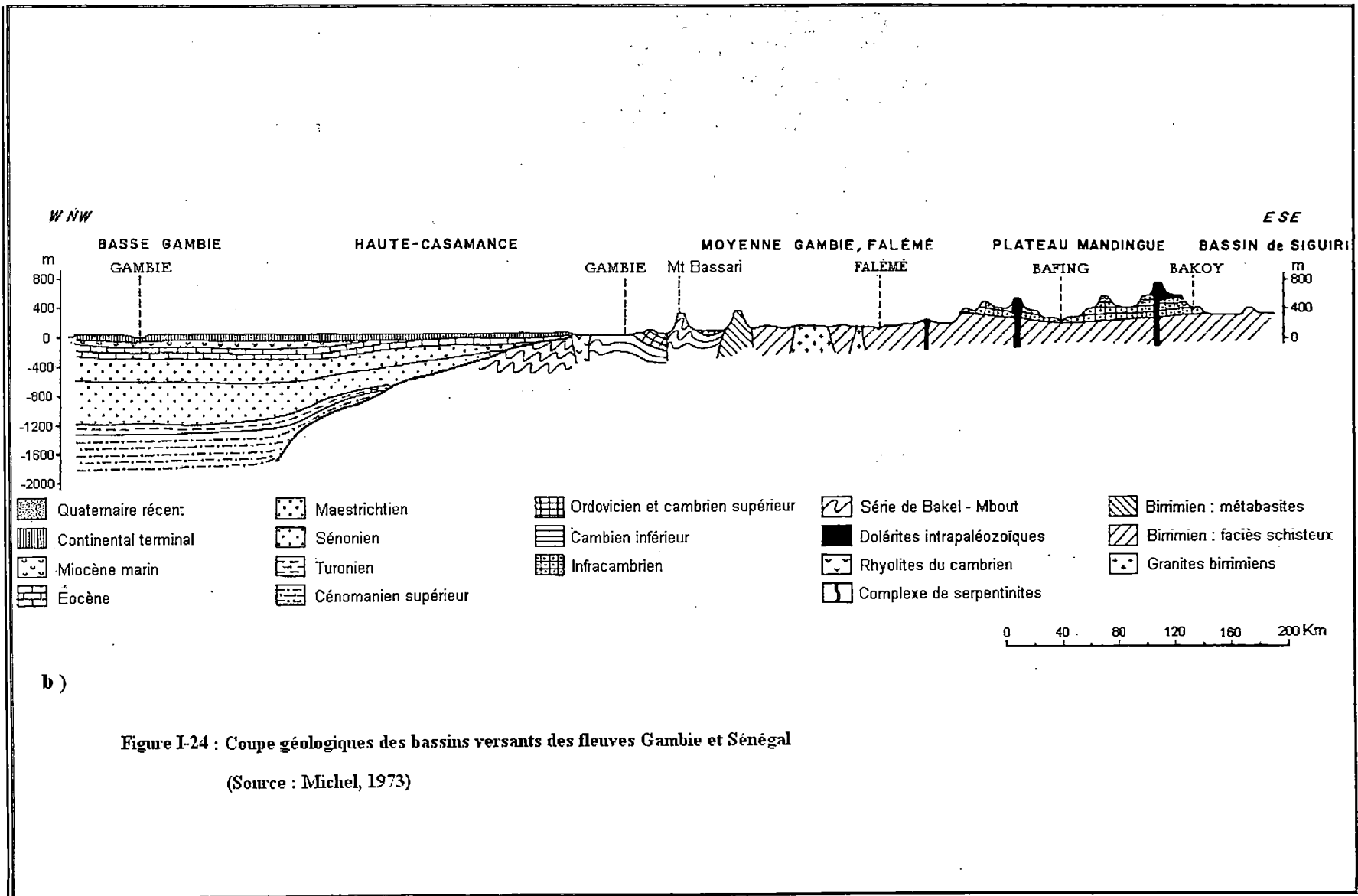
Figure I-23 : Grands ensembles géologiques du bassin amont du fleuve Gambie (source : Lamagat et al., 1990)

Les formations sédimentaires ont été plissées, métamorphisées puis injectées de roches granitiques par la traversée des roches volcaniques.

Le socle antécambrien fossilisé, couvert par des couches sédimentaires Protérozoïques, n'affleure qu'au niveau de quelques fenêtres visibles sur la couverture.

Une coupe réalisée sur le bassin (figure I-24 a et b) montre dans la haute Casamance une alternance des dépôts du Quaternaire récent et du Continental terminal reposant sur les calcaires de l'éocène.





Les venues doléritiques du Lias et du Trias constituent, avec les grès, les principaux reliefs du haut bassin des fleuves Gambie et Sénégal. En aval de Badi à jusqu'à l'embouchure, le fleuve coule sur un lit constitué des grès-argileux (Michel, 1973).

1.8 - Sols du bassin du fleuve Gambie

En plus des facteurs climatiques, édaphiques et géologiques qui permettent de différencier les types de sols, leur évolution et leur répartition géographique, la topographie est un facteur dominant qui joue un rôle important dans le phénomène de l'érosion au cours de la pédogenèse.

Les paysages dans le bassin du fleuve Gambie sont marqués par une légère variation du Nord au Sud alors qu'on peut voir une certaine similarité en passant de l'Est à l'Ouest (figure I-25).

Cinq grandes associations de sols peuvent être distingués mais dans l'ensemble, on peut remarquer une dominance des sols squelettiques et ferrallitiques peu évolués. Du Nord au Sud, les sols ferrallitiques évoluent vers des sols hydromorphes plus ou moins organiques. La pédogenèse aboutit à la mise en place des couvertures kaoliniques à sesquioxides de fer avec des accumulations de bauxite et de rares dépressions à tendance verticale. Ces sols verticaux sont visibles à la station de Kédougou.

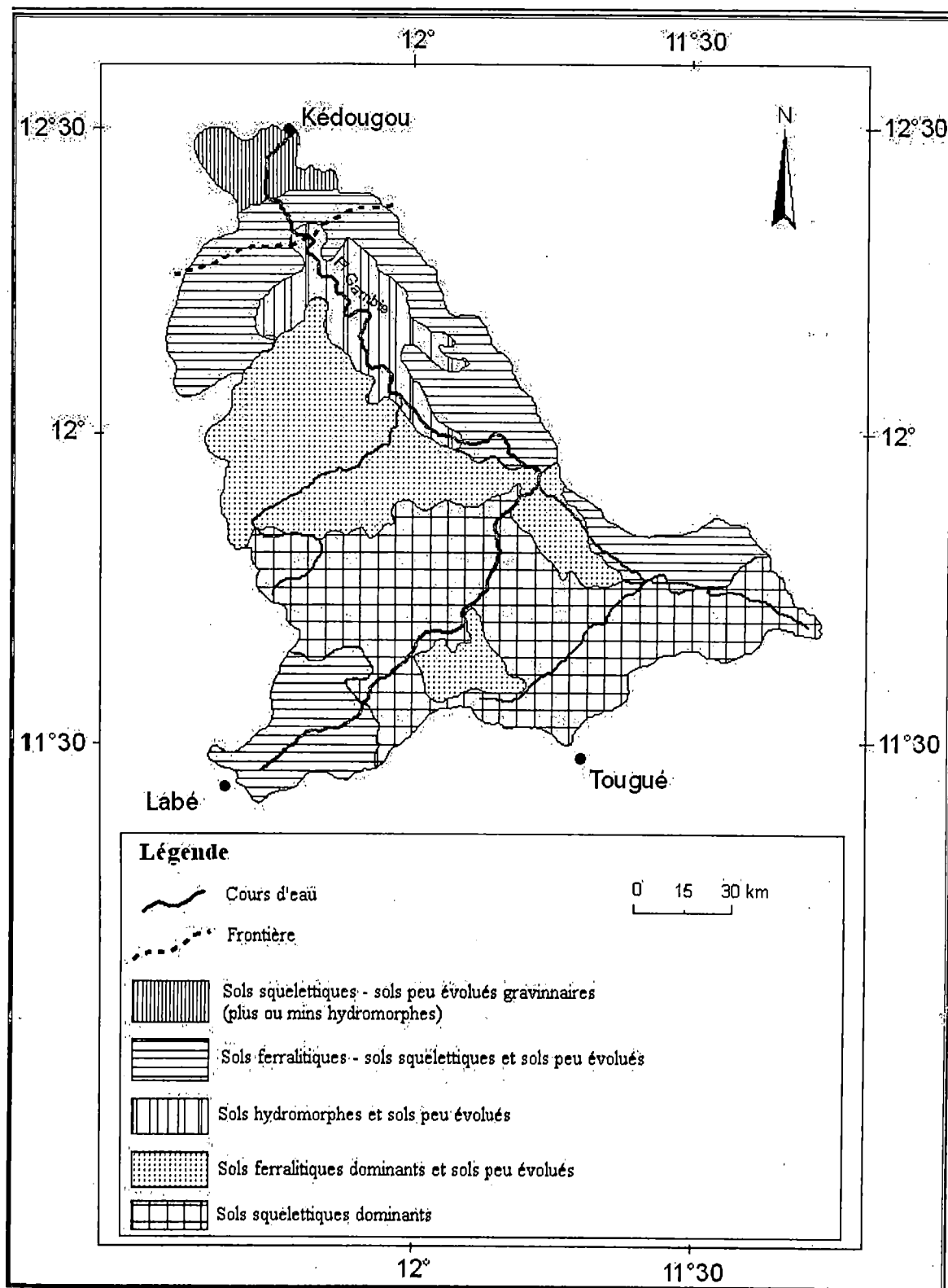


Figure 1-25 : Sols du bassin fleuve Gambie en amont de Kédougou (source : Lamagat et al., 1990)

1.9 - Végétation du bassin du fleuve Gambie

La végétation du bassin du fleuve Gambie appartient à l'empire paléotropical dont la physionomie montre un gradient en allant du Sud vers le Nord. On passe de la zone de forêt tropicale humide qui s'éclaircit peu à peu, faisant place à des espèces ligneuses de plus en plus petites et espacées formant la savane ou la steppe arborée et arbustive. Cependant, à l'image de l'évolution des sols, la végétation montre une certaine similarité en passant de l'Est à l'Ouest.

La répartition de cette végétation est influencée par les actions anthropiques notamment dirigées vers la satisfaction des certains besoins comme le pâturage, l'agriculture, la production d'énergie (bois, charbon...). Ce qui se traduit par la dégradation aussi bien des sols (érosion due à l'action de l'eau : splash) que de la végétation.

Chapitre II – Présentation et traitement des données

II.1 - Introduction

La variabilité climatique de ces dernières années a touché la plupart des bassins ouest africains et le bassin du fleuve Gambie n'en a pas été épargné. L'ampleur de ce phénomène est d'autant plus grande que le bassin se trouve en zone aride. Il importe donc de caractériser les effets de la variabilité climatique sur la disponibilité de la ressource en eau dans la région.

Une étude statistique (tests d'indépendance et d'homogénéité) des variables climatiques et hydrologiques sera de ce fait envisagée dans ce chapitre. Signalons toutefois qu'une bonne étude statistique des variables climatiques ou hydrologiques nécessite de longues séries d'observations continues (Sambou, 2005 ; Cissé, 2007). Dans cette étude nous avons obtenu des séries chronologiques allant de 1921 à 1957 puis de 1962 à 1991 en ce qui concerne la série des pluies et de 1970 à 2005 pour les débits. Ces données nous ont été fournies à la Direction de la Gestion et la Planification des Ressources en Eau (DGPRE) et à l'Organisation de Mise en Valeur du Fleuve Gambie (OMVG).

II.2. - Critique des données

Les pluviomètres sont des instruments très répandus utilisés pour l'enregistrement des hauteurs des précipitations. Les précipitations constituent la principale entrée des principaux systèmes hydrologiques représentés par les bassins versants (cours d'hydrologie générale de Musy).

Les pluviomètres peuvent engendrer des erreurs de nature différente malgré leur grande maniabilité. Brunet – Morêt (1977) et Hiez (1977) ont donné quelques unes de ces erreurs comme :

- erreurs liées au pluviomètre ou à son environnement : déformation de la surface réceptrice, déplacement du pluviomètre, modification du site, ... ;
- erreurs de lecture : inadéquation entre le pluviomètre et l'éprouvette, changement de l'éprouvette, changement de lecteur, ...

Ces différentes erreurs provoquent à long terme un écartement de la réalité des mesures qui est à l'origine de l'hétérogénéité des séries chronologiques (Musy et Higy, 2003).

Ainsi les séries chronologiques des pluies de février 1952, janvier et février 1961, d'avril à juillet et d'août à décembre 1958, de janvier à juillet 1961 présentent des lacunes. Les années 1959 et 1960 qui sont totalement manquantes n'ont pas été prises en compte dans ce travail. Il en est de même de l'année 1958 qui ne renferme qu'une courte période

d'observation continue ; il est difficile de combler les lacunes de ces années qui manquent presque dans leur totalité.

En ce qui concerne les débits journaliers, les années hydrologiques 1977-1978, 1978-1979, 1992-1993 et 1993-1994 présentent des lacunes. Ces débits sont manquants soit au début (1978-1979 et 1993-1994), soit à la fin (1977-1978 et 1992-1993) d'une année hydrologique. Ils ont été complétés en observant les débits de l'année précédente et de l'année suivante sur les mêmes périodes et aussi en observant les débits de fin de l'année hydrologique précédente (1976-1977 et 1992-1993) pour les lacunes observées en début d'une année hydrologique ou en observant les débits de début de l'année hydrologique suivante (1978-1979 et 1993-1994) pour les lacunes observées en fin d'une année hydrologique. Ces périodes sont caractérisées par des débits faibles et nous avons supposé qu'ils sont nuls conformément à ce qui nous avons dit précédemment. Ceci a été confirmé lors des discussions avec certains agents de la Direction de la Gestion et de la Planification des Ressources en Eau (DGPRE).

Les pluies obtenues à la Direction de la Gestion et de la Planification des Ressources en Eau (DGPRE) contenaient déjà quelques données reconstituées et des données qualifiées de "douteuses" en dehors des lacunes mentionnées ci-dessus.

II.3 – Comblement des données

Dans cette thèse nous avons utilisé la méthode des simples cumuls pour faire le comblement des quatre années manquantes. Etant donné que nous ne disposons que des données pluviométriques de la station de Kédougou, le comblement a été fait à l'échelle mensuelle. Notre démarche a consisté à faire le comblement a été fait mois par mois, puis nous avons utilisé les séries des pluies reconstituées de chaque mois pour reconstituer les séries des périodes manquantes. Nous partons du principe que les séries chronologiques d'un même mois répondent à la même loi de distribution. L'avantage de cette procédure est qu'elle permet de faire le comblement sur une période de quatre ans (4 ans) correspondant à la génération de quatre (4) valeurs pour chaque série des pluies mensuelles. Partant de ce principe, nous avons procédé la reconstitution des pluies pour les chroniques interannuelles des pluies mensuelles. La figure II-1 ci-dessous illustre la procédure utilisée.

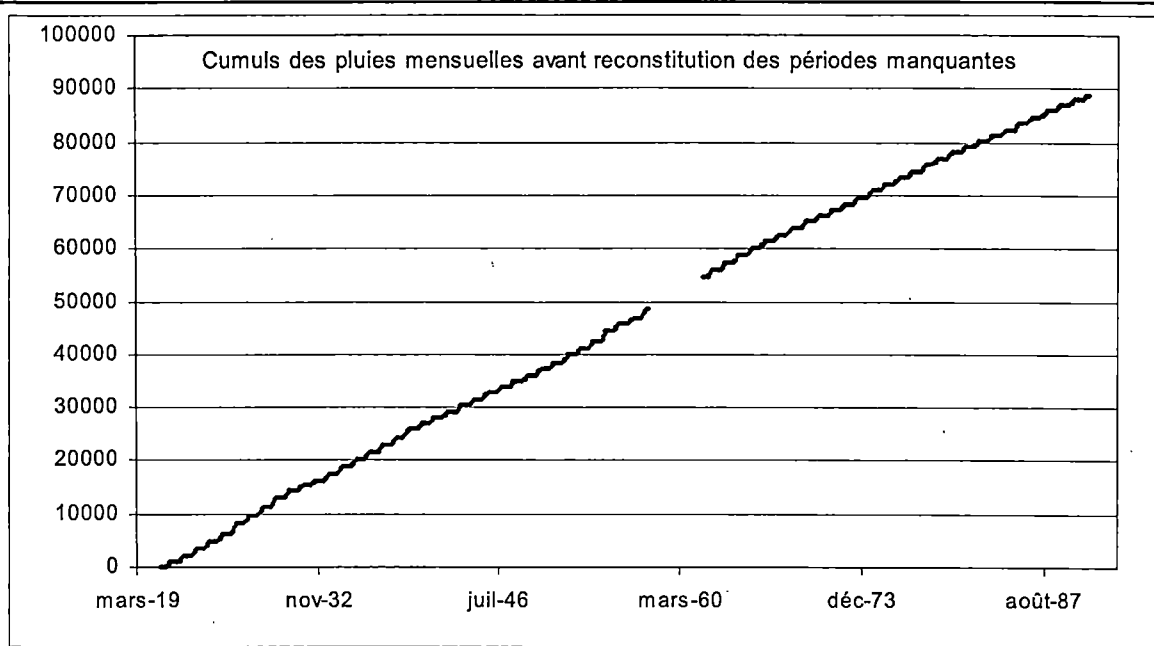


Figure II-1 : Procédure de comblement des lacunes par simples cumuls

Après reconstitution des pluies sur les périodes manquantes, la courbe de régression linéaire a donné grossièrement une droite comme le montre la figure II-2 ci-dessous.

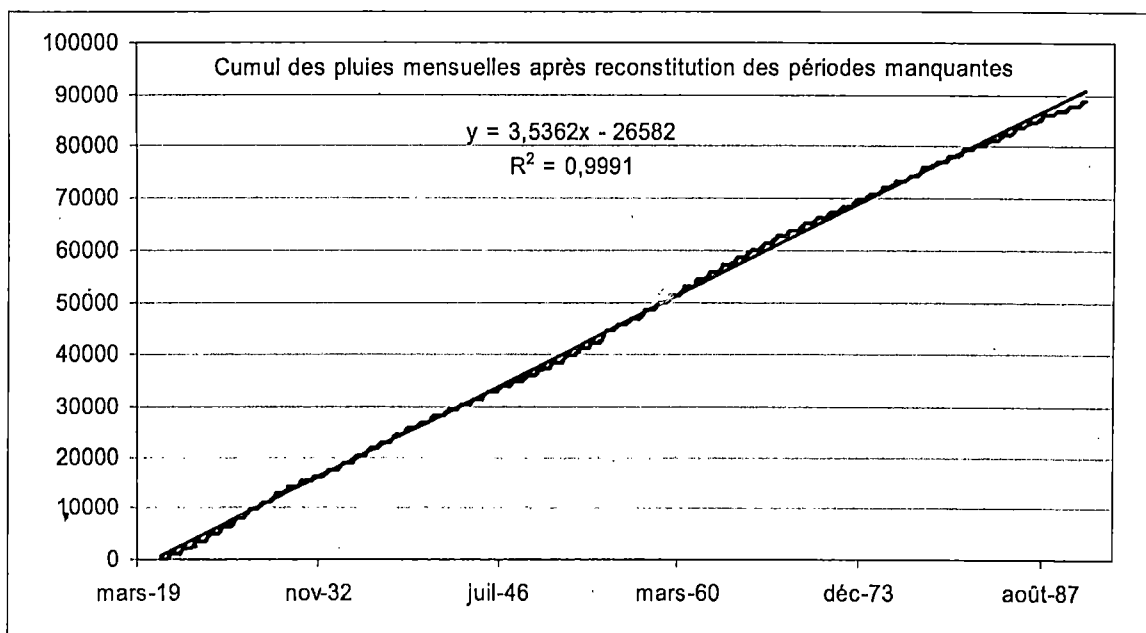
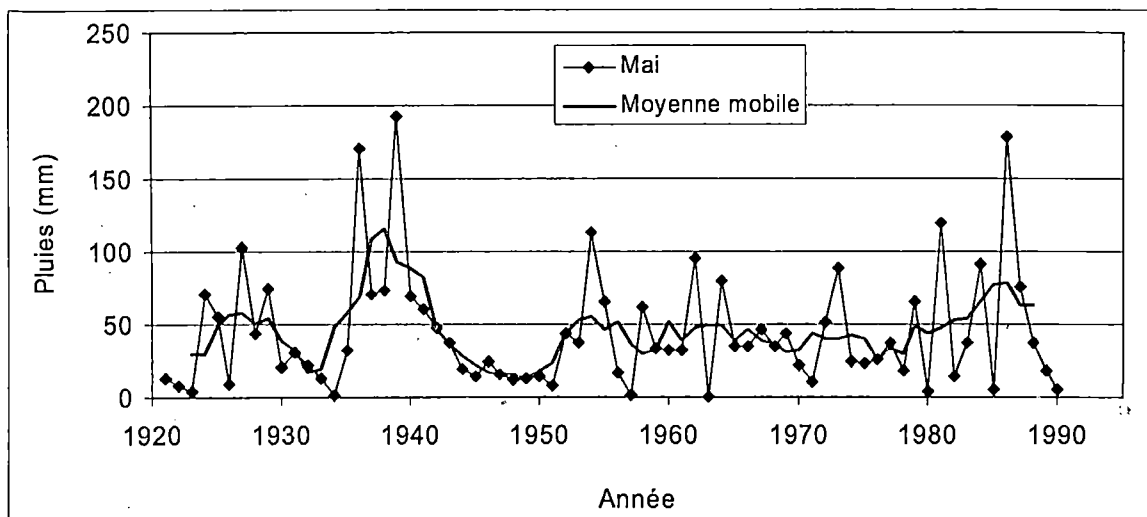
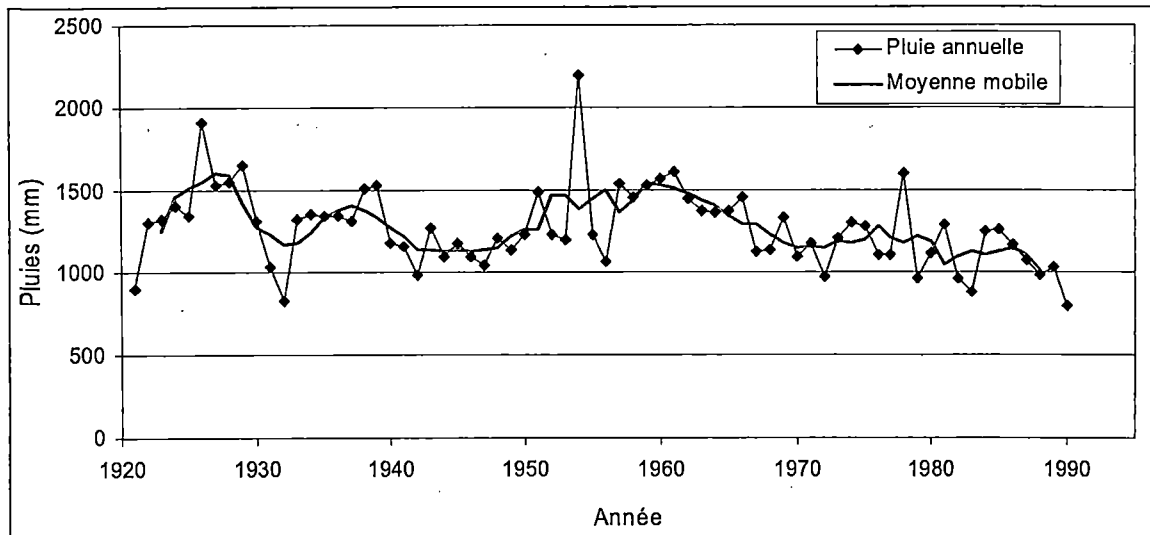


Figure II-2 : Régression linéaire après comblement des périodes d'observations manquantes

Cette méthode donne une satisfaction dans la mesure où la saisonnalité de la distribution des pluies est globalement respectée.

Après le comblement des séries des pluies, nous avons ainsi obtenu les séries des pluies annuelles suivantes (figure II-3) :



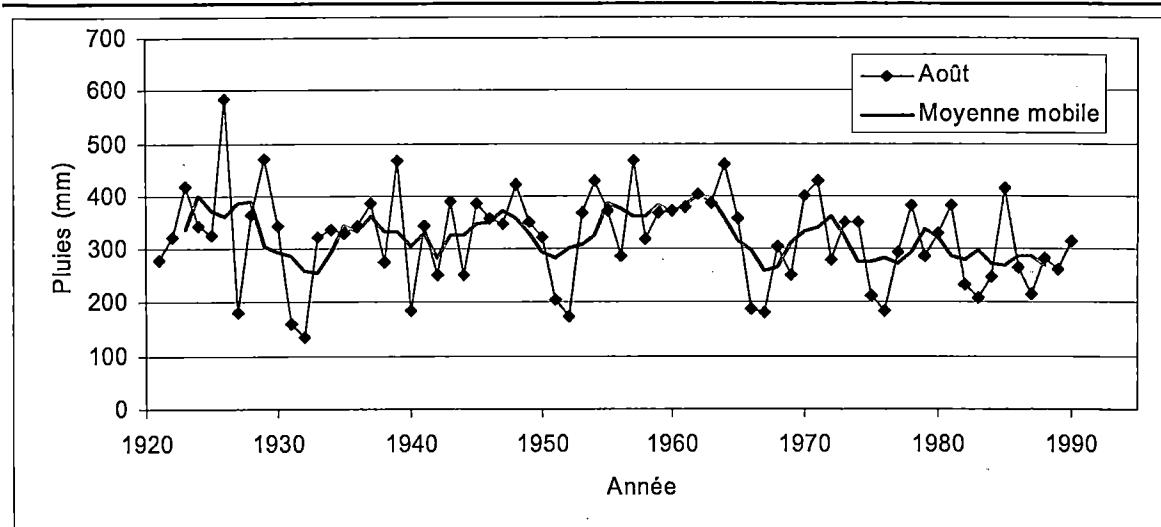


Figure II-3 : Evolution des séries des pluies à la station de Kédougou après comblement des lacunes (1921 à 1990)

Grâce à la moyenne mobile centrée nous pouvons remarquer la tendance à la baisse des précipitations à partir de 1961. Mais cette tendance qui est nette sur la série des pluies annuelles n'est pas toujours visible sur toutes les séries des pluies mensuelles.

La figure II-4 ci-dessous montre l'évolution des moyennes interannuelles des pluies mensuelles sur la période 1921 à 1990.

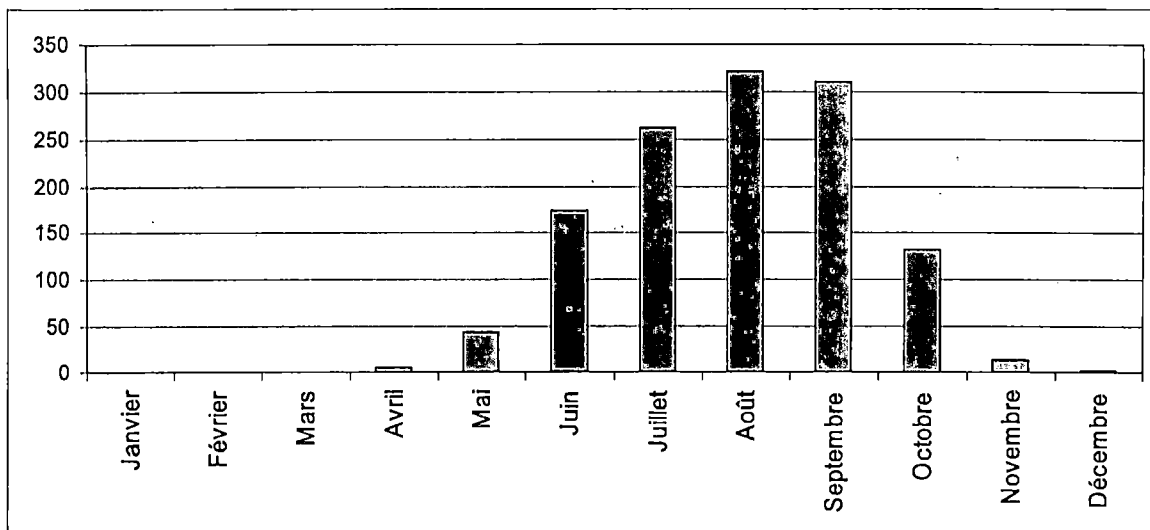


Figure II-4 : Evolution des précipitations moyennes mensuelles

Ceci nous permet de constater une concentration des précipitations entre juin et octobre avec le maximum enregistré en août. Ces mois jouent un rôle majeur dans la formation des écoulements.

II.4 - Analyse des séries des pluies et des débits

Avant toute analyse des séries il est indispensable que celles-ci satisfassent certaines conditions telles que :

- l'indépendance des séries d'observations successives (ou absence d'effet de persistance ou le caractère aléatoire des observations), cette persistance constitue en d'autres termes un effet de mémoire (Giles et Flocas, 1984 ; Malanda Nimy, 1999) ;
- l'homogénéité des séries c'est-à-dire que les éléments constitutifs de l'échantillon appartiennent à la même population statistique (Lubès-Niels et al, 1994 ; Dubreuil, 1974 ; Sambou, 2005).

Par ailleurs, l'échantillon doit être représentatif de l'ensemble de la population en ce sens que ses éléments doivent provenir de la même population statistique et doit constituer à la réalisation de la même variable aléatoire (Bobée, 1976 ; Schiller, 1994).

Ces analyses ne permettent toutefois pas de détecter les erreurs mais elles permettent de mettre en évidence les anomalies (Laborde, 2007). Ces erreurs, le plus souvent dues à la longueur finie des enregistrements, doivent être prises en compte lorsqu'on étudie les relations de cause à effet par un modèle de régression linéaire (Chelton, 1983).

II.4.1 - Etude de l'indépendance des séries

L'étude de l'indépendance des séries chronologiques se fait à partir de ses débits caractéristiques. Ceux-ci ne doivent pas présenter les mêmes tendances dans le cas où ils sont indépendants. Cette analyse est améliorée grâce à des tests statistiques adéquats qui permettent d'éliminer le caractère aléatoire dû au jugement de l'observateur.

Dans ce travail, nous avons appliqué le test de l'autocorrélogramme, test du coefficient d'autocorrélation d'ordre 1, test de corrélation sur le rang de Kendall et test des points de rebroussement. Ces tests sont faits tant sur les pluies que sur les débits des observations journalières.

II.4.1.1 - Test de l'autocorrélogramme

D'après Lubès et al. (1994), l'estimation de l'autocorrélogramme est la première étape dans l'analyse statistique des séries chronologiques.

Le coefficient d'autocorrélation d'ordre k (r_k) est donné par l'expression suivante :

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (X_i - \bar{X}_1)(X_{i+k} - \bar{X}_2)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N-k} (X_i - \bar{X}_1)^2 \sum_{i=1}^{N-k} (X_{i+k} - \bar{X}_2)^2}} \quad (8)$$

où

$$\bar{X}_1 = \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} X_i \quad (9)$$

$$\bar{X}_2 = \frac{1}{N-k} \sum_{i=k+1}^N X_i \quad (10)$$

Les moyennes \bar{X}_1 et \bar{X}_2 sont déterminées pour chaque valeur de k . La courbe représentative $r_k = f(k)$ constitue l'autocorrélogramme. La série est dite aléatoire lorsque, pour N grand, r_k a une valeur proche de zéro pour toute valeur de k non nulle. On observe que r_k suit approximativement une distribution normale de moyenne nulle ou presque et de variance $1/N$.

On peut alors déterminer un intervalle de confiance contenant l'autocorrélogramme dans le cas d'une série aléatoire. L'hypothèse nulle consiste à supposer que les éléments de l'échantillon sont indépendants « H_0 : les éléments de la série sont indépendants ».

Pour un niveau de confiance donné α (on prend $\alpha = 5\%$), on donne l'intervalle de confiance de l'autocorrélogramme r_k de la manière suivante :

$$-\frac{u_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)}}{\sqrt{N}} < r_k < \frac{u_{\left(1-\frac{\alpha}{2}\right)}}{\sqrt{N}} \quad (11)$$

u étant la variable normale réduite obtenue à partir de la table de Student avec un degré de liberté $N - 2$; pour un échantillon de grande taille ($N > 30$) elle prend la valeur 1,96 correspondant à la variable centrée réduite de la loi de Gauss.

II.4.1.2 - Test du coefficient d'autocorrélation empirique d'ordre 1

D'après Gaudu (1979), sous l'hypothèse nulle « H_0 : la série est aléatoire », l'estimation \hat{r}_1 de $r_1 = 0$ suit une loi normale ayant les caractéristiques statistiques, dépendantes de la taille de la série, sont les suivantes :

- moyenne : $\hat{r}_1 = \frac{-1}{N-1}$ (12)

- variance : $\text{var}(\hat{r}_1) = \frac{N-2}{(N-1)^2}$ (13)

Pour N grand, lorsque l'hypothèse nulle d'une indépendance des séries est acceptée, on montre que le coefficient d'autocorrélation d'ordre 1 (r_1) vérifie l'inégalité ci-dessous :

$$-\frac{1}{N-1} - U_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{\sqrt{N-2}}{N-1} < r_1 < -\frac{1}{N-1} + U_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{\sqrt{N-2}}{N-1} \quad (14)$$

Ce test complète celui de l'autocorrélogramme surtout lorsque certains points sortent de la zone de confiance.

III.4.1.3 - Test de corrélation sur le rang de Mann - Kendall (1961)

Ce test, mis au point par Kendall et Stuart (1943) et WMO (1966) in Lubès et al. (1994), permet de déterminer le nombre de paires des X_i et X_j tel que $X_j > X_i$ pour $j > i$.

Sous l'hypothèse nulle « H_0 : la série est aléatoire » pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$, on a la variable centrée réduite U donnée de la manière suivante :

$$U = \frac{r^*}{\sqrt{\text{var}(r^*)}} \quad (15)$$

Le test est basé sur la statistique r^* définie comme suit :

$$r^* = \frac{4Nc}{N(N-1)} - 1 \quad (16)$$

Dans cette expression Nc représente le nombre de couples d'observations consécutives (X_i, X_j) telles que $X_j > X_i$; $j > i$; avec $(i = 1, j = 2, N)$, $(i = 2, j = 3, N)$, ..., $(i = N - 1, j = N)$.

Pour une série aléatoire, r^* aura les caractéristiques suivantes :

- Moyenne : $\text{moy}(r^*) = 0$ (17)

- Variance : $\text{var}(r^*) = \frac{2(2N+5)}{9N(N-1)}$ (18)

Sous l'hypothèse nulle d'une série aléatoire, la variable centrée réduite U tend à suivre une loi normale lorsque N croît.

L'hypothèse nulle est acceptée lorsque nous avons :

$$U_{\frac{\alpha}{2}} < U < U_{1-\frac{\alpha}{2}} \quad (19)$$

Dans notre étude nous avons appliqué un test unilatéral gauche pour lequel l'hypothèse nulle est acceptée lorsque :

$$|U| < U_{1-\frac{\alpha}{2}} \text{ avec } U_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96 \text{ pour un échantillon de taille } N = 36 (N > 30).$$

Lorsque la série n'est pas aléatoire, elle peut soit admettre une tendance, soit une périodicité.

II.4.1.4 - Test des points de rebroussement

Le caractère aléatoire est étudié par l'observation des pics et des creux dans une série chronologique.

Un point de rebroussement correspond à une observation X_i telle que :

- $X_i < X_{i-1}$ et $X_i < X_{i+1}$ lorsqu'il s'agit d'un creux ;
- $X_i > X_{i-1}$ et $X_i > X_{i+1}$ lorsqu'il s'agit d'un pic (Kottegoda, 1980).

Il est à signaler qu'un point de rebroussement ne peut être situé à l'extrémité d'une série chronologique c'est-à-dire pour des valeurs correspondant respectivement à $i=1$ et $i=N$.

Le nombre des points de rebroussement Nr (somme du nombre de pics et de creux) d'une série de N observations est une variable aléatoire dont les caractéristiques statistiques théoriques sont données comme suit :

$$\bullet \text{ moy}(Nr) = \frac{2}{3}(N-2) \quad (20)$$

$$\bullet \text{ var}(Nr) = \frac{16N-29}{90} \quad (21)$$

Un nombre de point de rebroussement trop faible ou trop élevé traduit un caractère non aléatoire de la série.

La variable centrée et réduite $U(Nr)$ suit une loi normale sous l'hypothèse nulle « H_0 : la série est aléatoire » tel que :

$$U(Nr) = \frac{Nr - \text{moy}(Nr)}{[\text{var}(Nr)]^{1/2}} \quad (22)$$

La vérification de la double inégalité ci-dessous conditionne l'acceptation de l'hypothèse nulle :

$$U_{\frac{\alpha}{2}} < U(Nr) < U_{1-\frac{\alpha}{2}} \quad (23)$$

Où $U_{\frac{\alpha}{2}}$ et $U_{1-\frac{\alpha}{2}}$ représentent les quantiles de la loi de Gauss centrée et réduite correspondant respectivement à $\frac{\alpha}{2}$ et $1-\frac{\alpha}{2}$.

Dans le cas où l'hypothèse nulle n'est pas acceptée, l'alternative admise par le test est l'observation soit d'une tendance, soit d'une périodicité (Sambou, 2005).

II.4.2 - Etude de l'homogénéité des séries

Un échantillon est dit homogène s'il ne présente pas de rupture et s'il est généré par les mêmes processus physiques ou par des processus très voisins. La rupture sous-entend un changement de la loi de probabilité de la série chronologique (Aka et al, 1996).

II.4.2.1 - Test de Pettitt (1979)

Ce test, non paramétrique, est une version modifiée de celui de Mann-Whitney. Il est s'appuie sur l'hypothèse nulle « *H₀ d'une absence de rupture dans série* ». On suppose que pour tout $i = 1, \dots, N - 1$, les séries d'observations appartiennent à la même population.

Soit $D_{i,j} = \text{sgn}(X_i - X_j)$ le signe de la différence $X_i - X_j$ avec $(i = 1, j = 2, N), (i = 2, j = 3, N), \dots, (i = N - 1, j = N)$ tel que :

- $D_{i,j} = 1$ si $X_i - X_j > 0$
- $D_{i,j} = 0$ si $X_i - X_j = 0$
- $D_{i,j} = -1$ si $X_i - X_j < 0$

Considérons la variable $U_{i,j}$ tel que :

$$U_{i,j} = \sum_{i=1}^i \sum_{j=i+1}^N D_{i,j} \quad (24)$$

Soit K_N la variable définie par le maximum en valeur absolue des valeurs de $U_{i,j}$ pour i allant de 1 à $N-1$, et K la valeur de K_N prise sur la série étudiée.

Sous l'hypothèse nulle, on peut donner approximativement la probabilité au dépassement de la valeur K par :

$$\text{prob}(K_N > K) \approx 2 \exp\left(-\frac{6K^2}{N^3 + N^2}\right) \quad (25)$$

Lorsque $\text{prob}(K_N > K) < \alpha$ l'hypothèse nulle est rejetée avec un risque de première espèce α , dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque $\text{prob}(K_N > K) > \alpha$, la série est homogène, autrement dit elle ne présente pas de rupture. Ce test est réputé pour sa robustesse (Lubès et al, 1994).

II.4.2.2 - Test de l'ellipse de Bois

Le test de l'ellipse de contrôle est basé sur la statistique de Buishand (1982, 1984) définie par :

$$U = \frac{\sum_{k=1}^{N-1} (S_k / \sigma_x)^2}{N(N+1)} \quad (26)$$

$$\text{où } S_k = \sum_{i=1}^k (X_i - \bar{X}) \quad (27)$$

avec \bar{X} la moyenne des observations X_i ($i = 1, \dots, N$) de la série chronologique des pluies (ou des débits) :

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (28)$$

Pour $k = 1, \dots, N$ ($S_0 = 0$), σ_x est l'écart – type de la série des X_i .

Sous l'hypothèse nulle « *la série est homogène* », S_k suit une distribution normale de moyenne nulle.

L'intervalle de confiance de cette distribution S_k est donné de la manière suivante pour toute valeur de k :

$$\pm \frac{U_{(1-\alpha/2)} \sqrt{k(N-k)}}{\sqrt{N-1}} \sigma_x \quad (29)$$

II.4.2.3 - Test de segmentation des séries

Ce test permet de détecter des discontinuités dans les séries chronologiques de pluies ou de débits (Hubert et al, 1989 et 1998).

On considère une segmentation d'ordre m d'une série chronologique de pluies (ou de débits) X_i ($i = 1, \dots, N$), sa répartition en m segments tels que la moyenne de chaque segment soit différente de façon appréciable de celle calculée sur les segments voisins. Ces séries comportent des coefficients d'autocorrélation et de Hurst élevés et ne peuvent faire l'objet d'ajustement appréciable par des modèles autorégressifs (Goula et al, 2006).

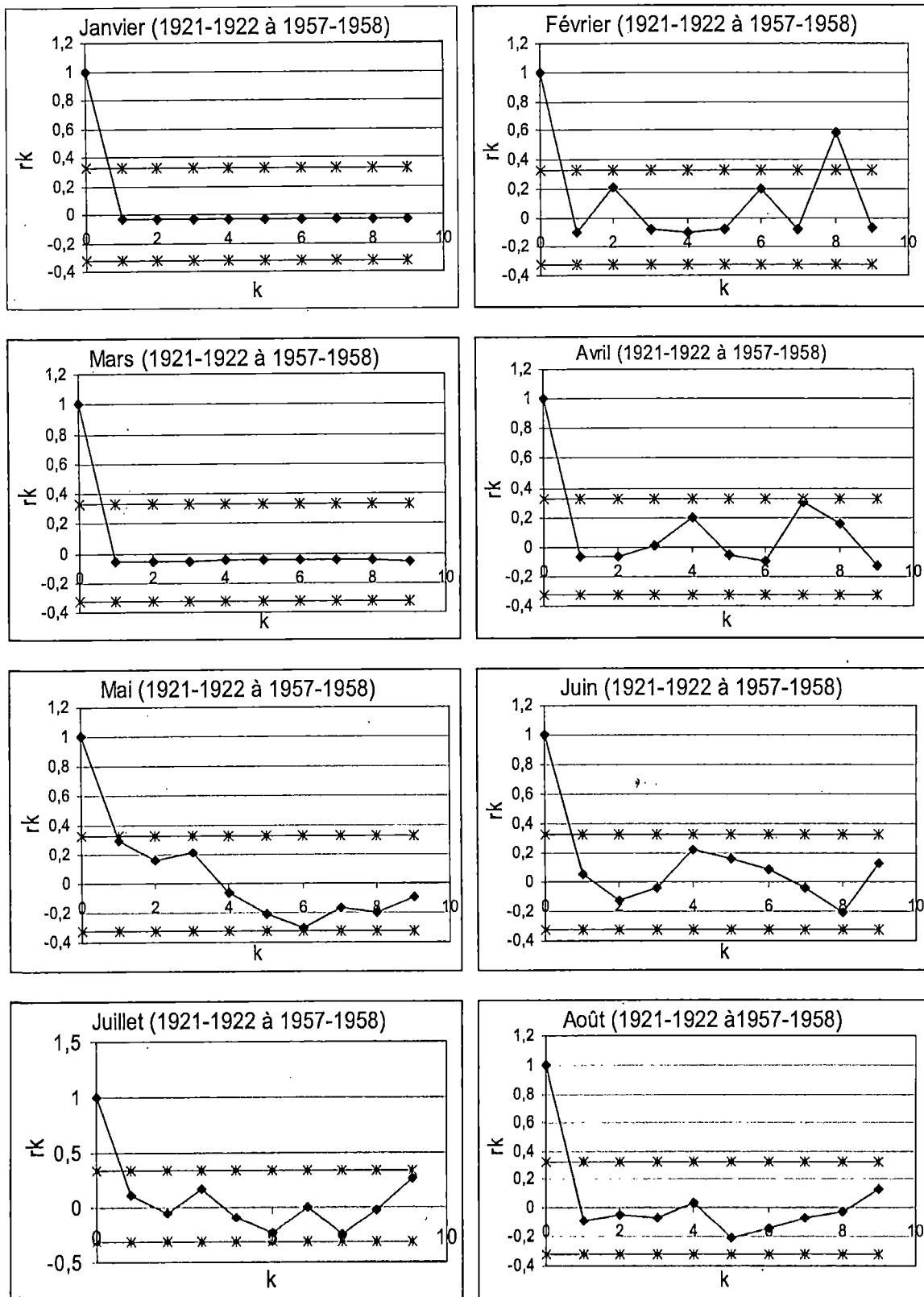
L'hypothèse nulle étant « *la série est stationnaire* » et l'alternative étant l'observation des changements appréciables et souvent multiples de moyenne de la série chronologique.

II.5 – Résultats des tests d'indépendance et d'homogénéité des séries

II.5.1 – Tests d'indépendance des séries

II.5.1.1 - Résultats de l'analyse de l'autocorrélogramme

La figure II-5 ci-dessous donne les autocorrélogrammes obtenus à partir des pluies moyennes mensuelles.



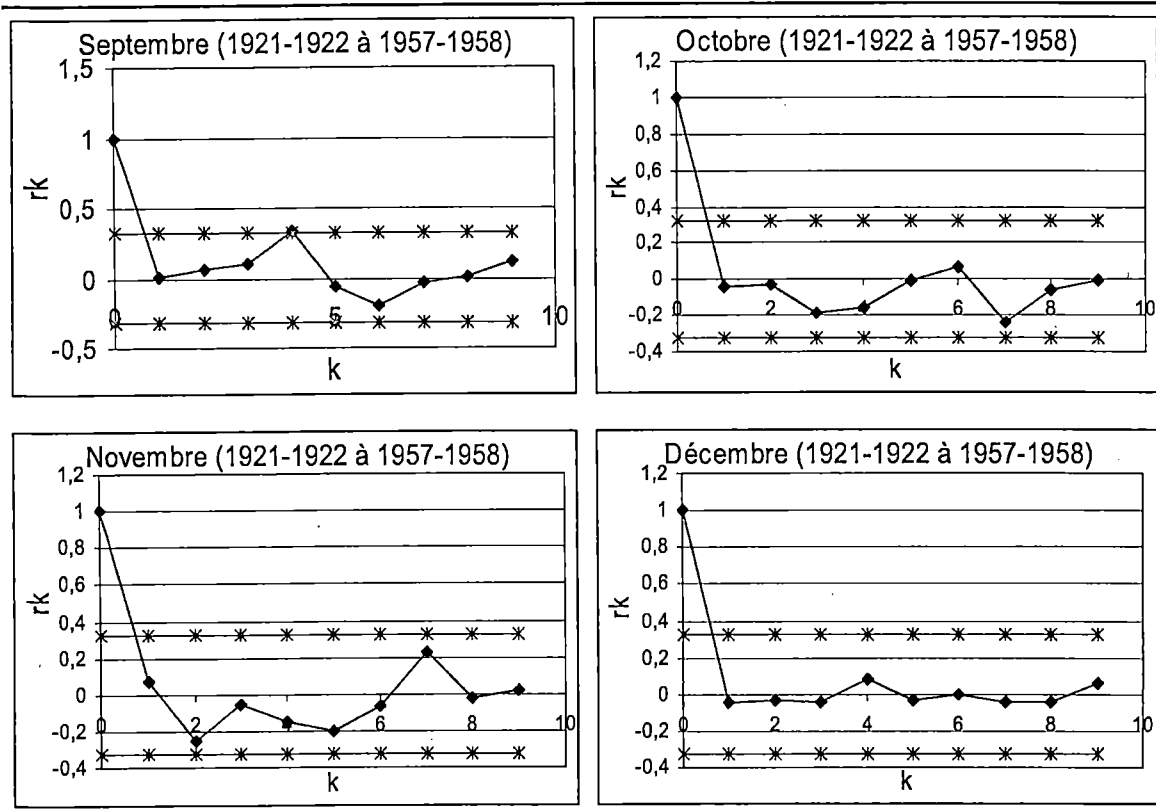
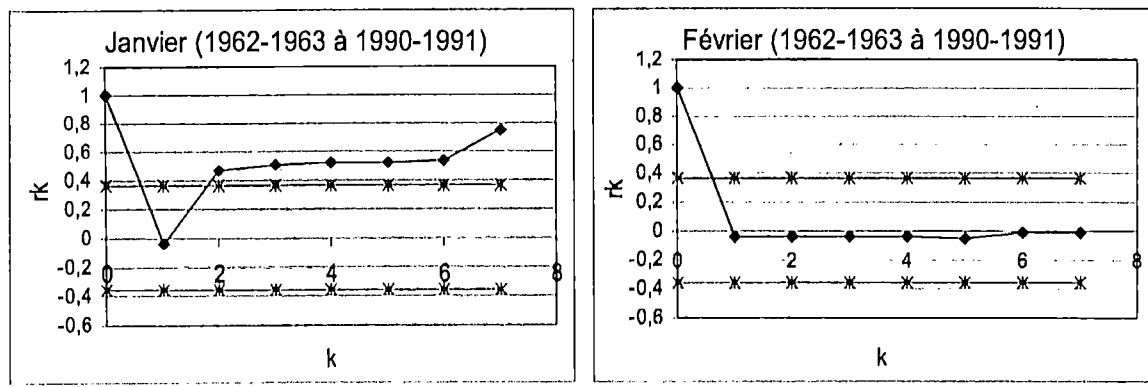
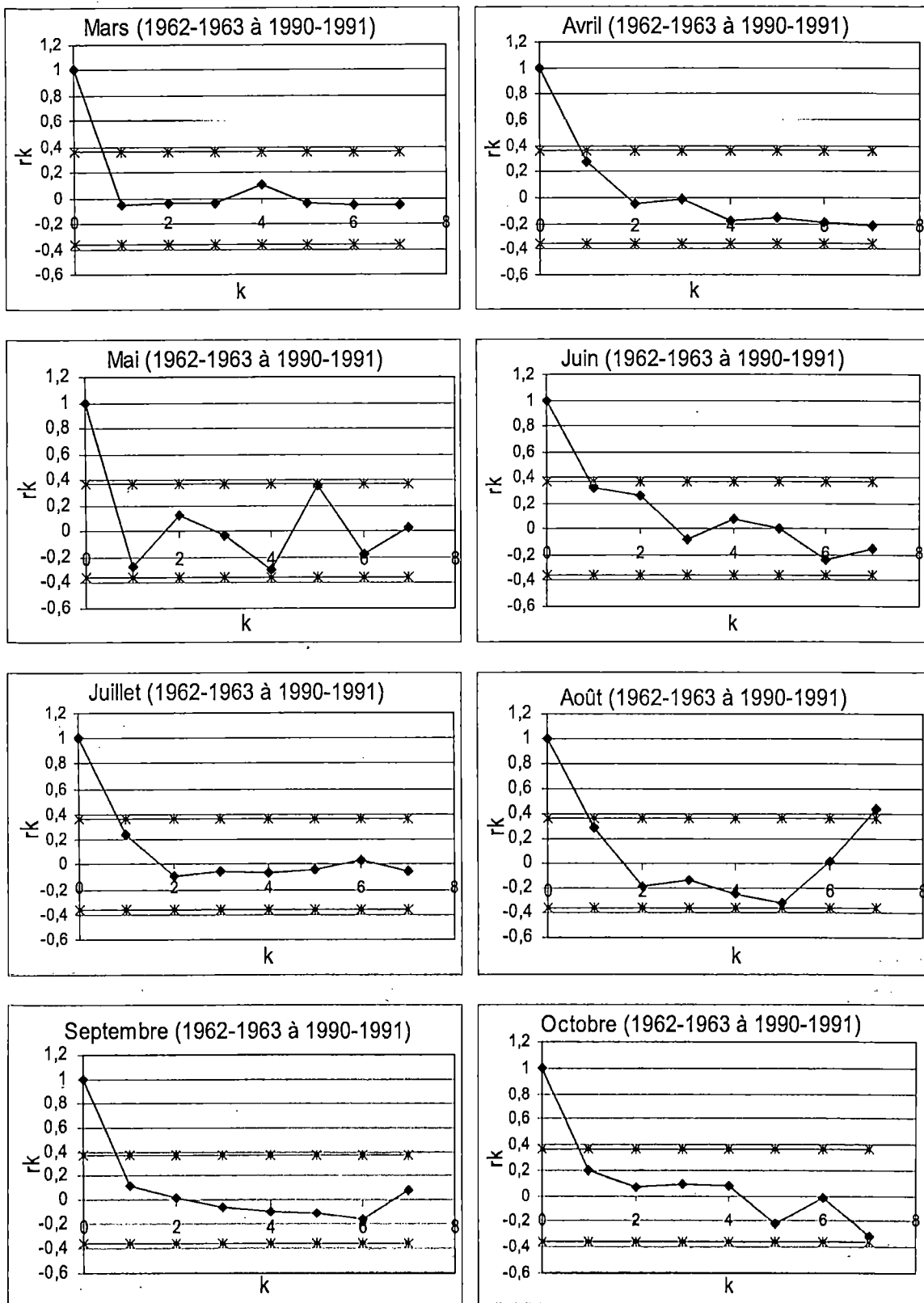


Figure II-5 : Autocorrélogramme des pluies mensuelles (1921-1922 et 1957-1958)

Ces graphiques montrent que la plupart des séries des pluies mensuelles, à l'exception des séries des mois de janvier et de février, satisfont l'hypothèse nulle (« *série aléatoire* ») car les autocorrélogrammes sont tous contenus dans les limites de la zone de confiance. Le mois de septembre présente un point qui sort de la zone de confiance et cela n'enlève pas le caractère aléatoire de ces séries.

Sur la période allant de 1962-1963 à 1990-1991, nous avons obtenu les autocorrélogrammes suivants (figure II-6) :





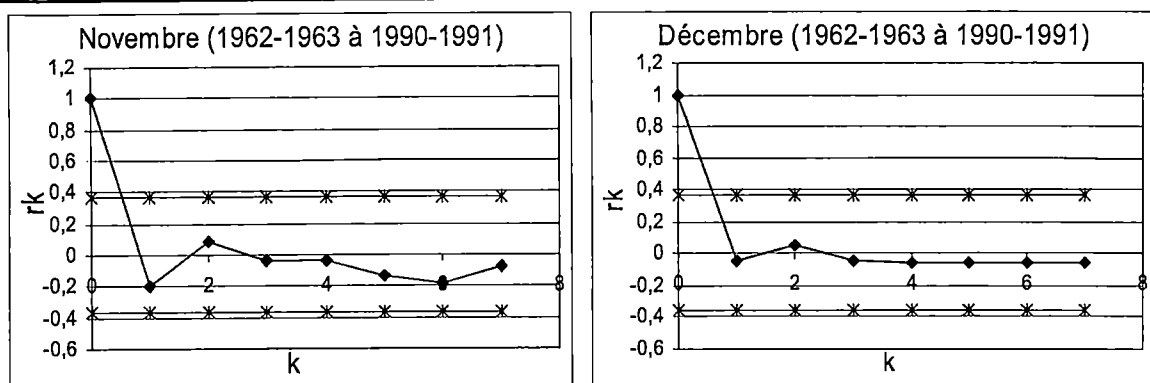
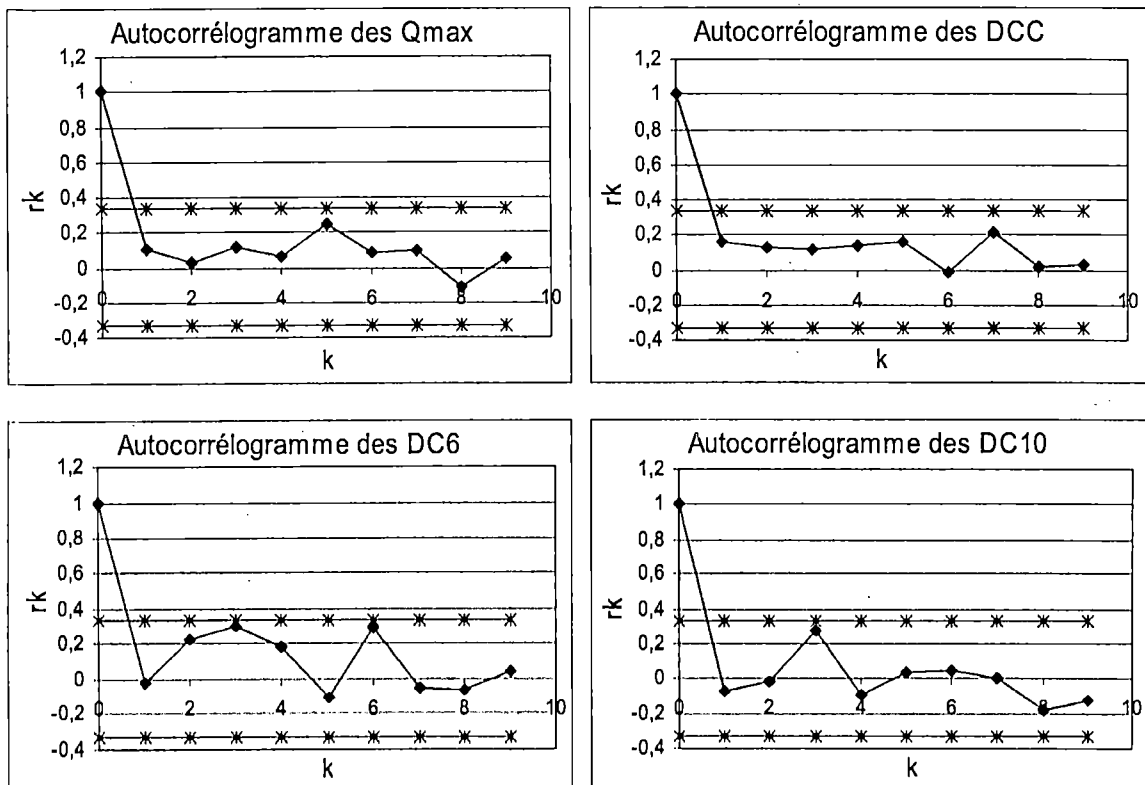


Figure II-6 : Autocorrélogramme des pluies mensuelles (1962-1963 et 1990-1991)

Sur la période allant de 1962-1963 à 1990-1991, le mois de janvier, présente des séries non aléatoires. En août un point sort de la zone de confiance et cela n'altère en rien le caractère aléatoire de la série.

L'application du test de l'autocorrélogramme sur les débits caractéristiques a donné les résultats illustrés par la figure II-7 ci-dessous :



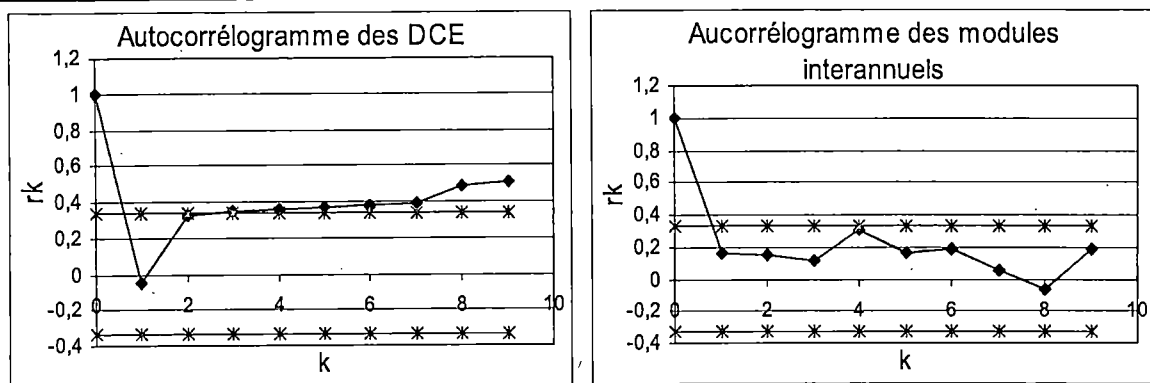


Figure II-7 : Autocorrélogramme des débits caractéristiques

Pour l'ensemble de ces débits caractéristiques, nous pouvons remarquer qu'à l'exception des débits caractéristiques d'étiage (DCE), tous les points des autocorrélogrammes sont dans la zone de confiance. Ce qui peut nous permettre d'accepter l'hypothèse nulle à partir des tests de l'autocorrélogramme. En ce qui concerne les DCE, nous pouvons remarquer qu'un grand nombre de points est hors des limites de la zone de confiance, ce qui permet de dire que la série n'est pas aléatoire c'est-à-dire que l'hypothèse nulle est rejetée dans ce cas.

Il arrive souvent qu'un ou plusieurs points de l'autocorrélogramme sortent de cet intervalle bien que la série soit réellement indépendante. Dans ces conditions, on accorde une importance particulière au coefficient d'autocorrélation d'ordre 1 correspondant à la valeur r_k telle que $k=1$ (Malanda Nimy, 1999 ; Sambou, 2005 ; WMO, 1966).

III.5.1.2 – Résultats du test du coefficient d'autocorrélation d'ordre 1

Pour les différentes périodes correspondant à une taille donnée de série, les intervalles de confiance sont donnés ci-dessous :

- ✓ 1921-1922 à 1957-1958 : $\hat{r}_1 = -0.028$ et $-0.35 < r_1 < 0.29$;
- ✓ 1962-1963 à 1990-1991 : $\hat{r}_1 = -0.035$ et $-0.41 < r_1 < 0.34$;
- ✓ Débits caractéristiques : $\hat{r}_1 = -0.029$ et $-0.36 < r_1 < 0.30$.

Les tableaux II-1 et II-2 ci-dessous donnent les résultats des tests d'autocorrélation d'ordre 1 :

Tableau II-1 : Résultats des coefficients d'autocorrélation d'ordre 1 des pluies mensuelles sur la période 1921-1922 à 1957-1958

	r_1	Résultat		r_1	Résultat
Mai	0.30	H_0 rejetée	Novembre	0.07	H_0 acceptée
Juin	0.05	H_0 acceptée	Décembre	-0.04	H_0 acceptée
Juillet	0.11	H_0 acceptée	Janvier	-0.03	H_0 acceptée
Août	-0.09	H_0 acceptée	Février	-0.10	H_0 acceptée
Septembre	0.01	H_0 acceptée	Mars	-0.06	H_0 acceptée
Octobre	-0.04	H_0 acceptée	Avril	-0.06	H_0 acceptée

Tableau II-2 : Résultats des coefficients d'autocorrélation d'ordre 1 des pluies mensuelles sur la période 1962-1963 à 1990-1991

	r_1	Résultat		r_1	Résultat
Mai	-0.27	H_0 acceptée	Novembre	-0.19	H_0 acceptée
Juin	0.32	H_0 acceptée	Décembre	-0.05	H_0 acceptée
Juillet	0.23	H_0 acceptée	Janvier	-0.04	H_0 acceptée
Août	0.28	H_0 acceptée	Février	-0.04	H_0 acceptée
Septembre	0.11	H_0 acceptée	Mars	-0.05	H_0 acceptée
Octobre	0.20	H_0 acceptée	Avril	0.28	H_0 acceptée

Ces différentes séries présentent un caractère aléatoire à l'ordre 1. Ces résultats viennent confirmer ceux obtenus donné par l'autocorrelogramme. Ces deux tests s'accordent plus ou moins sur le caractère aléatoire de ces séries chronologiques.

Etant donné que l'autocorrelogramme a permis d'accepter l'hypothèse nulle pour toutes les séries, il peut être permis de l'accepter pour toutes les séries. Car le test du coefficient d'autocorrélation d'ordre 1 prend de l'importance lorsque l'autocorrelogramme rejette l'hypothèse nulle. Ceci trouve une explication dans la mesure où la valeur du coefficient d'autocorrélation d'ordre 1 du mois de mai (période 1921-1922 à 1957-1958) sort à peine de la zone de confiance.

II.5.1.3 – Résultats du test de corrélation sur le rang de Mann-Kendall

Les tableaux II-3 et II-4 ci-dessous donnent les résultats des tests de Kendall sur nos échantillons de pluie sur les deux périodes de 1921-1922 à 1957-1958 et de 1962-1963 à 1990-1991 :

Tableau II-3 : Résultats du test de corrélation de Kendall (1921-1922 à 1957-1958)

	N_c	r^*	$Var(r^*)$	U	Résultat
Janvier	10	-0.97	0.01	-8.44	H_0 rejetée
Février	101	-0.68	0.01	-5.93	H_0 rejetée
Mars	77	-0.75	0.01	-6.59	H_0 rejetée
Avril	254	-0.19	0.01	-1.69	H_0 acceptée
Mai	283	-0.10	0.01	-0.89	H_0 acceptée
Juin	262	-0.17	0.01	-1.47	H_0 acceptée
Juillet	312	-0.01	0.01	-0.08	H_0 acceptée
Août	333	0.06	0.01	0.50	H_0 acceptée
Septembre	230	-0.27	0.01	-2.35	H_0 rejetée
Octobre	330	0.05	0.01	0.41	H_0 acceptée
Novembre	266	-0.15	0.01	-1.36	H_0 acceptée
Décembre	109	-0.65	0.01	-5.70	H_0 rejetée
Pluie annuelle	255	-0.19	0.01	-1.66	H_0 acceptée

Tableau II-4 : Résultats du test de corrélation de Kendall (1962-1963 à 1990-1991)

	N_c	r^*	$Var(r^*)$	U	Résultat
Janvier	23	-0,89	0,02	-6,89	H_0 rejetée
Février	46	-0,77	0,02	-6,01	H_0 rejetée
Mars	38	-0,81	0,02	-6,32	H_0 rejetée
Avril	158	-0,22	0,02	-1,72	H_0 acceptée
Mai	191	-0,06	0,02	-0,45	H_0 acceptée
Juin	154	-0,24	0,02	-1,87	H_0 acceptée
Juillet	182	-0,10	0,02	-0,80	H_0 acceptée
Août	165	-0,19	0,02	-1,45	H_0 acceptée
Septembre	178	-0,12	0,02	-0,96	H_0 acceptée
Octobre	159	-0,22	0,02	-1,68	H_0 acceptée
Novembre	110	-0,46	0,02	-3,56	H_0 rejetée
Décembre	34	-0,83	0,02	-6,47	H_0 rejetée
Pluie annuelle	112	-0,45	0,02	-3,48	H_0 rejetée

Sur les débits caractéristiques, le test de Kendall a donné les résultats consignés dans le tableau II-5 ci-dessous :

Tableau II-5 : Résultats du test de corrélation de Kendall sur les débits caractéristiques

	N_c	r^*	$Var(r^*)$	U	Résultat
Q_{max}	264	0.135	0.015	1.091	H_0 acceptée
DCC	262	0.127	1.022	1.022	H_0 acceptée
DC6	245	0.054	0.015	0.433	H_0 acceptée
DC10	195	0.344	0.013	2.961	H_0 rejetée
DCE	52	-0.776	0.015	-6.253	H_0 rejetée
Module	270	0.161	0.015	1.299	H_0 acceptée

II.5.1.4 – Résultats du test des points de rebroussement

Les résultats du test des points de rebroussement sont consignés dans les tableaux II-6 et II-7 ci-dessous :

Tableau II-6 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les pluies de la période 1921-1922 à 1957-1958 ($-1,96 < U(Nr) < 1,96$)

	N	Nr	$moy(Nr)$	$var(Nr)$	$U(Nr)$	Résultat
Janvier	37	1	23,33	6,25	-8,93	H_0 rejetée
Février	37	5	23,33	6,25	-7,33	H_0 rejetée
Mars	37	4	23,33	6,25	-7,73	H_0 rejetée
Avril	37	20	23,33	6,25	-1,33	H_0 acceptée
Mai	37	20	23,33	6,25	-1,33	H_0 acceptée
Juin	37	22	23,33	6,25	0,53	H_0 acceptée
Juillet	37	23	23,33	6,25	-0,13	H_0 acceptée
Août	37	22	23,33	6,25	-0,53	H_0 acceptée
Septembre	37	22	23,33	6,25	-0,53	H_0 acceptée
Octobre	37	24	23,33	6,25	0,26	H_0 acceptée
Novembre	37	17	23,33	6,25	-2,53	H_0 rejetée
Décembre	37	5	23,33	6,25	-7,33	H_0 rejetée
Pluies annuelles	37	22	23,33	6,25	-0,53	H_0 acceptée

Tableau II-7 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les pluies de la période 1962-1963 à 1990-1991 ($-2,048 < U(Nr) < 2,048$)

	N	Nr	$moy(Nr)$	$var(Nr)$	$U(Nr)$	Résultat
Janvier	29	1	18	4,83	-7,73	H_0 rejetée
Février	29	3	18	4,83	-6,82	H_0 rejetée
Mars	29	2	18	4,83	-7,28	H_0 rejetée
Avril	29	9	18	4,83	-4,09	H_0 rejetée
Mai	29	18	18	4,83	0,00	H_0 acceptée

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Juin	29	22	18	4,83	1,82	H_0 acceptée
Juillet	29	15	18	4,83	1,36	H_0 acceptée
Août	29	17	18	4,83	-0,45	H_0 acceptée
Septembre	29	18	18	4,83	0,00	H_0 acceptée
Octobre	29	17	18	4,83	-0,45	H_0 acceptée
Novembre	29	16	18	4,83	-0,91	H_0 acceptée
Décembre	29	3	18	4,83	-6,82	H_0 rejetée
Pluies annuelles	29	16	18	4,83	-0,91	H_0 acceptée

Tableau II-8 : Résultats des tests des points de rebroussement sur les débits caractéristiques
($-1,96 < U(Nr) < 1,96$)

	N	Nr	$moy(Nr)$	$var(Nr)$	$U(Nr)$	Résultat
Q_{max}	35	21	22	5,9	-0,41	H_0 acceptée
DCC	35	20	22	5,9	-0,82	H_0 acceptée
DC6	35	24	22	5,9	0,82	H_0 acceptée
DC10	35	1	22	5,9	-8,64	H_0 rejetée
DCE	35	13	22	5,9	-3,70	H_0 rejetée
Module	35	22	22	5,9	0,00	H_0 acceptée
Cumul	35	22	22	5,9	0,00	H_0 acceptée

La plupart de ces tests acceptent l'hypothèse nulle c'est-à-dire que les séries sont aléatoires. Quelques séries n'ont pas accepté l'hypothèse nulle. Il s'agit le plus souvent des périodes durant lesquelles la pluviométrie et/ou les écoulements sont nuls.

II.5.1.5 – Synthèse sur les tests des d'indépendance des séries

Le tableau II-9 ci-dessous donne les résultats des tests d'indépendance des séries :

Tableau II-9 : Synthèse des résultats des tests d'indépendance des séries des pluies (1921-1922 à 1957-1958)

	Auocorrélogramme	Coef d'autocorrélation d'ordre 1	Test de Kendall	Test des points de rebroussement
Janvier	H_0 rejetée	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 rejetée
Février	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 rejetée
Mars	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 rejetée
Avril	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 acceptée
Mai	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Juin	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Juillet	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Août	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Septembre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Octobre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Novembre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 rejetée
Décembre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 rejetée	H_0 rejetée
Pluies annuelles	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée

Ces résultats laissent remarquer que l'hypothèse nulle n'est acceptée pour les périodes qui présentent des valeurs faibles.

II.5.2 – Tests d'homogénéité des séries

II.5.2.1 - Résultats du test de Pettitt

Les résultats des tests de Pettitt sont consignés dans les tableaux II-9 et II-10 ci-dessous :

Tableau II-10 : Résultats des tests de Pettitt sur les pluies cumulées mensuelles

Mois	1921-1922 à 1957-1958		1962-1963 à 1990-1991	
	$prob(K_N > K)$	Résultats	$prob(K_N > K)$	Résultats
Mai	0.52	H_0 acceptée	> 1	?
Juin	0.40	H_0 acceptée	0.10	H_0 acceptée
Juillet	0.63	H_0 acceptée	0.60	H_0 acceptée
Août	> 1	?	0.44	H_0 acceptée
Septembre	0.21	H_0 acceptée	0.20	H_0 acceptée

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Octobre	0.99	H_0 acceptée	0.11	H_0 acceptée
Novembre	> 1	?	0.71	H_0 acceptée
Décembre	> 1	?	> 1	?
Janvier	> 1	?	> 1	?
Février	> 1	?	> 1	?
Mars	> 1	?	> 1	?
Avril	> 1	?	0.73	H_0 acceptée
Modules	0.13	H_0 acceptée	0.05	H_0 acceptée
Cumul	0.11	H_0 acceptée	0.04	H_0 rejetée

Tableau II-11 : Résultats des tests de Pettitt sur les pluies cumulées mensuelles

Débit caractéristique	$prob(K_n > K)$	Résultats
Q_{max}	0.38	H_0 acceptée
DCC	0.13	H_0 acceptée
DC6	0.25	H_0 acceptée
DC10	0.03	H_0 rejetée
DCE	> 1	?
Module	0.08	H_0 acceptée
Cumul	0.08	H_0 acceptée

Dans certains cas le test de Pettitt n'a pas pu donner de résultat en ce sens qu'il a donné une probabilité supérieure à 1. Nous nous sommes contentés des résultats des autres tests statistiques d'homogénéité pour remédier à cette difficulté.

II.5.2.2 - Résultats du test de l'ellipse de Bois

Le tableau II-11 ci-dessous donne les résultats des tests de l'ellipse de Bois sur les pluies et sur les débits caractéristiques.

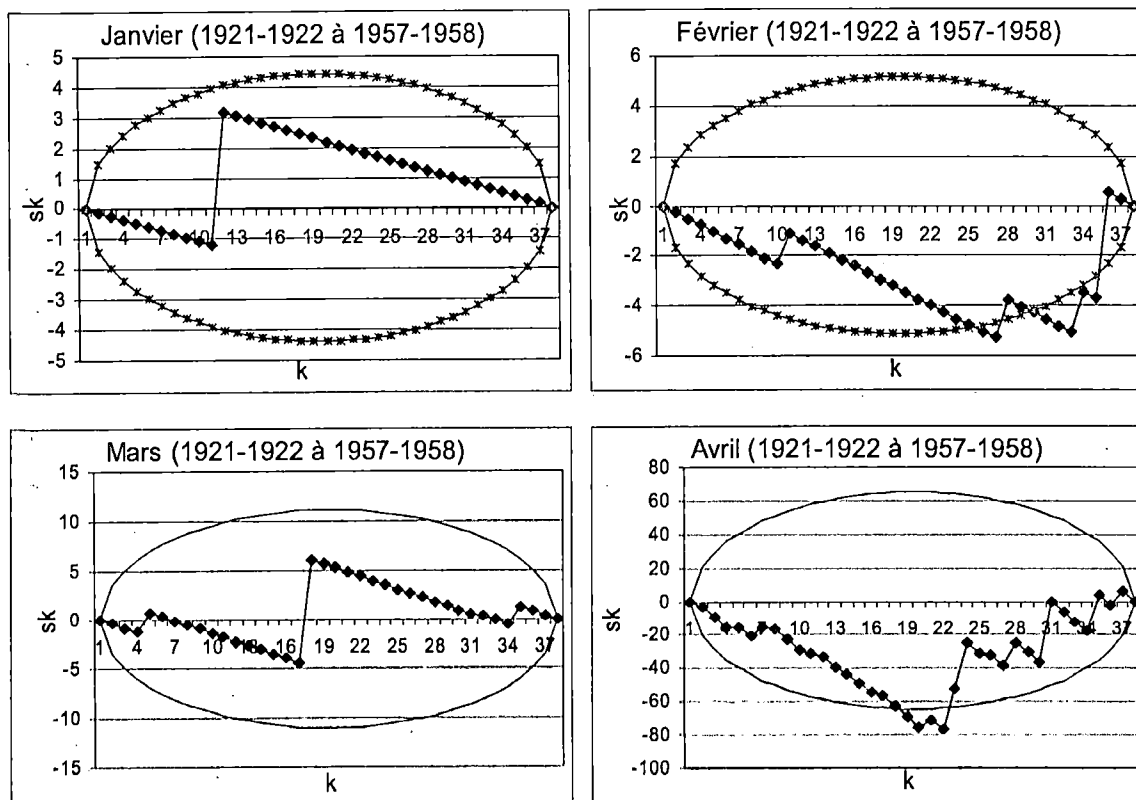
Tableau II-12 : Résultats du tests de l'ellipse de Bois sur les pluies mensuelles

	Janv.	Févr.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Cumul annuel
	Période de 1921-1922 à 1957-1958												
Résultat:	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
	Période de 1962-1963 à 1990-1991												
Résultat:	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Non.

Tableau II-13 : Résultats du tests de l'ellipse de Bois sur les débits caractéristiques

	Qmax	DCC	DC6	DC10	DCE	Module
Résultat:	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

Les figures II-8 et II-9 ci-dessous montrent les ellipses obtenues à partir des pluies de Kédougou.



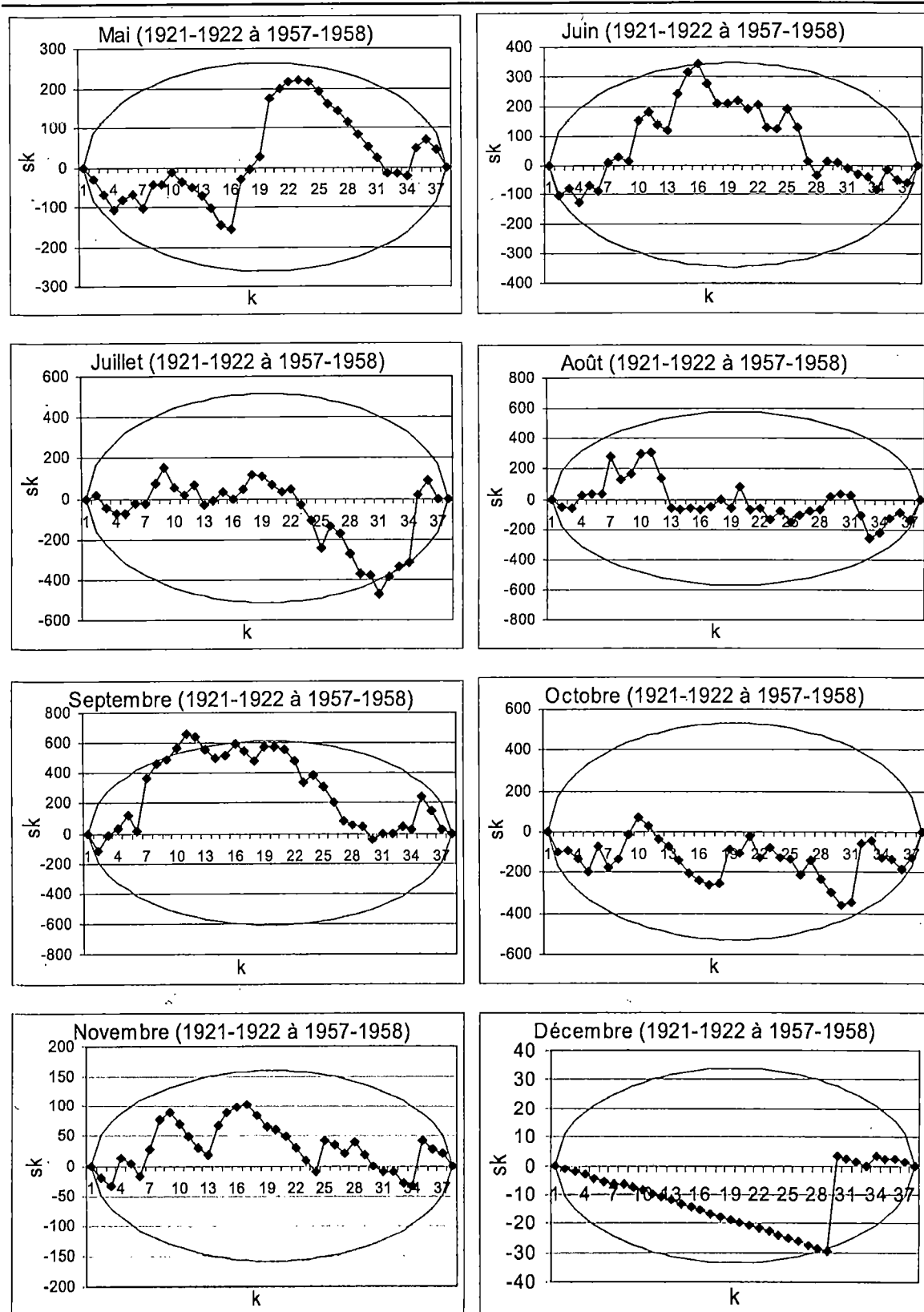
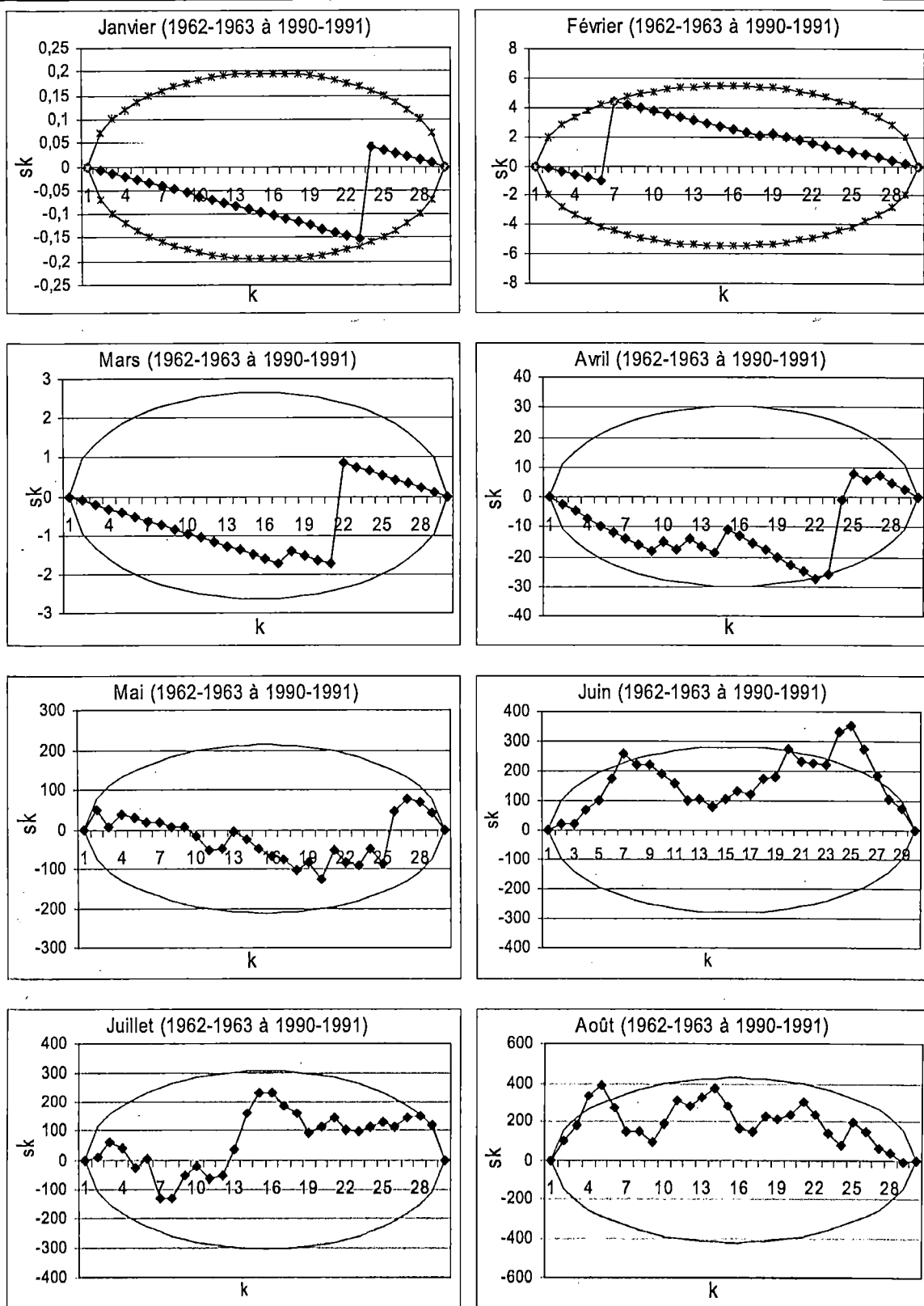


Figure II-8 : Ellipse de Bois des pluies à la station de Kédougou (1921-1922 à 1957-1958)

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou



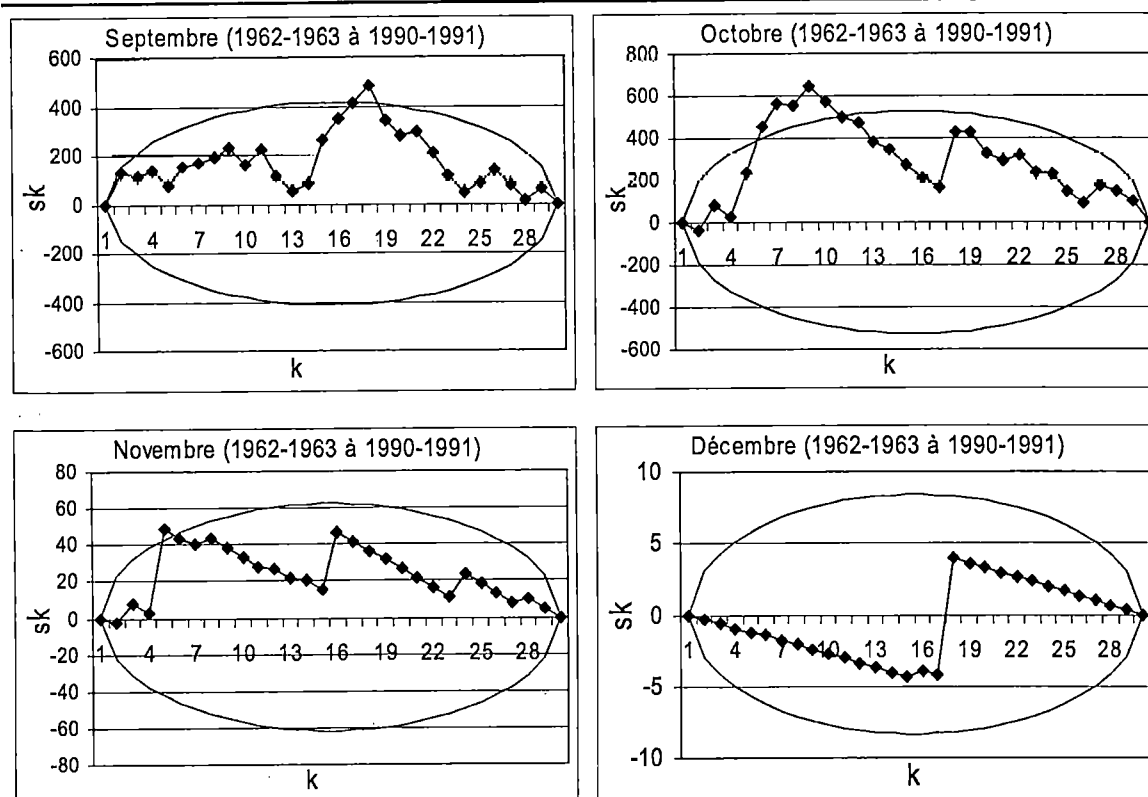


Figure II-9 : Ellipse de Bois des pluies à la station de Kédougou (1962-1963 à 1990-1991)

Nous pouvons remarquer sur les graphiques des ellipses des ci-dessus que sur la période 1921-1922 à 1957-1958 l'ensemble des points de l'ellipse se trouve dans la zone de confiance tandis que sur la période 1962-1963 à 1990-1991 un grand nombre de points sont hors de la zone de confiance. Nous pouvons ainsi dire que la série des pluies annuelles est homogène sur la période 1921-1922 à 1957-1958, elle est contre hétérogène sur la période 1962-1963 à 1990-1991.

La période allant de 1957 à 1961 est une période de transition marquée par des grands changements dans le mode d'administration des pays. Cette période des indépendances a certainement occasionné la transmission du suivi des stations à l'administration locale. Ceci peut expliquer les lacunes observées durant cette période et la qualité des enregistrements qui pouvaient être entachées d'erreurs car le changement de lecteur est une des sources d'erreurs comme nous l'avons mentionné plus haut.

II.5.2.3 - Résultats du test de segmentation des séries

L'application du logiciel khronostat sur les pluies mensuelles a donné les résultats ci-dessous (tableau II-11 et II-12) :

Tableau II-14 : Résultats du test de segmentation des séries des pluies mensuelles (1921-1922 à 1957-1958)

	Niveau de segmentation	Période	Moyenne (m^3/s)	Ecart - type
Janvier	1	1921-1922 à 1957-1958	1.12	0.74
Février	3	1921-1922 à 1954-1955	1.15	0.50
		1955-1956 à 1955-1956	5.50	0.00
		1956-1957 à 1957-1958	1.00	0.00
Mars	1	1921-1922 à 1957-1958	1.43	1.86
Avril	1	1921-1922 à 1957-1958	7.07	10.90
Mai	1	1921-1922 à 1957-1958	43.62	44.01
Juin	1	1921-1922 à 1957-1958	182.07	58.04
Juillet	1	1921-1922 à 1957-1958	255.98	86.33
Août	1	1921-1922 à 1957-1958	331.76	96.21
Septembre	1	1921-1922 à 1957-1958	322.70	102.29
Octobre	1	1921-1922 à 1957-1958	141.33	88.69
Novembre	1	1921-1922 à 1957-1958	21.03	26.78
Décembre	1	1921-1922 à 1957-1958	2.13	5.65
Pluie annuelle	1	1921-1922 à 1957-1958	1305.51	261.65

Tableau II-15 : Résultats du test de segmentation des séries des pluies mensuelles (1962-1963 à 1990-1991)

	Niveau de segmentation	Période	Moyenne (m^3/s)	Ecart - type
Janvier	1	1962-1963 à 1990-1991	1.01	0.04
Février	1	1962-1963 à 1990-1991	1.21	1.04
Mars	1	1962-1963 à 1990-1991	1.11	0.50

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Avril	1	1962-1963 à 1990-1991	3.43	5.72
Mai	1	1962-1963 à 1990-1991	46.42	40.29
Jun	2	1962-1963 à 1985-1986	178.74	45.10
		1986-1987 à 1990-1991	93.24	23.28
Juillet	1	1962-1963 à 1990-1991	258.03	58.15
Août	2	1962-1963 à 1965-1966	401.12	42.63
		1966-1967 à 1990-1991	289.32	74.54
Septembre	1	1962-1963 à 1990-1991	281.20	78.52
Octobre	2	1962-1963 à 1969-1970	200.14	105.61
		1970-1971 à 1990-1991	87.97	81.17
Novembre	1	1962-1963 à 1990-1991	6.22	11.73
Décembre	1	1962-1963 à 1990-1991	1.33	1.58
Pluie annuelle	2	1962-1963 à 1966-1967	1401.22	43.93
		1967-1968 à 1990-1991	1134.64	169.91

La figure II-10 ci-dessous montre une série non homogène qui admet une rupture et deux populations distinctes.

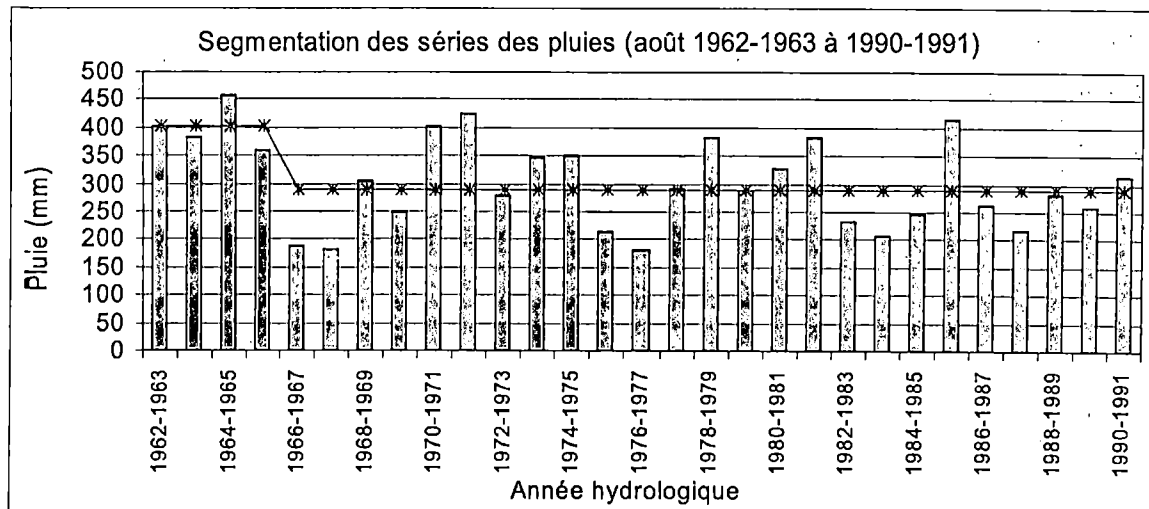


Figure II-10 : Courbe de segmentation des séries d'une série hétérogène

Cette figure montre que cette série des pluies n'est pas homogène, elle renferme deux populations et la rupture entre les deux populations se fait entre 1965-1966 et 1966-1967. Ces deux populations sont caractérisées par un écart important entre leurs moyennes.

Les autres séries qui n'ont qu'un seul niveau de segmentation sont plutôt homogènes c'est-à-dire qu'il n'existe pas de rupture entre les différents éléments constituant ces populations.

En ce qui concerne les débits caractéristiques, le tableau II-16 ci-dessous donne les résultats du test de segmentation des séries.

Tableau II-16 : Résultats du test de segmentation des séries des débits caractéristiques (1962-1963 à 1990-1991)

	Niveau de segmentation	Période	Moyenne (m^3/s)	Ecart – type
Q_{max}	2	1970-1971 à 2002-2003	640.34	201.40
		2003-2004 à 2004-2005	1065.45	163.55
DCC	1	1970-1971 à 2004-2005	430.59	138.41
DC6	1	1970-1971 à 2004-2005	15.12	5.37
DC10	1	1970-1971 à 2004-2005	1.50	0.75
DCE	3	1970-1971 à 1996-1997	1.01	0.04
		1997-1998 à 1997-1998	1.20	0.00
		1998-1999 à 2004-2005	1.00	0.00
Module	2	1970-1971 à 2002-2003	74.25	21.35
		2003-2004 à 2004-2005	123.05	20.29
Cumule	2	1970-1971 à 2002-2003	27118.52	7789.93
		2003-2004 à 2004-2005	44987.90	7502.40

Ces tableaux montrent les niveaux de segmentation traduisant le degré d'hétérogénéité donné par le test de segmentation des séries (figure II-11).

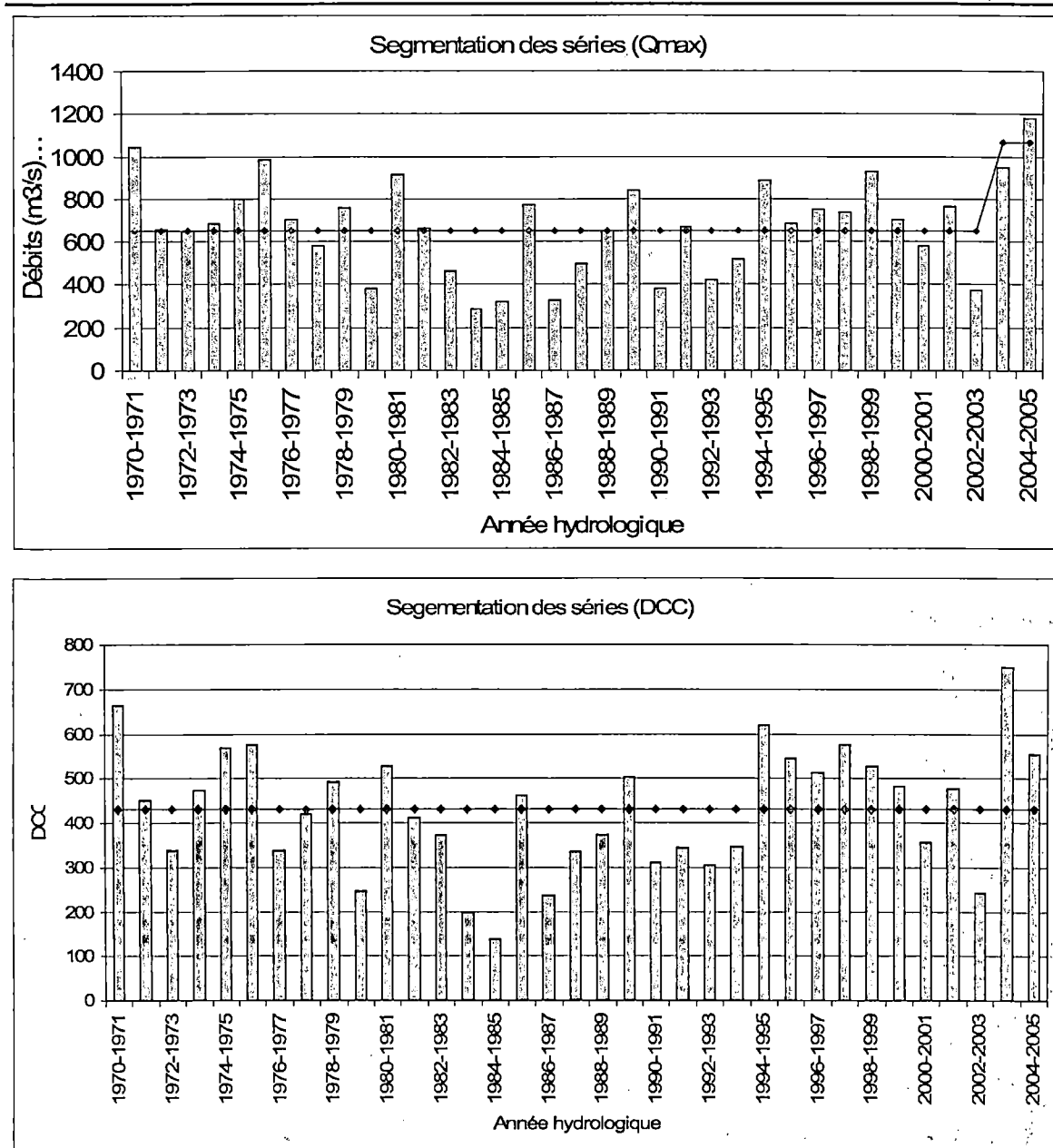


Figure II-11 : Segmentation des séries des débits caractéristiques de crue (DCC)

Pour une série homogène, nous pouvons remarquer que la moyenne est constante sur toute la longueur de la série chronologique. Ce qui signifie qu'il s'agit d'une seule et même population dans laquelle il n'y a pas de rupture.

II.5.2.4 – Synthèse sur les tests des d'indépendance des séries

Les résultats des tests d'homogénéité des séries des pluies sont consignés dans le tableau II-17 ci-dessous :

Tableau II-17 : Synthèse des résultats des tests d'homogénéité des séries des pluies (1921-1922 à 1957-1958)

	Pettitt	Ellipse	Segmentation des séries
Janvier	?	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Février	?	H_0 acceptée	H_0 rejetée
Mars	?	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Avril	?	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Mai	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Juin	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Juillet	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Août	?	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Septembre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Octobre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Novembre	?	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Décembre	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée
Pluies annuelles	H_0 acceptée	H_0 acceptée	H_0 acceptée

Le constat est que la plupart des séries chronologiques sont homogènes en dehors de quelques séries qui sont caractérisées par des précipitations ou des débits faibles.

**Chapitre III – Etude statistique des fréquences et
détermination des quantiles**

III.1- Introduction

L'analyse des fréquences permet de caractériser la fonction de distribution théorique tant de la pluviométrie que des débits caractéristiques. En fonction des ajustements, une loi statistique sera retenue (après un test d'adéquation) et utilisée pour déterminer les caractéristiques statistiques de la série (ses quantiles et son intervalle de confiance).

L'occurrence d'une variable hydrologique est fonction d'un grand nombre de facteurs décrits à l'aide d'un formalisme mathématique. L'objectif de cette analyse étant d'associer à un événement (variable aléatoire) une fréquence de retour et l'erreur qui la caractérise à partir de la fonction densité de probabilité de cette variable aléatoire.

III.2- Fonction de répartition théorique - Fonction densité de probabilité théorique

La fonction de répartition $F(x)$ d'une variable aléatoire X définie dans l'intervalle D correspondant à la probabilité au non-dépassement de la variable x est donnée de la manière suivante :

$$F(x) = \text{prob}[X \leq x] \quad (29)$$

$F(x)$ étant une fonction de x qui croit entre 0 et 1. La probabilité au dépassement $G(x)$ étant donnée comme suit :

$$G(x) = 1 - F(x) \quad (30)$$

La dérivée de $F(x)$ représente la densité de probabilité qui, pour une variable continue donnée, est telle que :

$$f(x).dx = \text{prob}[x \leq X \leq x + dx] \quad (31)$$

pour x_0 , borne inférieure de D , on a :

$$F(x) = \int_{x_0}^x f(x).dx \quad (32)$$

La détermination des paramètres de cette loi faite soit à l'aide de la méthode des moments, soit à l'aide de la méthode du maximum de vraisemblance. Dans ce travail, nous avons utilisé la méthode des moments qui est de mise en œuvre plus aisée.

III.2.1- Moments théoriques et empiriques

Soient m_r et \hat{m}_r , respectivement les moments non centrés théorique et empirique d'ordre r ; et μ_r et $\hat{\mu}_r$, les moments centrés théorique et empirique d'ordre r et $f(x)$ la fonction densité de probabilité théorique. Nous avons :

$$m_r = \int_D x^r .dx \quad (33)$$

$$\hat{m}_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^r \quad (34)$$

Le moment non centré d'ordre 1 correspond respectivement à la moyenne théorique et empirique de la distribution.

Les moments d'ordre r par rapport à la moyenne m_1 sont définis par :

- soit la moyenne théorique : $\mu_r = \int (Q - m_1)^r .f(Q)dQ \quad (35)$

- soit la moyenne empirique : $\hat{\mu}_r = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Q_i - \hat{m}_1)^r \quad (36)$

Le moment centré d'ordre 1 est nul, celui d'ordre 2 correspond à la variance qui caractérise la dispersion de la distribution autour de la moyenne (Sambou, 2005).

En pratique, la variance empirique est estimée à partir de l'échantillon sans être biaisée de la manière suivante (Kottégoda, 1980) :

$$\hat{\mu}_2 = \frac{1}{N-1} \left[\sum_{i=1}^N Q_i^2 - \frac{1}{N} \left(\sum_{i=1}^N Q_i \right)^2 \right] \quad (37)$$

Les moments théoriques permettent de définir les coefficients théoriques ci-dessous :

- Coefficient de variation (C_v) : correspondant au rapport de l'écart – type sur la moyenne qui est donné par :

$$C_v = \frac{\sqrt{\mu_2}}{m_1} \quad (38)$$

Ce coefficient permet de faire un premier choix entre la loi normale et la loi dissymétrique ; un test d'adéquation (dans ce travail nous avons utilisé le test du χ^2) permet de faire le choix définitif.

- Coefficient d'asymétrie (γ) : qui correspond au rapport entre le moment centré d'ordre 3 et le moment centré d'ordre 2 élevé à la puissance 3/2.

$$\gamma = \frac{\mu_3}{\mu_2^{3/2}} \quad (39)$$

et par :

$$g = \frac{N^2 \sum Q_i^3 - 3N \sum Q_i \sum Q_i^2 + 2(\sum Q_i)^3}{N(N-1)(N-2)\hat{\mu}_2^{3/2}} \quad (40)$$

pour le coefficient d'asymétrie dans le cas d'une population d'origine normale (Kottégoda, 1980).

- Coefficient de finesse ou d'aplatissement (C_k) : qui correspond au rapport du moment centré d'ordre 4 sur le moment centré d'ordre 2 élevé au carré c'est-à-dire la moyenne élevée au carré :

$$C_k = \frac{\mu_4}{\mu_2^2} \quad (41)$$

Ces paramètres ont été déterminés grâce au logiciel HYDRACCESS développé à l'IRD (Institut de Recherche pour le Développement).

III.2.2- Durée de la période de retour d'un évènement

Les évènements hydrologiques sont le plus souvent associés à un temps de récurrence donné de la manière suivante :

$$\frac{1}{T} = G(x) = 1 - F(x) \quad (42)$$

avec T correspondant au nombre moyen d'observations aléatoires et indépendantes séparant deux observations supérieures ou égales à la variable aléatoire (Bobée, 1976).

III.3- Ajustements statistiques

III.3.1 – Détermination de la fonction de répartition empirique

La détermination de la fonction de répartition empirique constitue la première étape de l'ajustement statistique. L'échantillon est classé en ordre croissant et l'on détermine la probabilité au non dépassement de l'observation de rang i par l'une des formules empiriques dont les plus utilisées sont les suivantes (tableau III-1) :

Tableau III-1 : Quelques fonctions de répartition empiriques

Loi	Fonction de répartition empirique
Hazen	$F_i(X) = \frac{i-0.5}{N}$
Weibull	$F_i(X) = \frac{i}{N+1}$
Chegodayev	$F_i(X) = \frac{i-0.3}{N+0.4}$

La distribution utilisée dans ce travail est celle de Hazen.

Selon toute vraisemblance, la distribution ne peut se faire que pour les séries indépendantes et homogènes. Mais dans la pratique, il arrive souvent qu'en hydrologie l'on fasse des ajustements pour des séries qui ne satisfont pas ces conditions ; c'est le cas dans ce travail.

L'obtention de la fonction de répartition empirique se fait en traçant la probabilité au non dépassement F_i en fonction de l'observation Q_i . Mais dans ce travail nous avons fait une transformation qui nous a permis de tracer la pluie ou le débit en fonction de la variable de Gauss associée à la probabilité au non dépassement obtenu. Cette transformation a été réalisée grâce au tableur Excel qui s'y prête bien.

III.3.2 – Détermination de la fonction de répartition théorique

Nous recherchons ici une parmi les lois mathématiques choisit a priori, celle qui représente le mieux la fonction de répartition empirique des différentes séries chronologiques.

Le tableau III-2 ci-dessous donne les caractéristiques des lois qui ont été utilisées dans ce travail :

Tableau III-2 : Lois d'ajustement statistique

Loi	Fonction de répartition	Variable centrée et réduite u	Nombre de paramètres	Paramètres
Gauss (normale)	$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{1}{2}u^2\right) du$	$u = \frac{Q - \bar{Q}}{\sigma}$	2	\bar{Q} et σ^2
Gumbel	$F(X) = \exp[-\exp(-u)]$	$u = \frac{Q - Q_0}{s} = \alpha(Q - Q_0)$	2	Q_0 et s

Les paramètres de ces lois sont définis comme suit :

- Loi normale de Gauss :

- moyenne : $\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i$;

$$\circ \text{ écart-type : } \sigma = \left\{ \frac{1}{N-1} \left[\sum_{i=1}^N Q_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^N Q_i \right)^2}{N} \right] \right\}^{1/2}$$

- Loi de Gumbel : ces paramètres sont estimés par la méthode des moments à l'aide de la moyenne et de l'écart – type qui sont calculés à partir de l'échantillon comme suit :

$$\circ \text{ Paramètre de forme } Q_0 : \bar{Q} = Q_0 + \frac{\gamma}{\alpha} = Q_0 + \frac{0.5772}{\alpha} \text{ avec } \gamma \text{ le paramètre d'Euler } (\gamma = 0.5772) ;$$

$$\circ \text{ Paramètre d'échelle } \alpha : \alpha = \frac{1}{s} = \frac{\pi}{\sqrt{6} \cdot \sigma}$$

Etant donné que la deuxième expression donne directement le paramètre d'échelle α , nous pouvons déduire le paramètre de forme Q_0 de la manière suivante :

$$Q_0 = \bar{Q} - \frac{0.5772 \cdot \sigma \cdot \sqrt{6}}{\pi}$$

III.3.3 – Détermination des quantiles des pluies et des débits caractéristiques

Les quantiles sont des variables aléatoires auxquelles on associe un période de récurrence T .

Nous avons utilisé un ajustement graphique, comme cela se fait le plus souvent dans la pratique.

- ✓ Cet ajustement consiste, pour la loi de Gauss, à représenter les pluies (respectivement les débits) en fonction de la variable réduite de Gauss u . On remarque un alignement des différents points suivant une droite de Henry donnée comme suit :

$$Q_T = \sigma u_T + \bar{Q}$$

Cette expression est rendue dans les graphiques de la loi de Gauss par une équation de la forme :

$$y = ax + b$$

$$\text{où } y = Q_i ;$$

$$a = \sigma ;$$

$$x = u_T ;$$

$$b = \bar{Q}$$

Pour une période de retour T , la loi de Gauss donne le quantile Q_T de la manière suivante :

$$Q_T = \sigma u_T + \bar{Q} \quad (43)$$

N.B : u_T peut être obtenue à partir de la feuille de calcul Excel grâce à la fonction « loi normale standard inverse de $F(x)$ ».

- ✓ La représentation de la loi de Gumbel quant à elle se fait en fonction de $\ln(-\ln(F))$ et donne l'équation suivante :

$$Q_i = s.[-\ln(-\ln(F_i))] + Q_0 \quad (44)$$

$$\text{avec } -\ln(-\ln(F_i)) = u_i \quad (45)$$

La loi de Gumbel détermine les quantiles pour une récurrence T grâce à la relation suivante :

$$Q_T = s \cdot [-\ln(-\ln(F_T))] + Q_0 = s \cdot u_T + Q_0 \quad (46)$$

Cette expression est la même que celle de la droite de Gumbel obtenue graphiquement qui permet de déterminer les valeurs de s et de Q_0 par la méthode graphique. Elle peut être écrite sous la forme suivante :

$$y = ax + b$$

$$\text{avec } y = Q_T ;$$

$$a = s ;$$

$$x = -\ln(-\ln(F_T)) = u ;$$

$$b = Q_0.$$

L'équation $y = ax + b$ permet la détermination graphique des quantiles par la méthode de Gumbel.

Les lois de Gauss et de Gumbel ont donné les graphiques ci-dessous des fonctions de répartition empirique sur les pluies mensuelles et annuelles et des débits caractéristiques (figures III-1 et III-2) :

III.3.3.1 – Détermination de l'intervalle de confiance

Les quantiles déterminés ci-dessus sont sujets à des incertitudes. La détermination de l'intervalle de confiance permet d'apprécier l'erreur associée à chaque quantile. Cet intervalle permet de limiter la zone dans laquelle se trouve la vraie valeur du quantile pour un niveau de confiance donné.

Soit Q_T le quantile estimé à partir de l'échantillon et \hat{Q}_T sa valeur exacte (inconnue), l'intervalle de confiance associé à la valeur du quantile estimé au niveau de confiance $1 - \alpha$ est donné de la manière suivante (Bobée, 1976) :

$$Q_T - u_{p/2} \cdot \sqrt{\text{Var}(Q_T)} \leq \hat{Q}_T \leq Q_T + u_{p/2} \cdot \sqrt{\text{Var}(Q_T)} \quad (47)$$

La distribution suit une loi normale lorsque N est suffisamment grand ($N \geq 30$), par contre lorsque $N < 30$ elle suit la loi de Student.

La question de la détermination de l'intervalle de confiance est ramenée à celle de la détermination de la variance, $Var(Q_T)$, du quantile estimé qui, lui-même, est fonction de la loi utilisée. Dans notre étude nous utilisons la loi de Gauss et nous obtenons :

$$Var(Q_T) = u_p^2 \cdot Var(\sigma) + Var(\bar{Q}) \quad (48)$$

où σ et \bar{Q} sont respectivement les estimations, à partir de l'échantillon, de l'écart – type et de la moyenne et u_p la variable de Gauss.

u_p est obtenue d'après l'équation 41 en fonction de la valeur de la fonction de répartition $F(x)$ lue dans le tableau de Gauss (ou à partir de la fonction "*loi normale standard inverse*" de la feuille de calcul Excel) qui est fonction de la période de retour de chaque quantile. La détermination des quantiles Q_T s'est faite à partir de la loi de Henry (cf équation 43).

Les variances des caractéristiques empiriques de cette distribution sont données de la manière suivante :

$$Var(\sigma) = \frac{\sigma^2}{2N} \quad (49)$$

et
$$Var(\bar{Q}) = \frac{\sigma^2}{N} \quad (50)$$

Ainsi la variance du quantile sera donnée par l'expression suivante :

$$Var(Q_T) = u_p^2 \cdot \frac{\sigma^2}{2N} + \frac{\sigma^2}{N} = \frac{\sigma^2}{2N} (u_p^2 + 2) \quad (51)$$

C'est ainsi que l'intervalle de confiance, pour une distribution normale (N grand) et pour un niveau de confiance α , sera donné de la manière suivante :

$$Q_T - u_{\alpha/2} \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \leq \hat{Q}_T \leq Q_T + u_{\alpha/2} \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \quad (52)$$

Pour $\alpha = 0.05$, $u_{\alpha/2} = 1.96$

$$d'o\grave{u} \text{ on a : } Q_T - 1.96 \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \leq \hat{Q}_T \leq Q_T + 1.96 \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \quad (53)$$

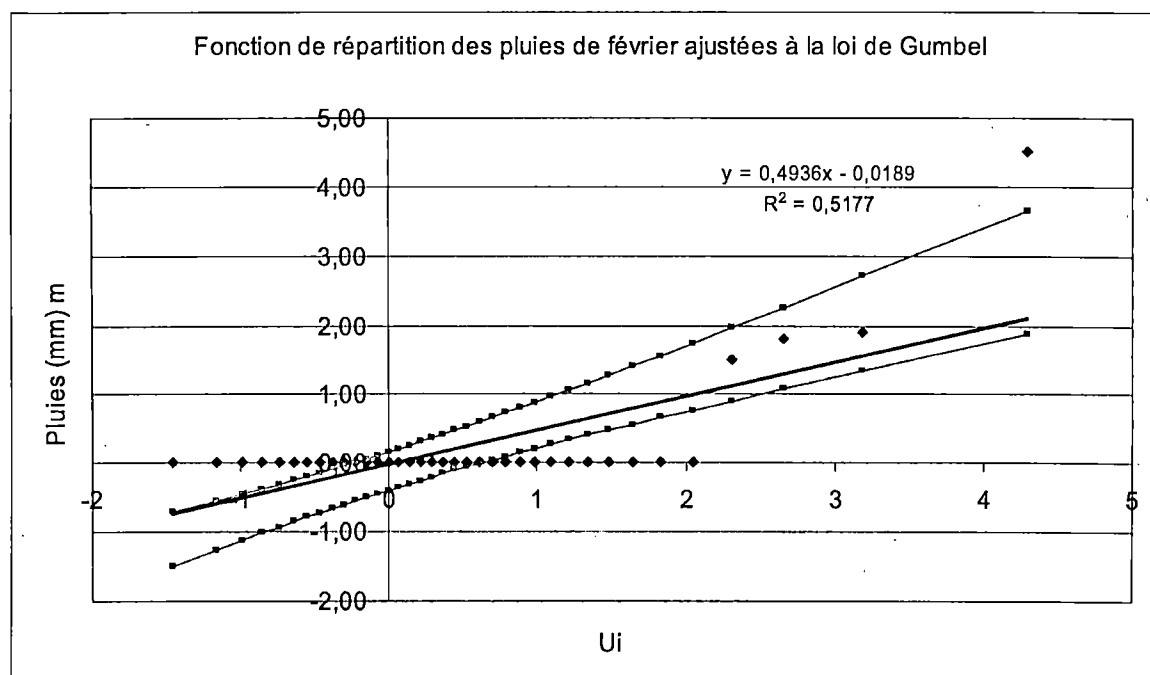
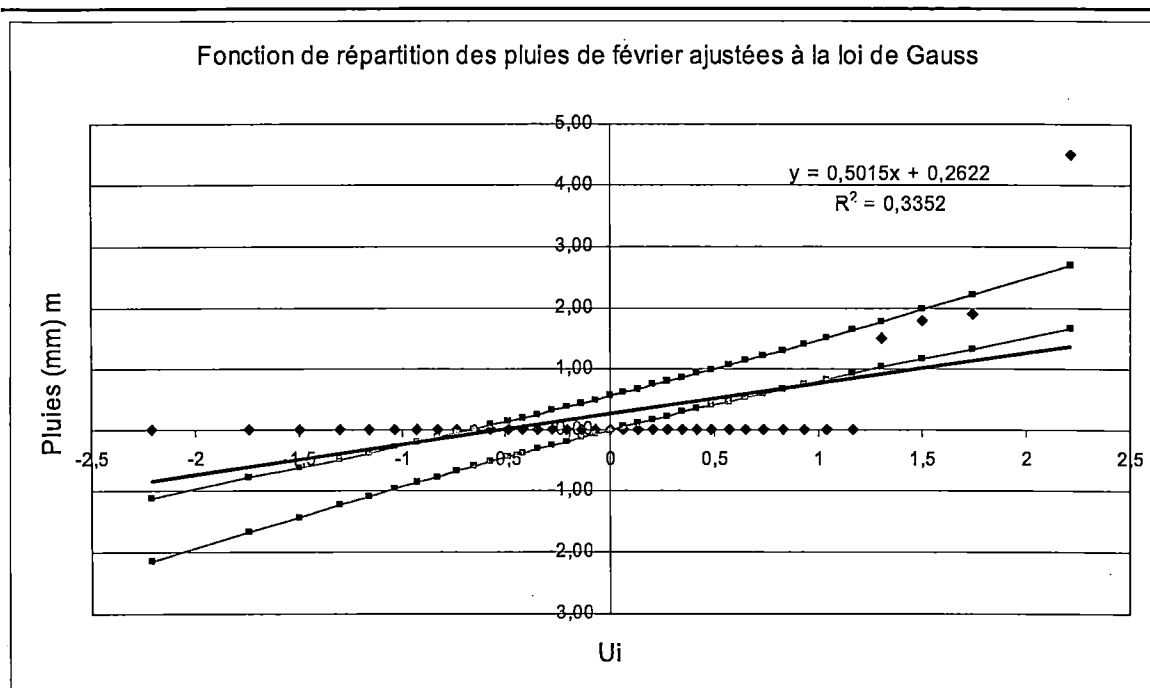
Cette loi concerne la s\u00e9rie chronologique des pluies allant de 1921-1922 \u00e0 1957-1958 ($N = 37$) et la s\u00e9rie des d\u00e9bits caract\u00e9ristiques allant de 1970-1971 \u00e0 2004-2005 ($N = 35$).

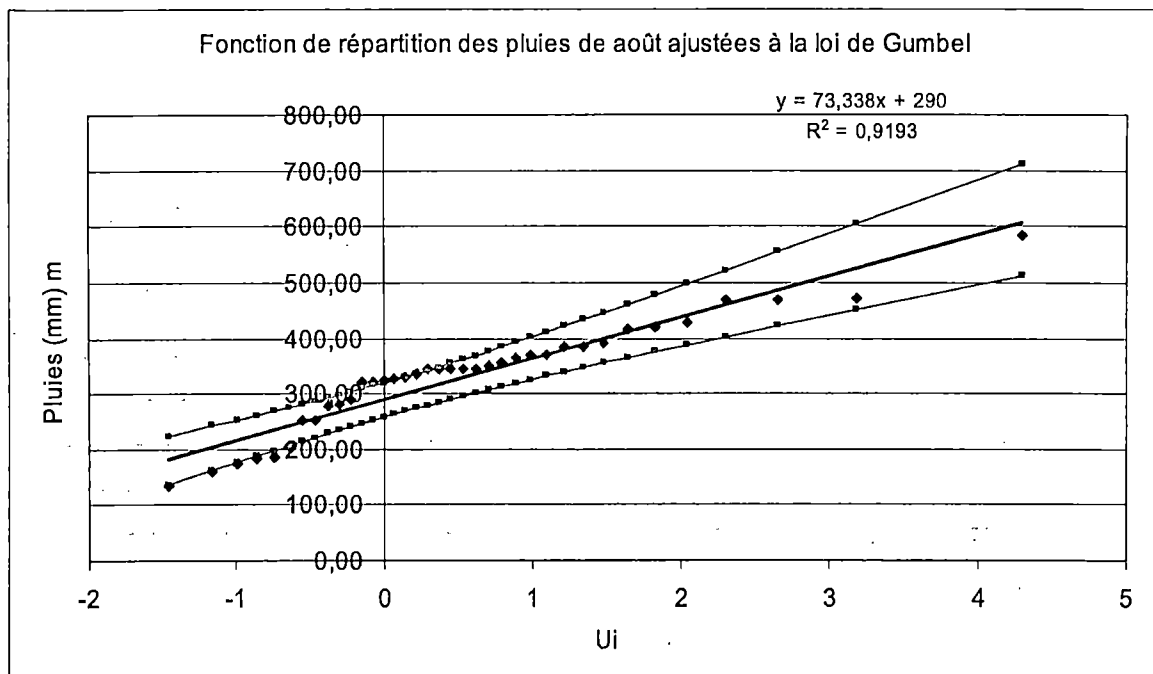
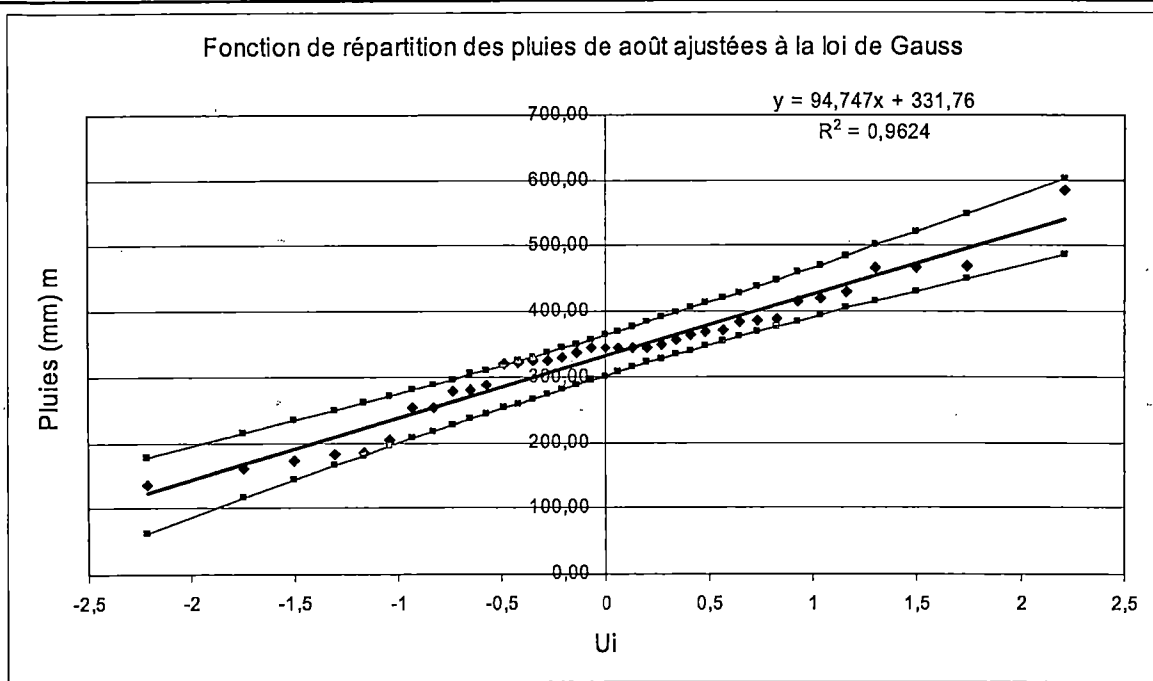
Si par contre N est petit ($N < 30$), ce qui est le cas pour l'\u00e9chantillon allant de 1962-1963 \u00e0 1990-1991 ($N = 29$), la relation pr\u00e9c\u00e9dente n'est plus rigoureusement exacte au niveau de confiance choisi. Dans ce cas, l'intervalle de confiance d\u00e9pend de la loi t de Student et sera donn\u00e9 comme suit :

$$Q_T - t_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \leq \hat{Q}_T \leq Q_T + t_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{Var(Q_T)} \quad (54)$$

t repr\u00e9sant la variable de Student au degr\u00e9 de libert\u00e9 $N - 1$.

La figure III-1 ci-dessous constitue la repr\u00e9sentation graphique des s\u00e9ries des pluies et des d\u00e9bits caract\u00e9ristiques ajust\u00e9es aux lois de Gauss et de Gumbel.





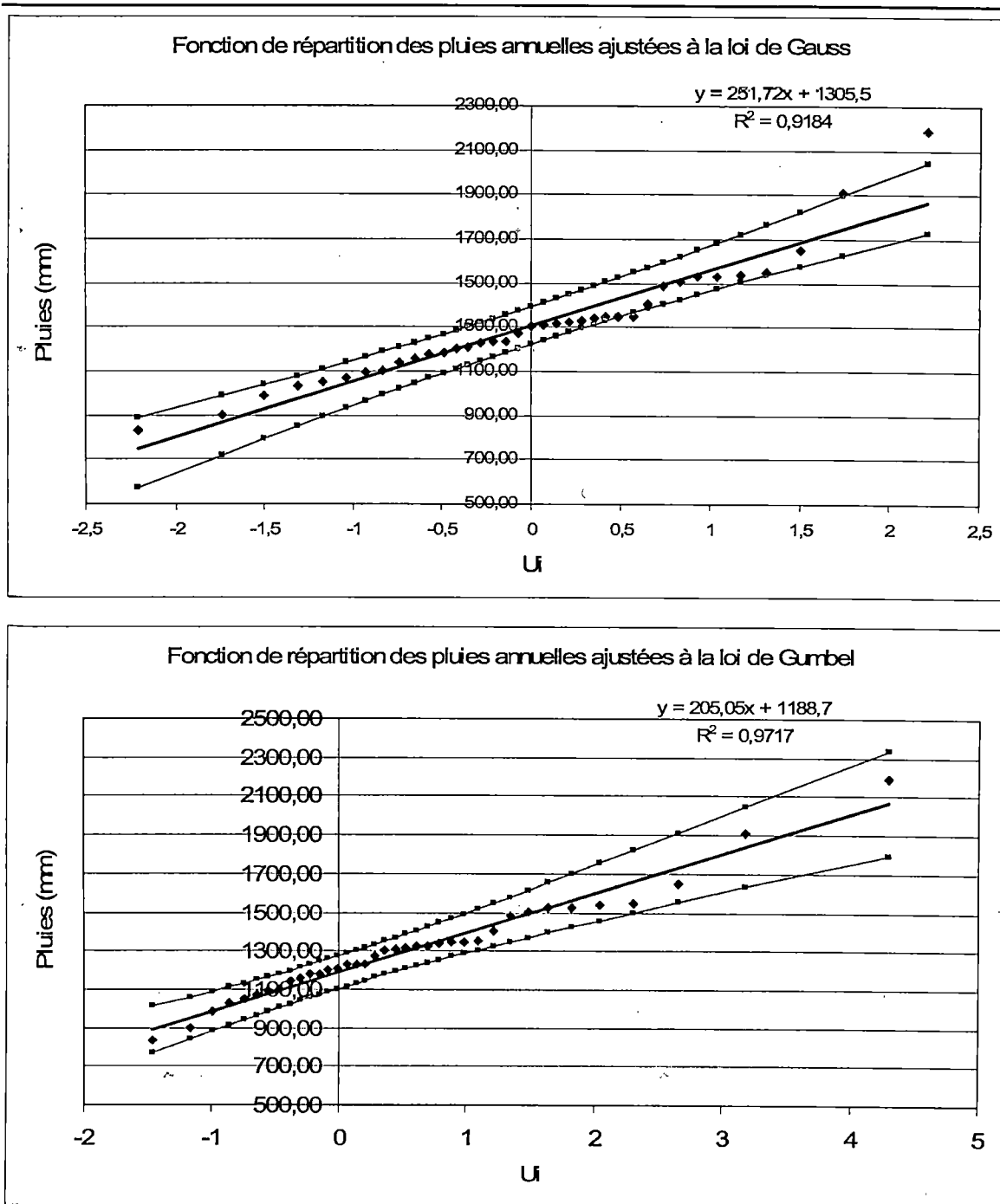


Figure III-1 : Fonction de répartition des pluies ajustées aux lois de Gauss et de Gumbel

Grâce à ces deux lois, nous avons obtenu les paramètres suivants (tableaux III-3 et III-4) :

Tableau III-3 : Paramètres de la distribution des séries de pluies

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Période	Valeurs calculées par la méthode des moments					
	Loi de Gauss		Loi de Gumbel			
	\bar{Q} (m ³ /s)	σ	Q_0	s	\bar{Q} (m ³ /s)	σ
Janvier	0,12	0,74	-0,21	0,58	0,12	0,74
Février	0,26	0,86	-0,13	0,67	0,26	0,86
Mars	0,43	1,87	-0,41	1,46	0,43	1,87
Avril	6,07	10,90	1,16	8,50	6,07	10,90
Mai	43,62	44,01	23,80	34,33	43,62	44,01
Juin	182,07	58,04	155,94	45,28	182,07	58,04
Juillet	255,98	86,33	217,10	67,35	255,98	86,33
Août	331,76	96,21	288,44	75,05	331,76	96,21
Septembre	322,70	102,29	276,64	79,79	322,70	102,29
Octobre	141,33	88,69	101,40	69,19	141,33	88,69
Novembre	20,03	26,78	7,97	20,89	20,03	26,78
Décembre	1,14	5,66	-1,41	4,41	1,14	5,66
Pluies annuelles	1305,51	261,65	1187,70	204,11	1305,51	261,65

Période	Valeurs obtenues par la méthode graphique					
	Loi de Gauss		Loi de Gumbel			
	\bar{Q} (m ³ /s)	σ	Q_0	s	\bar{Q} (m ³ /s)	σ
Janvier	0,12	0,28	-0,05	0,29	0,12	0,37
Février	0,26	0,50	-0,02	0,49	0,26	0,63
Mars	0,43	0,90	-0,09	0,92	0,44	1,18
Avril	6,07	8,63	1,65	7,76	6,13	9,95
Mai	43,62	39,48	24,39	33,77	43,88	43,29
Juin	182,07	57,71	156,14	45,53	182,42	58,36
Juillet	255,98	81,41	218,16	66,41	256,49	85,13
Août	331,76	94,75	290,00	73,34	332,33	94,01
Septembre	322,70	97,54	277,16	79,97	323,32	102,51
Octobre	141,33	84,52	101,52	69,91	141,87	89,62
Novembre	20,03	23,41	8,62	20,05	20,19	25,70
Décembre	1,14	2,47	-0,32	2,56	1,16	3,28
Pluies annuelles	1305,50	251,72	1188,70	205,05	1307,05	262,85

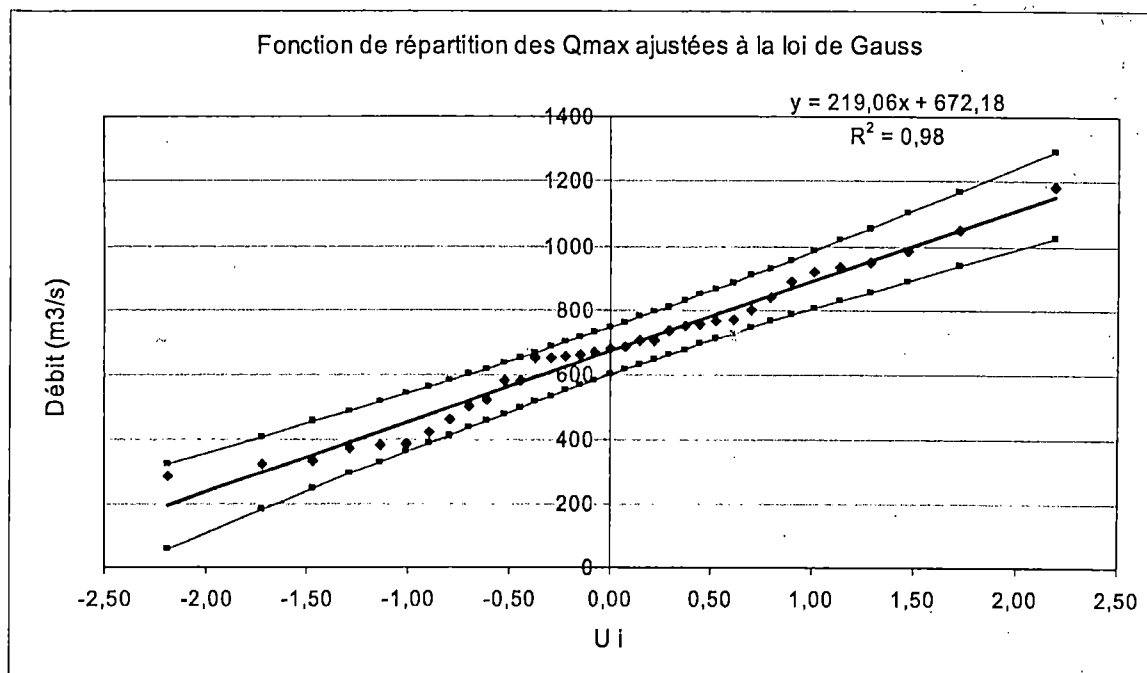
Tableau III-4 : Paramètres de la distribution des séries des débits caractéristiques

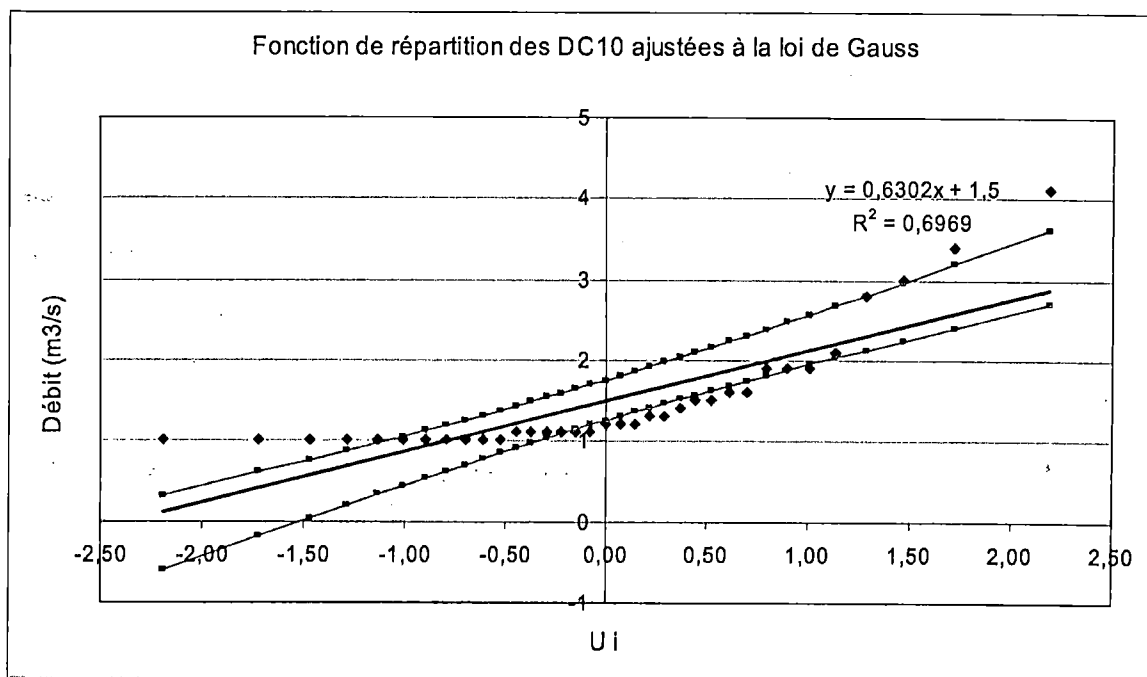
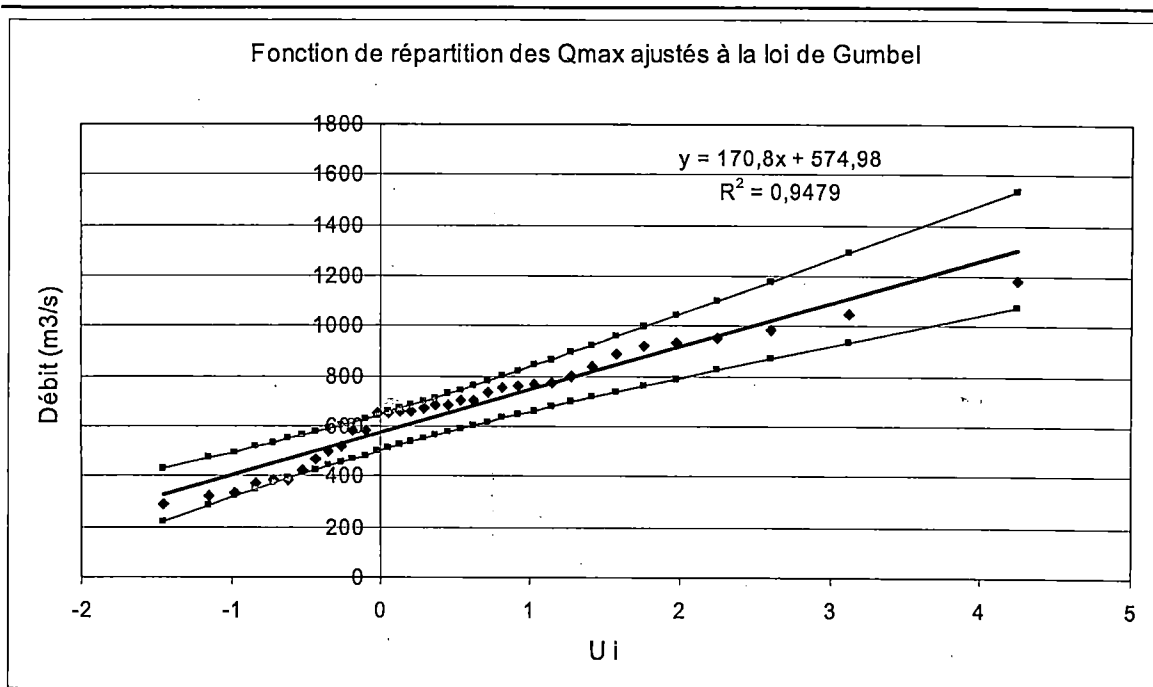
Débits caractéristiques	Valeurs calculées par la méthode des moments					
	Loi de Gauss		Loi de Gumbel			
	\bar{Q} (m ³ /s)	σ	Q_0	s	\bar{Q} (m ³ /s)	σ
Qmax	672,18	220,49	572,90	172,00	672,18	220,49
DCC	430,59	138,41	368,27	107,98	430,59	138,41
DC6	15,12	5,37	12,70	4,19	15,12	5,37
DC10	1,50	0,75	1,16	0,59	1,50	0,75
DCE	1,01	0,05	0,99	0,04	1,01	0,05
Module	77,04	23,94	66,26	18,67	77,04	23,94

Débits caractéristiques	Valeurs calculées par la méthode graphique					
	Loi de Gauss		Loi de Gumbel			
	Q (m ³ /s)	σ	Q_0	s	Q (m ³ /s)	σ
Qmax	672,18	219,06	574,98	170,80	673,57	218,95
DCC	430,59	138,05	369,76	106,90	431,46	137,04
DC6	15,12	5,12	12,72	4,22	15,16	5,41
DC10	1,50	0,63	1,18	0,56	1,50	0,72
DCE	1,01	0,02	0,99	0,02	1,00	0,03
Module	77,04	23,78	66,33	18,82	77,19	24,13

Ce tableau montre que la loi de Gauss est mieux adaptée à nos échantillons. Ceci se justifie par la similarité des paramètres que donne cette loi par rapport aux valeurs obtenues par la méthode des moments.

L'ajustement de ces débits caractéristiques aux lois de Gauss et de Gumbel a donné la figure III-2 ci-dessous :





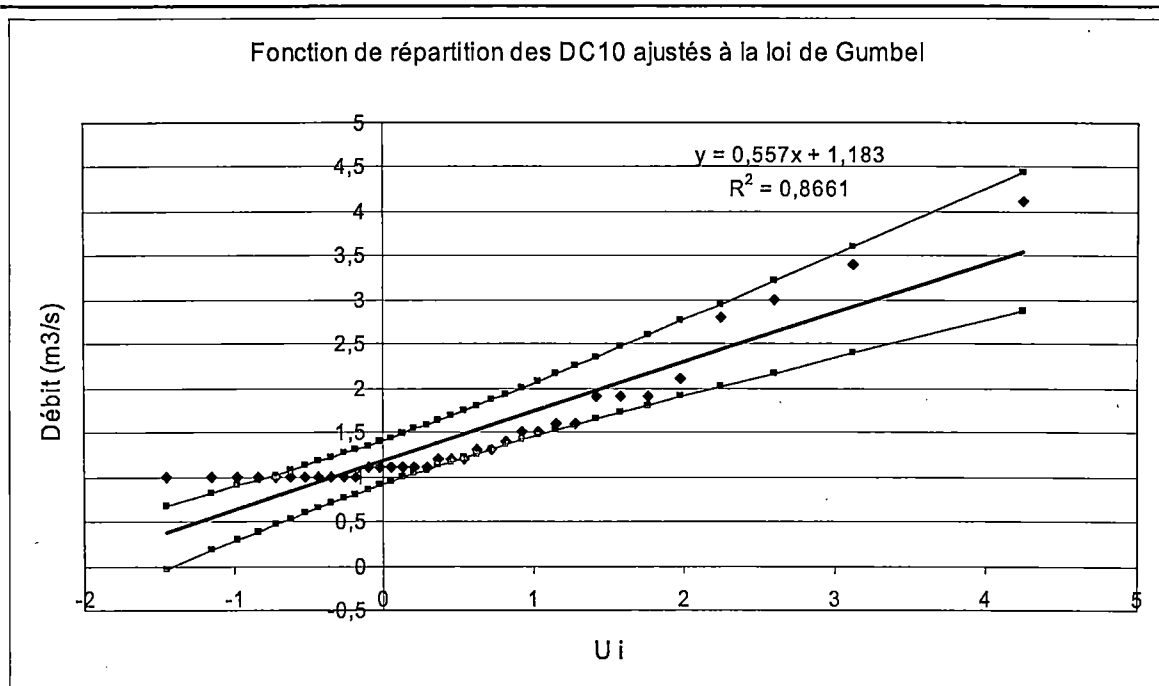


Figure III-2 : Fonction de répartition des débits caractéristiques ajustés aux lois de Gauss et de Gumbel

L'observation de ces graphiques permet de remarquer que les Q_{max} s'ajustent bien avec l'une ou l'autre loi. Mais signalons toutefois que la loi de Gauss est mieux adaptée que celle de Gumbel car elle restitue mieux les paramètres de la distribution (moyenne et écart-type). De plus l'ensemble des points de la distribution se trouve à l'intérieur de la zone de confiance pour l'ajustement à la loi de Gauss tandis que pour l'ajustement de Gumbel, quelques points sortent de la zone de confiance.

En ce qui concerne la série des DC10, nous remarquons plusieurs points sortent de la zone de confiance ; ce qui nous permet de dire qu'ils ne s'ajustent ni à la loi de Gauss ni à la loi de Gumbel.

Il est cependant important de faire un test d'adéquation pour connaître la loi qui s'applique le mieux à la distribution. Le test appliqué ici est le test de χ^2 de Pearson que nous décrirons plus loin.

III.3.3.2 – Test d'adéquation de Pearson : test du χ^2 (ou Chi-2)

Ce test est utilisé pour faire le choix entre la loi théorique choisie a priori et la loi empirique appliquée à l'échantillon. C'est le test d'adéquation le plus utilisé grâce à ces

résultats qui sont satisfaisants. D'ailleurs Dubreuil (1974) dit qu'il donne les meilleurs résultats à l'heure actuelle mais qu'il souffre de son manque de robustesse.

Le test consiste en un découpage de l'échantillon en k classes équiprobables d'au moins cinq (5) éléments chacune. Il est à signaler que ce découpage n'obéit à aucune règle précise, ce qui constitue un manquement de ce test.

Le χ^2 est calculé de la manière suivante :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - n_i)^2}{n_i} \quad (55)$$

avec $n_i = \frac{N}{k}$ correspondant à l'effectif théorique et n_i l'effectif réel. Du fait qu'il s'agit d'un test asymptotique, l'effectif total N doit être grand pour pouvoir appliquer le test (Gaudu, cours d'hydrologie statistique, tome 1).

k représente le nombre de classes déterminé de la manière suivante :

$$k = \frac{N}{5} \quad (56)$$

La détermination de l'effectif théorique tient compte du découpage de la série chronologique. Des débits limites sont ainsi obtenus sur les séries issues des fonctions de répartition théorique (loi de Gauss et loi de Gumbel dans notre cas) de la manière suivante pour les k classes :

$$Q_j = \sigma u_j + \bar{Q} \quad (57)$$

avec $j = 1, \dots, k$ (ces débits limites Q_j sont déterminés à partir de la série issue de la fonction de répartition ajustée aux lois théoriques de Gauss et de Gumbel). Cette méthode de découpage nous a permis de remédier au manquement du test en ce qui concerne le découpage des séries.

De cette manière, l'on obtient $k - 1$ limites de classes à partir desquelles il est ainsi possible de déterminer les effectifs réels n_i de chaque classe ; cet effectif correspond au nombre de valcurs (de la distribution des pluies ou des débits observés) contenues dans chaque intervalle des valeurs Q_j et Q_{j+1} .

La probabilité du χ^2 notée $P(\chi^2)$ d'un échantillon i donné représente son adéquation à la loi utilisée. Elle a 50% de chances d'être comprise entre 0.25 et 0.75 ; et 90% d'être comprise entre 0.05 et 0.95. Pour cette raison, nous utiliserons un seuil de signification $\alpha = 0.05$.

La probabilité $P(\chi^2)$ dépend du degré de liberté ν qui, lui-même, dépend de la fonction de répartition et du nombre de classes k . Ce degré de liberté est donné comme suit :

$$\nu = k - p - 1 \quad (58)$$

avec p le nombre de paramètres de la loi de distribution utilisée.

Ce test signifie que pour un seuil de signification $\alpha = 0.05$, l'adéquation est admise (respectivement rejetée) avec 95% de chances d'avoir raison lorsque $P(\chi^2) \geq \alpha$ (respectivement $P(\chi^2) < \alpha$). Il subsiste ainsi 5% de risque de se tromper en acceptant la loi (respectivement en rejetant la loi). On parle dans ce cas de :

- risque de première espèce : risque qui consiste à accepter la loi alors qu'elle devait être rejetée ;
- risque de deuxième espèce : risque qui consiste à rejeter la loi alors qu'elle devait être acceptée.

Le test d'adéquation du χ^2 existe dans le tableur Excel et c'est ce que nous avons appliqué dans notre étude. Les résultats obtenus sont consignés dans les tableaux III-5 et III-6 ci-dessous :

Tableau III-5 : Résultats des tests d'adéquation du χ^2 sur les pluies

Période	Loi de Gauss			Loi de Gumbel		
	χ^2	$P(\chi^2)$	Adéquation	χ^2	$P(\chi^2)$	Adéquation
Janvier	202,92	0,00	Rejetée	202,92	0,00	Rejetée
Février	166,62	0,00	Rejetée	166,62	0,00	Rejetée
Mars	177,21	0,00	Rejetée	165,49	0,00	Rejetée
Avril	58,87	0,00	Rejetée	39,21	0,00	Rejetée
Mai	24,47	0,00	Rejetée	14,26	0,01	Rejetée
Juin	5,57	0,23	Acceptée	2,16	0,71	Acceptée
Juillet	2,92	0,57	Acceptée	8,21	0,08	Acceptée
Août	6,32	0,18	Acceptée	13,51	0,01	Rejetée
Septembre	5,57	0,23	Acceptée	2,16	0,71	Acceptée
Octobre	6,70	0,15	Acceptée	4,05	0,40	Acceptée
Novembre	44,51	0,00	Rejetée	33,17	0,00	rejetée
Décembre	164,73	0,00	Rejetée	153,39	0,00	rejetée
Pluies annuelles	4,81	0,31	Acceptée	5,19	0,27	Acceptée

Tableau III-6 : Résultats des tests d'adéquation du χ^2 sur les débits caractéristiques

Débits caractéristiques	Loi de Gauss			Loi de Gumbel		
	χ^2	$P(\chi^2)$	Adéquation	χ^2	$P(\chi^2)$	Adéquation
Qmax	5,80	0,21	Acceptée	10,20	0,04	Rejetée
DCC	3,00	0,56	Acceptée	7,00	0,14	Acceptée
DC6	5,40	0,25	Acceptée	3,80	0,43	Acceptée
DC10	37,80	0,00	Rejetée	34,20	0,00	Rejetée
DCE	178,60	0,00	Rejetée	178,60	0,00	Rejetée
Module	5,40	0,25	Acceptée	2,20	0,70	Acceptée

Les résultats donnés par ce test du χ^2 s'accordent avec l'appréciation visuelle des graphiques. Il ressort que les tests donnent de bons résultats car les séries pour lesquelles l'adéquation est acceptée, l'ensemble des points (ou presque) se trouvent dans la zone de confiance et pour les séries dont l'adéquation n'est pas acceptée, un grand nombre de points sortent de la zone de confiance.

Ce test permet par ailleurs de remarquer que ces deux lois acceptent ou rejettent pratiquement les mêmes séries chronologiques. Ce qui veut dire que ces deux lois théoriques peuvent bien s'adapter à nos séries chronologiques. Nous pouvons ainsi les utiliser pour la détermination des quantiles.

Ces lois sont acceptées pour les séries ayant des valeurs appréciables et rejetées pour des valeurs faibles qui sont, pour plusieurs d'entre elles, pratiquement nulles.

III.3.3.3 – Application des lois de Gauss et de Gumbel pour la détermination des quantiles des séries chronologiques

Le tableau III-7 ci-dessous donne les quantiles Q_T et Q_{1-T} des pluies de la station de Kédougou. Bien que nous présentons les quantiles de l'ensemble des mois de l'année, nous nous sommes intéressés en particulier aux mois qui présentent une pluviométrie et des débits appréciables (juin, juillet, août, septembre, octobre, novembre, Q_{max} , DCC, DC6). Ces résultats sont obtenus aussi bien par l'application de la méthode des moments que de la méthode graphique.

Au regard des résultats combinés des tests du chi-2 et de l'observation des graphiques issus des ajustements avec les lois théoriques de Gauss et de Gumbel, nous avons utilisé la loi de Gauss pour déterminer les quantiles des séries des pluies et des débits. Ce choix est motivé par le fait que cette loi donne les meilleurs résultats des paramètres comparativement à ceux obtenus par la méthode graphique (tableaux III-7, III-8, III-9 et III-10).

Tableau III-7 : Quantiles des pluies de la période 1921-1922 à 1957-1958

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		Q_T	Intervalle de confiance		\hat{Q}_{1-T}	Intervalle de confiance	
			Inf	Sup		Inf	Sup
Janvier	10	-0,50	-0,78	-0,22	0,74	0,47	1,02
	20	-0,83	-1,15	-0,50	1,07	0,75	1,39
	50	-1,10	-1,47	-0,73	1,34	0,98	1,71
	100	-1,59	-2,05	-1,14	1,84	1,38	2,30
	1000	-2,09	-2,65	-1,53	2,33	1,78	2,89
Février	10	-0,46	-0,79	-0,14	0,99	0,66	1,31
	20	-0,84	-1,22	-0,47	1,37	0,99	1,74
	50	-1,16	-1,59	-0,73	1,69	1,26	2,11
	100	-1,74	-2,27	-1,21	2,26	1,73	2,80
	1000	-2,32	-2,97	-1,67	2,84	2,19	3,49
Mars	10	-1,13	-1,83	-0,44	0,13	2,00	1,30
	20	-1,96	-2,77	-1,14	0,17	2,82	2,01
	50	-2,65	-3,57	-1,72	0,22	3,51	2,59
	100	-3,90	-5,05	-2,74	0,35	4,76	3,61
	1000	-5,14	-6,55	-3,74	0,51	6,01	4,60
Avril	10	-3,09	-7,17	1,00	15,23	11,14	19,31
	20	-7,88	-12,62	-3,15	20,02	15,29	24,76
	50	-11,92	-17,31	-6,52	24,06	18,66	29,46
	100	-19,22	-25,97	-12,47	31,36	24,61	38,11
	1000	-26,53	-34,74	-18,31	38,67	30,45	46,88
Mai	10	6,65	-9,85	23,14	80,59	64,09	97,08
	20	-12,72	-31,85	6,41	99,95	80,82	119,08
	50	-29,00	-50,80	-7,21	116,24	94,44	138,03
	100	-58,49	-85,74	-31,25	145,73	118,48	172,97
	1000	-87,98	-121,15	-54,81	175,21	142,05	208,38
Juin	10	133,31	111,56	155,07	230,83	209,07	252,58
	20	107,78	82,55	133,00	256,36	231,14	281,59
	50	86,30	57,56	115,04	277,84	249,10	306,58
	100	47,41	11,48	83,34	316,73	280,80	352,66
	1000	8,52	-35,22	52,26	355,62	311,88	399,36
Juillet	10	183,46	151,10	215,81	328,50	296,14	360,85
	20	145,47	107,95	182,99	366,48	328,96	404,00
	50	113,53	70,78	156,27	398,43	355,68	441,17
	100	55,68	2,24	109,13	456,27	402,82	509,72
	1000	-2,16	-67,22	62,90	514,11	449,05	579,18
Août	10	250,94	214,89	287,00	412,58	376,52	448,64
	20	208,61	166,80	250,42	454,91	413,10	496,73
	50	173,01	125,37	220,65	490,51	442,87	538,15
	100	108,55	48,99	168,11	554,97	495,41	614,54
	1000	44,09	-28,42	116,59	619,44	546,93	691,94
Septembre	10	236,78	198,44	275,11	408,62	370,29	446,96
	20	191,77	147,32	236,23	453,63	409,17	498,08
	50	153,92	103,28	204,57	491,48	440,83	542,12
	100	85,39	22,07	148,72	560,01	496,68	623,33
	1000	16,86	-60,23	93,94	628,54	551,46	705,63

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		Q_T	Intervalle de confiance		Q_T	Intervalle de confiance	
			Inf.	Sup.		Inf.	Sup.
Octobre	10	66,83	33,59	100,07	215,83	182,59	249,07
	20	27,81	-10,74	66,35	254,86	216,31	293,40
	50	-5,01	-48,92	38,91	287,67	243,76	331,59
	100	-64,43	-119,34	-9,53	347,10	292,19	402,00
	1000	-123,86	-190,69	-57,02	406,52	339,68	473,36
Novembre	10	-2,46	-12,50	7,57	42,53	32,49	52,57
	20	-14,25	-25,89	-2,61	54,31	42,67	65,95
	50	-24,16	-37,42	-10,90	64,22	50,96	77,48
	100	-42,10	-58,68	-25,52	82,17	65,59	98,75
	1000	-60,05	-80,23	-39,86	100,11	79,93	120,29
Decembre	10	-3,61	-5,74	-1,49	5,89	3,77	8,01
	20	-6,10	-8,56	-3,65	8,38	5,92	10,84
	50	-8,20	-11,00	-5,40	10,47	7,67	13,27
	100	-11,99	-15,49	-8,49	14,26	10,76	17,77
	1000	-15,78	-20,04	-11,52	18,05	13,79	22,32
Pluie annuelle	10	1085,73	987,66	1183,79	1525,30	1427,24	1623,36
	20	970,60	856,88	1084,31	1640,43	1526,71	1754,14
	50	873,79	744,23	1003,34	1737,24	1607,69	1866,79
	100	698,48	536,50	860,46	1912,55	1750,57	2074,53
	1000	523,17	325,99	720,36	2087,86	1890,67	2285,04

En ce qui concerne les débits, le tableau III-8 suivant donne les quantiles des débits caractéristiques Q_{max} , DCC, DC6, DC10, DCE et des modules.

Tableau III-8 : Quantiles des débits caractéristiques déterminés par la méthode des moments

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		Q_T	Intervalle de confiance		Q_{-T}	Intervalle de confiance	
			Inf	Sup		Inf	Sup
Qmax	5	486,97	402,01	571,93	857,38	772,42	942,35
	10	389,96	291,43	488,48	954,40	855,87	1052,92
	20	308,38	196,13	420,62	1035,98	923,73	1148,22
	100	160,65	20,31	300,99	1183,70	1043,36	1324,04
	1000	12,93	-157,92	183,77	1331,43	1160,58	1502,27
DCC	5	314,32	260,99	367,66	546,86	493,52	600,19
	10	253,42	191,57	315,27	607,76	545,91	669,61
	20	202,21	131,74	272,67	658,97	588,51	729,44
	100	109,47	21,37	197,57	751,71	663,61	839,81
	1000	16,74	-90,51	123,99	844,45	737,20	951,70
DC6	5	10,61	8,54	12,68	19,63	17,56	21,70
	10	8,24	5,84	10,64	22,00	19,60	24,40
	20	6,25	3,52	8,99	23,99	21,25	26,72
	100	2,65	-0,77	6,07	27,59	24,17	31,01
	1000	-0,95	-5,11	3,22	31,19	27,02	35,35
DC10	5	0,87	0,58	1,16	2,13	1,84	2,42
	10	0,54	0,20	0,87	2,46	2,13	2,80
	20	0,26	-0,12	0,64	2,74	2,36	3,12
	100	-0,25	-0,72	0,23	3,25	2,77	3,72
	1000	-0,75	-1,33	-0,17	3,75	3,17	4,33
DCE	5	0,97	0,95	0,99	1,05	1,03	1,07
	10	0,95	0,93	0,97	1,07	1,05	1,09
	20	0,93	0,91	0,96	1,09	1,07	1,11
	100	0,90	0,87	0,93	1,12	1,09	1,15
	1000	0,87	0,83	0,91	1,15	1,12	1,19
Module	5	56,93	47,71	66,16	97,15	87,93	106,38
	10	46,40	35,70	57,10	107,68	96,99	118,38
	20	37,54	25,36	49,73	116,54	104,35	128,73
	100	21,51	6,27	36,74	132,58	117,34	147,82
	1000	5,47	-13,08	24,02	148,62	130,07	167,17

Graphiquement nous avons obtenu les résultats suivants (tableaux III-9 et III-10) qui se caractérisent par des écarts peu importants avec les résultats obtenus à partir de la méthode des moments.

Tableau III-9 : Quantiles des séries des pluies déterminés par la méthode graphique

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		\hat{Q}_T	Intervalle de confiance		\hat{Q}_{1-T}	Intervalle de confiance	
			Inf	Sup		Inf	Sup
Janvier	10	-0,12	-0,22	-0,01	0,36	0,25	0,46
	20	-0,24	-0,36	-0,12	0,48	0,36	0,60
	50	-0,34	-0,48	-0,20	0,58	0,44	0,72
	100	-0,53	-0,70	-0,36	0,77	0,60	0,94
	1000	-0,72	-0,93	-0,51	0,96	0,75	1,17
Février	10	-0,16	-0,35	0,03	0,68	0,49	0,87
	20	-0,38	-0,60	-0,16	0,90	0,68	1,12
	50	-0,57	-0,81	-0,32	1,09	0,84	1,33
	100	-0,90	-1,21	-0,59	1,42	1,11	1,73
	1000	-1,24	-1,61	-0,86	1,76	1,38	2,13
Mars	10	-0,33	-0,66	0,01	1,19	0,85	1,52
	20	-0,72	-1,11	-0,33	1,58	1,19	1,97
	50	-1,06	-1,50	-0,61	1,92	1,47	2,36
	100	-1,66	-2,22	-1,10	2,52	1,96	3,08
	1000	-2,26	-2,94	-1,58	3,12	2,44	3,80
Avril	10	-1,18	-4,41	2,06	13,32	10,08	16,55
	20	-4,98	-8,73	-1,23	17,12	13,37	20,87
	50	-8,17	-12,44	-3,90	20,31	16,04	24,58
	100	-13,95	-19,29	-8,61	26,09	20,75	31,43
	1000	-19,73	-26,24	-13,23	31,87	25,37	38,38
Mai	10	10,46	-4,34	25,25	76,78	61,99	91,58
	20	-6,91	-24,07	10,24	94,15	77,00	111,31
	50	-21,52	-41,07	-1,97	108,76	89,21	128,31
	100	-47,97	-72,41	-23,53	135,21	110,77	159,65
	1000	-74,43	-104,18	-44,67	161,67	131,91	191,42
Juin	10	133,59	111,97	155,22	230,55	208,92	252,17
	20	108,20	83,12	133,28	255,94	230,86	281,02
	50	86,85	58,27	115,42	277,29	248,72	305,87
	100	48,18	12,46	83,91	315,96	280,23	351,68
	1000	9,52	-33,97	53,01	354,62	311,13	398,11
Juillet	10	187,60	157,09	218,11	324,36	293,85	354,87
	20	151,78	116,39	187,16	360,18	324,80	395,57
	50	121,65	81,34	161,96	390,31	350,00	430,62
	100	67,11	16,71	117,51	444,85	394,45	495,25
	1000	12,56	-48,79	73,92	499,40	438,04	560,75
Août	10	252,17	216,66	287,68	411,35	375,84	446,86
	20	210,48	169,30	251,66	453,04	411,86	494,22
	50	175,42	128,51	222,34	488,10	441,18	535,01
	100	111,94	53,28	170,60	551,58	492,92	610,24
	1000	48,46	-22,95	119,86	615,06	543,66	686,47
Septembre	10	240,77	204,21	277,32	404,63	368,08	441,19
	20	197,85	155,46	240,24	447,55	405,16	489,94
	50	161,76	113,46	210,05	483,64	435,35	531,94
	100	96,41	36,02	156,79	548,99	488,61	609,38
	1000	31,06	-42,45	104,56	614,34	540,84	687,85

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		\hat{Q}_T	Intervalle de confiance		\hat{Q}_{1-T}	Intervalle de confiance	
			Inf	Sup		Inf	Sup
Octobre	10	70,33	38,66	102,01	212,33	180,65	244,00
	20	33,14	-3,59	69,88	249,52	212,78	286,25
	50	1,87	-39,98	43,72	280,79	238,94	322,64
	100	-54,76	-107,08	-2,43	337,42	285,09	389,74
	1000	-111,38	-175,08	-47,69	394,04	330,35	457,74
Novembre	10	0,37	-8,41	9,14	39,69	30,92	48,47
	20	-9,93	-20,11	0,24	49,99	39,82	60,17
	50	-18,60	-30,19	-7,01	58,66	47,07	70,25
	100	-34,28	-48,77	-19,79	74,34	59,85	88,83
	1000	-49,97	-67,61	-32,32	90,03	72,38	107,67
Décembre	10	-0,93	-1,86	-0,01	3,21	2,29	4,14
	20	-2,02	-3,10	-0,95	4,30	3,23	5,38
	50	-2,94	-4,16	-1,71	5,22	3,99	6,44
	100	-4,59	-6,12	-3,06	6,87	5,34	8,40
	1000	-6,25	-8,11	-4,38	8,53	6,66	10,39
Pluie annuelle	10	1094,06	999,72	1188,39	1516,94	1422,61	1611,28
	20	983,30	873,90	1092,70	1627,70	1518,30	1737,10
	50	890,16	765,53	1014,80	1720,84	1596,20	1845,47
	100	721,51	565,68	877,34	1889,49	1733,66	2045,32
	1000	552,86	363,16	742,56	2058,14	1868,44	2247,84

Tableau III-10 : Quantiles des débits caractéristiques déterminés par la méthode graphique

Période	Réurrence (année)	Quantile des pluies faibles			Quantile des pluies fortes		
		\hat{Q}_T	Intervalle de confiance		$Q_{1,T}$	Intervalle de confiance	
			Inf	Sup		Inf	Sup
Q _{max}	5	488,17	403,76	572,58	856,19	771,78	940,60
	10	391,78	293,90	489,67	952,58	854,69	1050,46
	20	310,73	199,21	422,25	1033,63	922,11	1145,15
	100	163,96	24,53	303,39	1180,40	1040,97	1319,83
	1000	17,19	-152,55	186,93	1327,17	1157,43	1496,91
DCC	5	314,63	261,43	367,82	546,55	493,36	599,75
	10	253,89	192,20	315,57	607,29	545,61	668,98
	20	202,81	132,53	273,09	658,37	588,09	728,65
	100	110,31	22,44	198,18	750,87	663,00	838,74
	1000	17,82	-89,15	124,79	843,36	736,39	950,33
DC6	5	10,82	8,85	12,79	19,42	17,45	21,39
	10	8,57	6,28	10,85	21,67	19,39	23,96
	20	6,67	4,07	9,28	23,57	20,96	26,17
	100	3,24	-0,02	6,50	27,00	23,74	30,26
	1000	-0,19	-4,16	3,78	30,43	26,46	34,40
DC10	5	0,97	0,73	1,21	2,03	1,79	2,27
	10	0,69	0,41	0,98	2,31	2,02	2,59
	20	0,46	0,14	0,78	2,54	2,22	2,86
	100	0,04	-0,36	0,44	2,96	2,56	3,36
	1000	-0,38	-0,87	0,10	3,38	2,90	3,87
DCE	5	0,99	0,99	1,00	1,03	1,02	1,03
	10	0,98	0,98	0,99	1,04	1,03	1,04
	20	0,98	0,97	0,99	1,04	1,03	1,05
	100	0,96	0,95	0,98	1,06	1,04	1,07
	1000	0,95	0,93	0,97	1,07	1,05	1,09
Module	5	57,06	47,90	66,23	97,02	87,85	106,18
	10	46,60	35,98	57,23	107,48	96,85	118,10
	20	37,80	25,70	49,91	116,28	104,17	128,38
	100	21,87	6,73	37,01	132,21	117,07	147,35
	1000	5,94	-12,49	24,36	148,14	129,72	166,57

La méthode Gauss donne des résultats satisfaisants, assez proches de ceux obtenus par la méthode des moments. La loi de Gumbel (dont les résultats sont en annexe) par contre a donné des résultats qui s'écartent un peu plus de ceux obtenus par la méthode des moments.

Nous pouvons ainsi dire que la loi de Gauss est plus adaptée que celle de Gumbel à nos échantillons.

Les valeurs négatives des quantiles obtenus n'ont aucune signification physique réelle, mais ils traduisent tout de même un déficit de la pluviométrie et/ou de l'écoulement. D'ailleurs c'est en période d'étiage (caractérisée par une absence de pluie et d'écoulement) que ces valeurs négatives apparaissent.

Par ailleurs, pour réaliser cette analyse statistique, nous avons utilisé les dix (10) lois statistiques contenues dans le logiciel HYDRACCESS développé à par l'IRD. Quelques résultats obtenus sont donnés ci-dessous (tableaux III-11 et III-12 et figures III-3 et III-4) :

Tableau III-11 : Quantiles des pluies de janvier de la période 1921-1922 à 1957-1958 générés par HYDRACCESS

Fréquence	Réurrence	V. Normale	Gauss	Gumbel	Galton	Pearson3	Pearson5
0,002	500	-2,88	-1,98	-0,22	0,00	0,00	0,00
0,005	200	-2,58	-1,76	-0,20	0,00	0,00	0,00
0,010	100	-2,33	-1,58	-0,18	0,00	0,00	0,00
0,020	50	-2,05	-1,38	-0,16	0,00	0,00	0,00
0,050	20	-1,65	-1,08	-0,13	0,00	0,00	0,00
0,100	10	-1,28	-0,81	-0,10	0,00	0,00	0,00
0,200	5	-0,84	-0,49	-0,05	0,00	0,00	0,00
0,333	3	-0,43	-0,19	-0,01	0,00	0,00	0,00
0,500	2	0,00	0,12	0,05	0,00	0,00	0,00
0,667	3	0,43	0,44	0,11	0,00	0,00	0,00
0,800	5	0,84	0,74	0,19	0,00	0,05	0,00
0,900	10	1,28	1,06	0,28	0,00	0,27	0,00
0,950	20	1,65	1,32	0,36	0,00	0,70	0,00
0,980	50	2,05	1,62	0,48	0,00	1,51	0,00
0,990	100	2,33	1,82	0,56	0,00	2,23	0,00
0,995	200	2,58	2,00	0,65	0,00	3,03	0,00
0,998	500	2,88	2,22	0,76	0,00	4,16	0,00

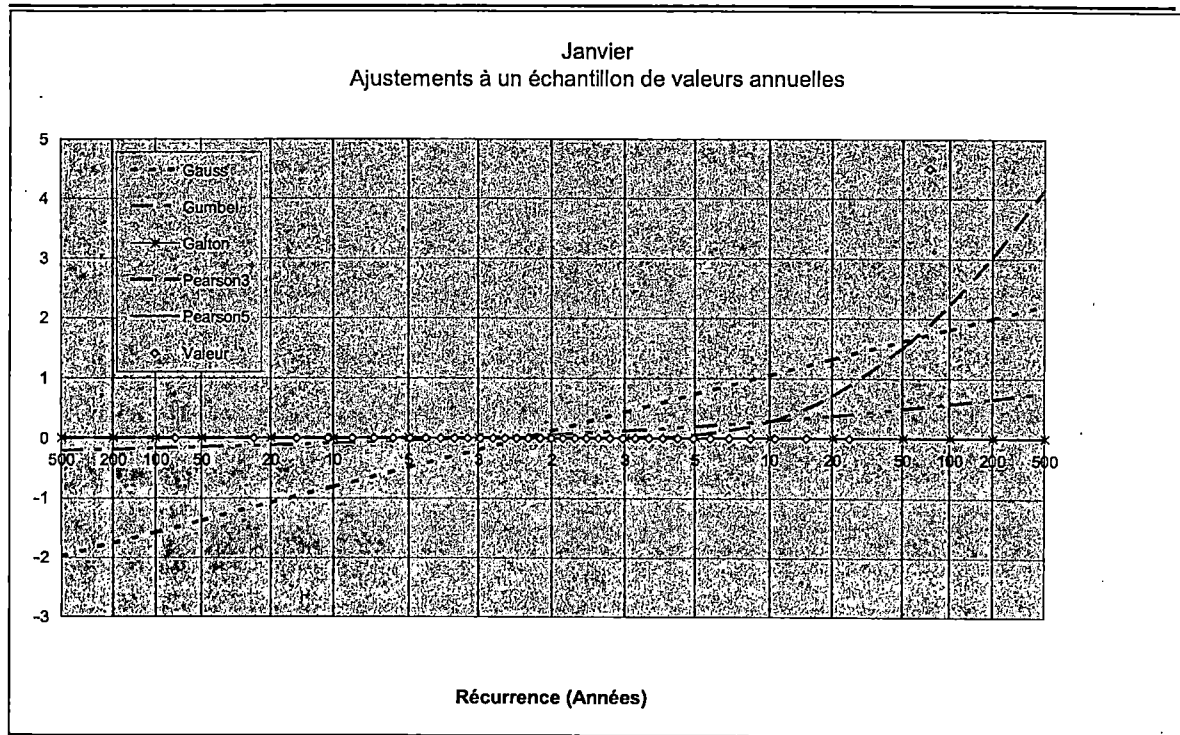


Figure III-3 : Ajustement statistique des pluies de janvier

Tableau III-12 : Quantiles des pluies d'août de la période 1921-1922 à 1957-1958 générés par HYDRACCESS

Fréquence	Récurrence	V. Normale	Gauss	Gumbel	Galton	Pearson3	Pearson5
0,002	500	-2,88	58,62	113,09	79,43	74,09	86,35
0,005	200	-2,58	87,31	128,01	103,22	99,11	108,66
0,010	100	-2,33	110,99	141,12	123,24	120,21	127,65
0,020	50	-2,05	136,86	156,37	145,54	143,49	148,84
0,050	20	-1,65	175,66	181,32	179,81	179,01	181,67
0,100	10	-1,28	210,14	205,93	211,12	211,22	211,91
0,200	5	-0,84	251,89	239,42	250,15	250,99	249,92
0,333	3	-0,43	290,89	275,12	287,74	288,91	286,88
0,500	2	0,00	331,76	318,19	328,36	329,49	327,21
0,667	3	0,43	372,64	368,32	370,25	370,91	369,23
0,800	5	0,84	411,63	424,17	411,45	411,21	411,00
0,900	10	1,28	453,38	494,34	456,94	455,22	457,61
0,950	20	1,65	487,86	561,64	495,60	492,26	497,66
0,980	50	2,05	526,67	648,77	540,35	534,68	544,50
0,990	100	2,33	552,54	714,05	570,92	563,34	576,79
0,995	200	2,58	576,21	779,10	599,43	589,95	607,13
0,998	500	2,88	604,90	864,92	634,68	622,41	644,84

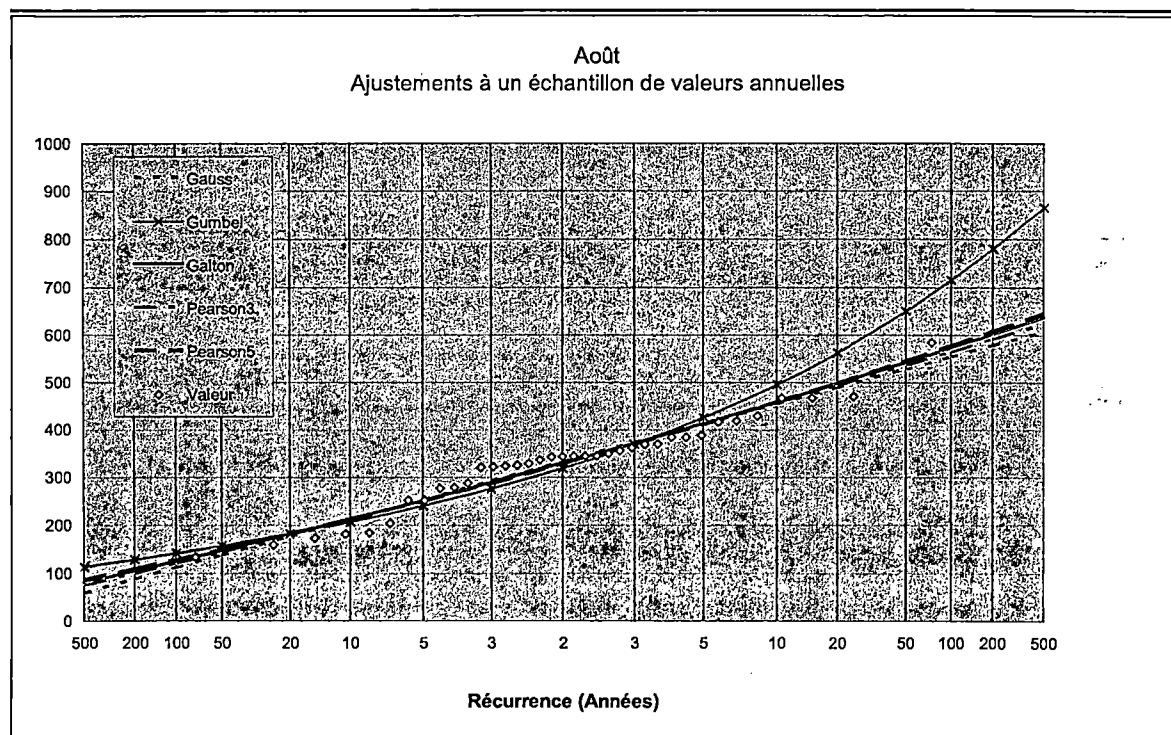


Figure III-4 : Ajustement statistique des pluies d'août

Ces tableaux de paramètres donnés par le logiciel HYDRACCESS montrent que les écarts sont faibles avec les valeurs que nous avons obtenues par le calcul. Ce qui nous permet de dire que les ajustements effectués sont de bonne qualité.

Le test de Brunet-Moret (1978) permet de faire le choix entre différentes formulations mathématiques par l'ajustement soit d'un seul paramètre, soit de deux paramètres, soit en encore de plusieurs paramètres. Il est basé sur la divergence entre l'échantillon observé et l'échantillon idéal. Le meilleur ajustement est celui qui donne la plus faible divergence. Celui-ci permet d'affirmer que ces échantillons s'ajustent mieux à la loi de Gauss qu'à celle de Gumbel.

Chapitre IV - Modélisation pluie - débit en hydrologie

IV.1 - Généralités

La modélisation hydrologique permet la mise en œuvre d'un modèle afin de représenter mathématiquement les processus du cycle hydrologique. Cette représentation consiste en une simplification totale ou partielle de ces processus. Le dictionnaire de l'environnement définit un modèle comme étant « une représentation simplifiée, relativement abstraite, d'un processus ou d'un système, en vue de le décrire, de l'expliquer ou de le prévoir » (Renaud, 2004). Du fait que le comportement d'un bassin versant est un phénomène que l'on ne peut observer directement, un modèle s'avère nécessaire pour sa description et son analyse (Andréassian, 2002).

Bien qu'un modèle hydrologique ne puisse représenter exactement la réalité d'un bassin versant, celui-ci constitue tout de même un moyen efficace dans la résolution des questions relatives à la gestion des ressources en eau, surtout lorsque la question se pose en terme de disponibilité (Touazi et Laborde, 2004).

Un modèle pluie - débit permet la simulation des débits à partir des données de la pluie tombée dans le bassin versant (Miossec, 2004 ; Ollivier, 2004 ; Berthier, 2005). Les variables d'entrée ou variables de forçage sont constituées des pluies et des moyennes de l'évapotranspiration potentielle (ETP) tandis que variables de sortie sont débits (Q) générés par le modèle.

Les modèles prennent en compte les variables d'état (taux de saturation du sol, pente...) qui caractérisent le système étudié et les paramètres qui sont les caractéristiques du bassin versant sans avoir une interprétation physique (Gaume, 2003-2004).

La modélisation pluie-débits offre de nombreux avantages (Michel, 1989 ; Abbott et Refsgaard, 1996 ; Le Lay, 2002 ; Miossec, 2004 ; Ollivier, 2004) tels que :

- Estimation des débits des cours d'eau non jaugés ;
- Dimensionnement des ouvrages d'arts (barrages, ponts, déversoirs de sécurité...) et détermination des conséquences des aménagements ;
- Simulation des débits pour la reconstitution de l'histoire du bassin (reconstitution de la chronique des débits manquants à partir de la pluviométrie) ;
- Prévision des crues et délimitation des zones inondables ;
- Prévision des étiages ;
- Prédétermination de la fréquence et de la durée des débits des crues ou des étiages ;

- Détection de la non - stationnarité du comportement du bassin versant due au changement climatique ou à l'occupation du sol ;
- La détermination du bilan hydrologique (elle fait intervenir tous les termes du bilan hydrologique : pluie, écoulements et l'évapotranspiration réelle obtenue à partir de l'évapotranspiration potentielle).

La modélisation pluie-débit se fait généralement sur des petits bassins versants tandis qu'on utilise des modèles de propagation hydrauliques pour la prévision des crues des grands bassins où l'on rencontre des problèmes tels que la prise en compte des échanges avec la nappe.

Il existe plusieurs modèles dont certains auteurs (Perrin, 2000 ; Miossec, 2004 ; Ollivier, 2004 ; Trouillet, 2006) ont donné une classification sommaire. Certains d'entre ces modèles ont des concepts simples et facilement transposables ; d'autres par contre sont basés sur des approches physiques et mathématiques qui les rendent complexes (Hundecha et al, 2001).

La modélisation hydrologique est une procédure qui permet de répondre à certaines questions qui se posent en matière de gestion des ressources en eau d'un bassin versant. Le modélisateur répond au besoin de compréhension de la dynamique d'un bassin versant et cherche à prévoir son comportement futur pour remédier aux différents maux susceptibles de survenir sur celui-ci. Parmi les questions qui peuvent retenir l'attention des modélisateurs, nous pouvons citer la pollution, la sécheresse, l'inondation, l'action anthropique, ...

Pour éviter de rendre les modèles complexes par la représentation de tous les phénomènes, des choix s'imposent pour un besoin de réalisme et de fiabilité de la modélisation bien que ces modèles soient toujours incomplets par nature (Maison, 2000).

Parmi la multitude des formules empiriques qui permettent d'assurer la transformation de la pluie en débit, Kadiougou et Şen (2001) proposent la relation simple suivante :

$$Q = C * I * A \quad (59)$$

où C représente le coefficient de ruissellement, I l'intensité de la pluie et A la surface drainée.

Les modèles hydrologiques ont pour but de faciliter cette transformation de la pluie en débit à partir d'un certain nombre de paramètres mesurés sur le terrain.

Gaume (2003 et 2004) donne une illustration du principe de fonctionnement des modèles pluie – débit qu'il schématise de la manière suivante (figure IV-1) :

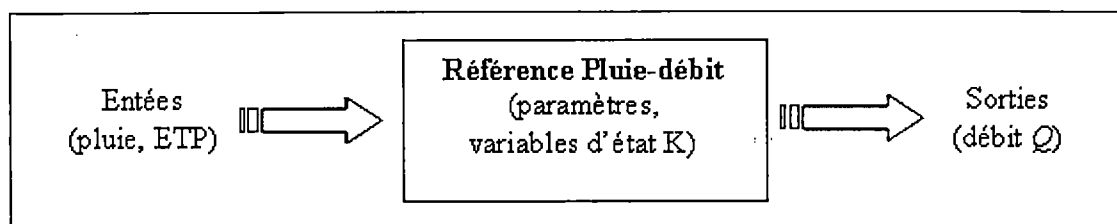


Figure IV-1 : Mode de fonctionnement des modèles pluie - débit

Cette représentation simplifiée peut être parfois très complexe selon le modèle utilisé comme nous allons le voir ci-dessous.

IV.2 - Différentes catégories des modèles

Selon la structure et/ou le mode de fonctionnement du modèle, on distingue :

- **Modèle boîte noire** : basée sur une relation mathématique (linéaire ou non) entre les variables d'entrée et de sortie. On peut citer dans cette catégorie les Réseaux de Neurones Artificiels (RNA) ; Différentielle Première de la Fonction de Transfert (DPFT)...
- **Modèles à réservoirs** : modèles paramétriques renfermant aussi bien des modèles conceptuels que des modèles empiriques. Ils décomposent les phénomènes en différents processus modélisés par des réservoirs qui vont alternativement se remplir ou se vider selon les paramètres du système hydrologique (modèle conceptuel) ou par des variables établies de façon empirique sans aucune relation physique (pour les modèles empiriques) et qui cherche à reproduire la dynamique des variables de sortie en fonction des variables d'entrée (Leviandier et al, 1995 in Bernon, 2005).
- **Modèles à base physique** : dont le fonctionnement est basé sur la résolution numérique des équations physiques (équation de Saint-Venant et de Richards). Les paramètres dans ce cas sont des données mesurables sur le terrain (Miossec, 2004). On procède à la discrétisation du bassin et ces équations sont appliquées sur chaque maille. Ces modèles

sont cependant théoriquement plus adaptés aux bassins versants non jaugés pour lesquels le calage des modèles paramétriques est impossible (Wheater et al, 1993).

Berthier (2005), Henine et Trouillet (2006) proposent une hiérarchisation des différents modèles schématisée de la façon suivante (figure IV-2) :

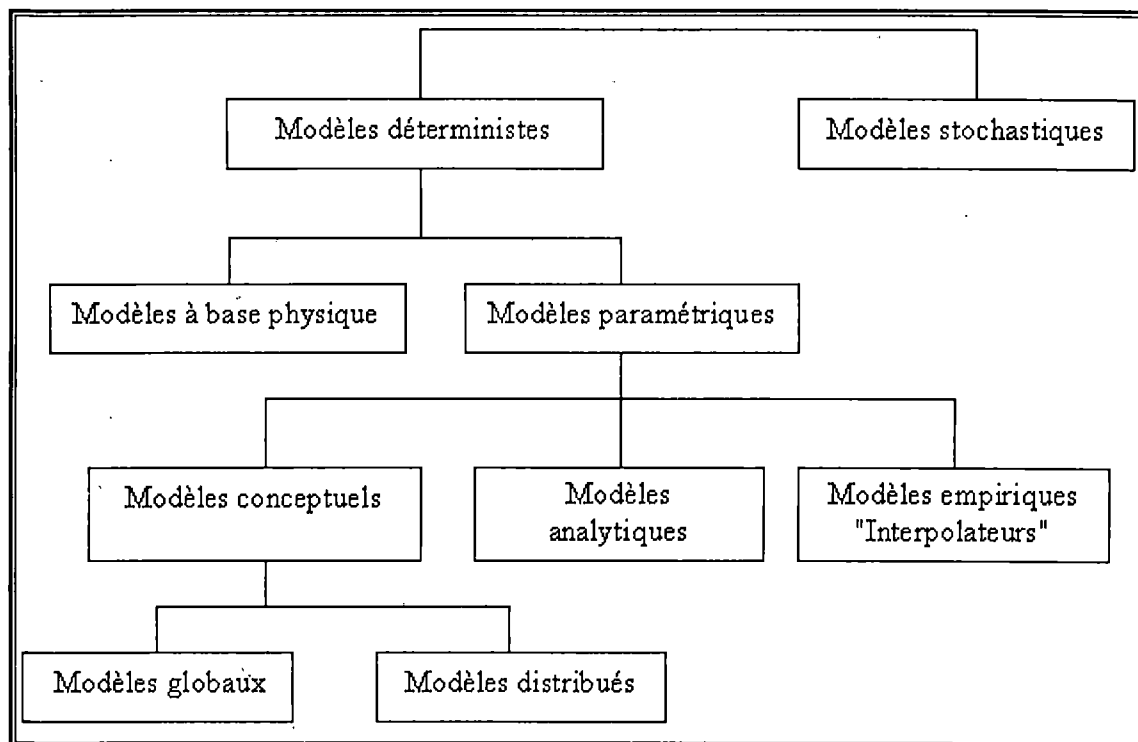


Figure IV-2 : Hiérarchie des modèles hydrologiques (d'après Gaume, 2000 in Trouillet, 2006)

Les modèles conceptuels et boîte noire sont les plus utilisés dans le contexte de recherche opérationnelle ; ceux à base physique étant beaucoup plus complexes (Rajurkar et al, 2002). Nous nous intéresserons ainsi aux modèles conceptuels qui ont montrés leur importance dans la compréhension des processus hydrologiques en mettant l'accent sur les approches globale et semi - distribuée.

En fonction de la finalité des résultats recherchés, Miquel (2006-2007) distingue les quatre catégories suivantes de modèle :

- Modèles d'interpolation ou d'extrapolation : qui permettent la reconstitution d'informations momentanément manquantes, ils permettent d'évaluer une grandeur intégratrice d'une grande diversité spatiale ;
- Modèles de simulation : basés sur la reproduction de processus à partir des observations existantes, mais ils peuvent également mener des études statistiques conformes permettant de générer le processus étudié. Ces modèles permettent de faire des projections et aident à prendre des décisions sur certains risques, y compris économiques, dans le fonctionnement des ouvrages ;
- Modèles de prévision : ils permettent de prévoir l'avenir à partir d'un instant t , et ainsi de mettre en place des systèmes d'alerte dans le cas par exemple des risques de crue, d'anticiper les périodes de sécheresse ou plus généralement, ils aident à assurer une meilleure gestion des ressources en eau d'un bassin versant ;
- Modèles de prédétermination : ils permettent d'évaluer la probabilité d'occurrence d'un événement sans toutefois préciser le moment où celui-ci se produira ; ils sont très utilisés par les projeteurs dans le dimensionnement des ouvrages tant d'hydrauliques que de Génie Civil afin de limiter les risques de destruction liés aux phénomènes hydrométéorologiques.

En recherche ces modèles peuvent être utilisés pour faciliter l'interprétation de la qualité des données mesurées et proposer ensuite des scénarii de fonctionnement du bassin hydrologique (Henine, 2005).

IV.3 - Différentes approches des modèles hydrologiques pluie - débit

Selon que le bassin versant est considéré comme une entité unique homogène ou qu'il est subdivisé en plusieurs sous - unités, les modèles hydrologiques peuvent être envisagés suivant différentes approches.

a) Approche globale : qui considère l'ensemble du bassin versant comme une entité homogène dans laquelle on considère des valeurs moyennes aussi bien pour la pluie que pour les paramètres du bassin versant.

L'approche globale présente l'avantage dû au fait que sa mise en œuvre est aisée grâce au faible volume des variables d'entrée (pluie, température, ETP) mais cette approche présente néanmoins des limites comme : difficulté de prendre en compte une organisation

différente des activités anthropiques sur le bassin ; prise en compte les apports ponctuels de façon globale sans localisation sur le bassin (Bernon, 2005).

En raison de ces difficultés, il est nécessaire de considérer le bassin versant comme un ensemble hétérogène de plusieurs sous - unités homogènes. Ceci permet d'envisager la simulation suivant une approche (semi-) distribuée.

b) Approche semi - distribuée : dans laquelle le bassin versant est divisé en sous - bassin constituant des zones homogènes pour le paramètre considéré (pluie, géologie, topographie, type de végétation, perméabilité du sol, ...).

c) Approche distribuée : dans laquelle on procède à une discrétisation totale du système en mailles régulières (sans a priori sur les éventuelles hétérogénéités) dont chacune est considérée comme homogène.

Le principal obstacle dans l'application des modèles distribués est le manque des données suffisantes constituant les entrées du modèle dans les différents sous bassins.

Notons que l'approche semi - distribuée peut se faire de différentes manières à savoir :

- Distribution des pluies et des paramètres, ce qui constitue une **approche distribuée vraie** ;
- Distribution des pluies seules, les paramètres étant considérés comme étant homogènes sur l'ensemble du bassin : on parle **d'approche semi-distribuée limitée aux pluies** ;
- Distribution des paramètres seuls, les pluies étant considérées homogènes sur l'ensemble du bassin : on parle **d'approche semi-distribuée limitée aux paramètres**.

Ces deux dernières approches constituent des formes intermédiaires de l'approche semi-distribuée vraie (Plantier, 2003).

Dans cette distribution de la pluie et des paramètres, Oddos (2005) et Plantier (2003) ont déterminé un certain nombre de paramètres ou indices appliqués aux différentes approches distribuée et semi - distribuée. Oddos (2002) en arrive à la conclusion que trois indices jouent un rôle majeur sur les performances du modèle. Nous pouvons constater que les trois indices sont liés à l'évènement pluvieux et n'ont aucun lien ni avec le modèle utilisé ni avec le bassin versant. Il s'agit de :

➤ Coefficient de corrélation n°1 (*Cor1*) :

$$\text{Cor1} = \frac{\sum_i^n P_1^i * P_2^i - \frac{\left(\sum_i P_1^i\right) * \left(\sum_i P_2^i\right)}{n}}{\sqrt{\left(\sum_i (P_1^i - \bar{P}_1)\right) * \left(\sum_i (P_2^i - \bar{P}_2)\right)}} \quad (60)$$

avec P_k^i la pluie du bassin versant au pas de temps i et n le nombre de pas de temps sur la période étudiée.

Ce coefficient permet de caractériser la ressemblance des deux séries de données. Lorsque ce coefficient prend une valeur de +1 ou -1, on dit qu'il existe une relation linéaire entre les deux variables, alors qu'une valeur nulle du coefficient est le signe d'une indépendance des deux variables (P_1 et P_2).

- Coefficient de corrélation n°2 (*Cor2*) : qui a la même formule que *Cor1* à la seule différence qu'il ne s'applique qu'aux jours pluvieux. La suppression des jours non pluvieux permet d'éviter l'augmentation du coefficient causée par les valeurs nulles de la pluviométrie.
- L'indice de similarité des pluies (*Ipl*) :

$$Ipl = 1 - \frac{2 * \sum_i (P_1^i - P_2^i)^2}{\sum_i \left((P_1^i - \bar{P}_1)^2 + (P_2^i - \bar{P}_2)^2 \right)} \quad (61)$$

où P_k^i est la pluie journalière du bassin versant k au pas de temps i et \bar{P}_k est la pluie moyenne pour le bassin versant k sur la période étudiée.

Le numérateur de cet indice permet de quantifier l'écart entre les deux pluies. Lorsque $P_1^i = P_2^i$ à chaque pas de temps, $Ipl = 1$ ce qui signifie que les deux événements pluvieux (P_1 et P_2) sont parfaitement identiques. En revanche, Ipl prend une valeur négative très élevée pour des pluies très hétérogènes.

Par ce coefficient il est possible de caractériser la similarité de comportement entre deux bassins. Il suffit pour cela de remplacer les pluies par les débits qui en fait sont l'expression de la réponse du bassin versant à l'évènement pluvieux.

$$I_c = 1 - \frac{2 * \sum_i (Q_1^i - Q_2^i)^2}{\sum_i ((Q_1^i - \bar{Q}_1)^2 + (Q_2^i - \bar{Q}_2)^2)} \quad (62)$$

Dans notre étude, nous avons utilisé les données pluviométriques de la station de Fongolembi pour déterminer l'indice de similarité des pluies et envisager le comblement des données manquantes à partir de celles-ci. Mais s'est trouvé que cet indice de similarité est loin d'être proche de la valeur 1 pour pouvoir faire une corrélation entre les deux stations. Les valeurs obtenues sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau IV-1).

Tableau IV-1 : Indice de similarité des pluies de Kédougou et de Fongolembi

Periode (année)	I _p
1	-0,10363037
2	-0,05790632
3	0,00379387
4	0,02690498
5	0,03200254
6	0,02736316
7	0,04136374
8	0,06367128
9	0,06353475
10	0,06905002

Serna (2005) a défini le coefficient d'irrégularité des pluies *CP* (%) de la manière suivante :

$$CP(\%) = 100 \cdot \left(\frac{P_{mx} - P_{mn}}{\bar{P}_m} \right) \quad (63)$$

où P_{mx} représente la pluie mensuelle moyenne du mois le plus pluvieux, P_{mn} la pluie mensuelle moyenne du mois le moins pluvieux et \bar{P}_m la pluie moyenne mensuelle (Serna, 2005).

IV.4 - Procédure expérimentale utilisée en modélisation

La modélisation se fait suivant trois phases qui sont la phase de calage, la phase de contrôle et la phase de validation.

IV.4.1 - Phase de calage

C'est la phase d'optimisation au cours de laquelle le modèle extrait, grâce aux données d'entrée et de sortie, des informations permettant d'attribuer des valeurs aux paramètres en vue de reproduire le comportement du système naturel (Canelo, 1989 in Nascimento, 1991 ; Cishahayo, 1995 ; Madsen, 2000).

Le modèle n'a pas pour but de générer des séries des débits parfaitement identiques à celles des débits observés, la phase de calage permet de réduire les écarts entre les deux séries. Une bonne compréhension des caractéristiques physiques telles que le sol et la végétation permet une meilleure attribution des valeurs des paramètres du modèle (Wilk et Hughes, 2002).

Il est nécessaire de déterminer les conditions initiales du système concerné. Cette phase d'initialisation consiste à donner des valeurs arbitraires au système non mesurables sur le terrain. En ce qui concerne les modèles GR4J et GR2M, elles représentent le niveau des deux réservoirs de production et de routage. Il est possible que l'initialisation soit faite par la méthode dite du "spin up" qui consiste à faire tourner le modèle en considérant comme valeurs initiales en entrée, les valeurs finales obtenues en sortie d'une initialisation précédente. Ce qui permet d'éviter la phase de mise en route (Trouillet, 2006).

IV.4.2 - Phase de contrôle

Elle consiste en une détection, sur le comportement des paramètres, de la présence d'éventuelles erreurs résiduelles, la vérification de l'architecture et de la structure du modèle.

On fait l'analyse des paramètres en terme de valeur absolue, de variance, de corrélation des paramètres et de sensibilité.

La valeur absolue d'un paramètre doit être en rapport soit avec une caractéristique physique du bassin versant qu'il représente, soit avec des valeurs du même paramètre dans des bassins comparables, soit encore avec une moyenne régionale.

La variance doit être faible sinon les paramètres du terrain et ceux considérés dans le modèle ne seraient pas identiques.

Une corrélation forte et une convergence lente lors du calage sont la preuve de la similarité entre la structure calée dans le modèle et la structure qu'elle représente dans sa réalité sur le terrain.

La sensibilité du modèle se mesure en calculant la dérivée partielle d'une variable d'état ou de la fonction critère par rapport à chaque paramètre ou à chaque variable d'entrée. Ceci permet d'évaluer, selon la sensibilité de chacun d'eux (variables d'entrée ou paramètres), les erreurs dues aux variables d'entrée et aux paramètres sur les variables de sortie.

Ce contrôle peut aboutir à des modifications de l'architecture et de la structure du modèle.

IV.4.3 - Phase de validation

Elle consiste à appliquer le modèle ainsi calé et contrôlé sur des périodes autres que celles ayant servis au calage.

IV.5 - Evaluation de la performance d'un modèle

La performance d'un modèle est sa capacité à pouvoir générer des résultats qui reflètent la réalité sur le terrain (critère de qualité), à conserver la qualité de ses résultats aussi bien au calage qu'au contrôle (robustesse) et à s'adapter à un autre bassin versant (fiabilité) (Miossec, 2004).

Deux approches permettent d'évaluer la performance d'un modèle :

- **Une approche qualitative** : il s'agit d'un calage manuel fastidieux qui renferme une part de subjectivité (due au jugement de l'observateur) car elle est basée sur l'observation de la chronique des débits calculés par le modèle par rapport à celle des débits mesurés (ou observés).
- **Une approche quantitative** : elle permet un calage automatique basé sur la formulation mathématique de la fonction critère, ce qui est beaucoup plus rapide, plus objectif et exempt de jugement de l'observateur (Nascimento, 1999 ; Plantier, 2003 ; Serna, 2005). Le critère le plus connu et le plus utilisé en dans les modèles conceptuels pluies - débits est le critère de Nash et Sutcliffe (1970) qui s'exprime de la manière suivante :

$$Nash(Q) = \left[1 - \frac{\sum_j (Q_{obs}^j - Q_{calc}^j)^2}{\sum_j (Q_{obs}^j - \bar{Q}_{obs})^2} \right] * 100 \quad (64)$$

où Q_{obs}^j et Q_{calc}^j représentent respectivement les débits observés et calculés (ou simulés) au pas de temps j , et \bar{Q}_{obs} la moyenne des débits observés.

- Pour un critère de $Nash=100$, la simulation est dite parfaite (ce qui est rare ou impossible à atteindre) et la simulation est de moins en moins bonne au fur et à mesure que le critère de $Nash$ diminue. Cependant, le résultat de ce critère est à relativiser car même lorsqu'il est égal à 84%, il y a environ 40% d'erreur relative.
- L'annulation de ce critère de $Nash$ correspond à une performance d'un modèle dit « naïf » qui considère une valeur constante pour les débits calculés par le modèle, cette valeur étant égale à la moyenne des débits observés (\bar{Q}_{obs}) sur toute la période d'observation.
- Une valeur négative du critère de $Nash$ donne une simulation encore moins bonne que dans le cas d'un modèle « naïf ».

Cette expression de $Nash$ déterminée directement à partir des débits observés et calculés donne beaucoup d'importance aux débits élevés (débits de crue). Il est possible d'atténuer l'importance de ces débits élevés en déterminant un $Nash(\sqrt{Q})$ qui est donné par l'expression suivante :

$$Nash(\sqrt{Q}) = \left[1 - \frac{\sum_j (\sqrt{Q_{obs}^j} - \sqrt{Q_{calc}^j})^2}{\sum_j (\sqrt{Q_{obs}^j} - \sqrt{\bar{Q}_{obs}})^2} \right] * 100 \quad (65)$$

Cette expression, quant à elle, donne l'importance aux débits moyens c'est-à-dire qu'il donne de l'importance autant aux débits élevés qu'aux débits faibles.

Une troisième expression de Nash donne l'importance aux débits faibles d'étiage est le $Nash(\ln Q)$. On remplace \sqrt{Q} par $\ln Q$. Dans ce cas, pour éviter l'impossibilité due à une valeur nulle de débit, on ajoute à celui-ci le quarantième du module sur les données observées (Berthier, 2005).

L'on estime que la simulation est de mauvaise qualité lorsque le critère de *Nash* est faible, elle est acceptable lorsque l'on a un $Nash > 70\%$ et cette simulation est dite parfaite pour un $Nash = 100\%$ (Trouillet, 2006).

En matière de prévision, la performance d'un modèle est évaluée par le critère de persistance G défini par Wallis et Todini (1975) in Ollivier (2004) qui permet de comparer la prévision naïve qui maintient le débit constant entre t et $t+\Delta t$.

$$G = 1 - \frac{\sum_t [Q(t+\Delta t) - C_B(t+\Delta t)]^2}{\sum_t [Q(t+\Delta t) - Q(t)]^2} \quad (66)$$

où $Q(t+\Delta t)$ représente le débit observé à $t+\Delta t$ et $C(t+\Delta t)$ le débit prévu par le modèle pour un instant $t+\Delta t$.

IV.6 - Ecart des performances entre approche globale et approche semi-distribuée

Les deux critères ci-dessous permettent d'évaluer l'écart des performances entre les deux approches :

IV.6.1 - Ecart absolu (ΔN)

$$\Delta N = ND - NG \quad (67)$$

si ΔN est positif, on dit que l'approche semi-distribuée apporte une amélioration à la simulation par rapport à l'approche globale ; si par contre ΔN est négatif ou nul, il est préférable de se limiter à une approche globale qui est à cet effet satisfaisante et moins onéreuse que l'approche semi-distribuée qui n'apporterait pas dans ce cas d'amélioration.

IV.6.2 - Ecart relatif (NOR)

$$NOR = \frac{ND - NG}{100 - NG} \quad (68)$$

L'écart absolu étant relativement influencé par le critère de *Nash* obtenu à partir de l'approche globale *NG*, on se propose de déterminer l'écart relatif qui permet d'estimer la part d'amélioration due à la semi - distribution (*ND-NG*) par rapport au reste de l'amélioration permettant d'obtenir une simulation parfaite (*100-NG*).

IV.7 - Détermination des incertitudes

Au cours du travail de modélisation, la complexité plus ou moins grande du modèle, la manière de considérer le bassin versant (selon qu'il est considéré comme une unité homogène ou comme un ensemble hétérogène de sous-unités homogènes) et la difficulté d'optimisation des paramètres pendant le calage peuvent générer des incertitudes. Il est donc important de pouvoir les quantifier et prendre du recul sur les résultats obtenus. Il est ainsi nécessaire de pouvoir quantifier les erreurs dues au modèle au cours de la simulation (Uhlenbrook et al, 1999 ; Berthier, 2005).

Dans le souci de mieux représenter la réalité du fonctionnement du bassin versant pendant le calage, les modélisateurs ont tendance à aller vers la sur-paramétrisation et la sur-complexité des modèles. On voit ainsi apparaître de nombreux paramètres optimaux, ce qui abouti à un phénomène d'équifinalité (Miossec, 2004).

Habituellement ces erreurs étaient déterminées en faisant la différence entre les débits observés (Q_{obs}) et les débits calculés par le modèle (Q_{cal}), celles-ci ne sont plus acceptées pour une utilisation pratique du fait qu'une erreur absolue peut être mineure en période de crue et excessive en période d'étiage.

Berthier (2005) propose, pour quantifier l'incertitude relative que nous notons I_r , le rapport entre le débit observé et le débit calculé :

$$I_r = \frac{Q_{obs}}{Q_{cal}} \quad (69)$$

Ceci constitue l'erreur relative pour chaque observation. L'auteur en arrive à la conclusion suivante : les débits faibles et les débits exceptionnels de crue sont fortement sous-estimés alors que les débits de pointe sont surestimés.

IV.8 - Quelques travaux de modélisation (synthèse bibliographique)

Nascimento (1991) a utilisé le modèle conceptuel pluie-débit GR3J pour modéliser les processus du cycle hydrologique dans des cours d'eau intermittents. Des essais de changement du modèle ont été réalisés après la mise en évidence des « raisons des inadéquations du modèle dans la représentation de phénomènes dans quelques bassins ». Ce qui l'a conduit de choisir la version à 4 paramètres pour représenter ces processus.

Edijatno et al. (1999) présentent le modèle GR3J et font remarquer que malgré sa simplicité et son faible nombre de paramètres, il est aussi performant qu'un modèle plus complexe comme la version simplifiée à 5 paramètres de TOPMODEL. Ce modèle s'est révélé être un outil important de gestion de l'eau aussi bien dans le cas des bassins de rétention que dans la détection de l'altération du cycle hydrologique due à l'action de l'homme. Mais ce modèle ne peut toutefois pas être utilisé pour les prédictions de longue durée.

Uhlenbrook et al. (1999) ont utilisé le modèle HBV sur un bassin versant montagneux du Sud-Ouest de l'Allemagne pour quantifier les incertitudes dues à l'identification d'une structure représentative et à la détermination des paramètres d'un modèle conceptuel pluie-débit. Le calage a été fait sur une période de 10 ans, avec des paramètres générés de façon aléatoire, grâce à la procédure de Monte Carlo qui a donné de bons résultats des débits simulés comparativement aux débits observés. Les auteurs se sont rendus compte que la difficulté dans l'identification de la structure du modèle engendre des incertitudes qui sont légèrement inférieures à celles dues aux paramètres du modèle.

Berthier (2005) se propose dans son travail de quantifier les incertitudes des débits calculés par un modèle conceptuel pluie-débit. Etant donné que la modélisation est une représentation imparfaite de la réponse du bassin versant, il est nécessaire de connaître l'ordre de grandeur des incertitudes. L'auteur a utilisé les modèles TOPMO et GR4J pour la simulation des débits et la détermination des incertitudes a été faite grâce à deux méthodes :

- méthode dérivée de la méthode Monte Carlo basée sur une approximation linéaire des écarts-types des paramètres du modèle et
- méthode GLUE basée sur l'échantillonnage par ordre d'importance.

L'auteur a ensuite proposé une méthode qui consiste en fait à déterminer l'incertitude relative des débits simulés. Alors que les méthodes classiques de détermination des erreurs n'ont pas donné des résultats satisfaisants, la méthode proposée par l'auteur a donné des bons résultats à partir de deux méthodes différentes, TOPMO et GR4J.

Plantier (2003) cherche à déterminer la part des caractéristiques physiques d'un bassin versant pour la comparaison des approches globale et semi-distribuée en modélisation pluie-débit. L'auteur en arrive à la double conclusion suivante :

- Si la distribution des paramètres est associée à celle des pluies, on obtient des simulations meilleures qu'une approche globale ;
- Si par contre la distribution des paramètres est associée à une pluie globale (moyenne sur l'ensemble du bassin versant), les résultats d'une telle simulation sont moins bons que ceux obtenus à partir d'une approche globale.

Oddos (2002) cherche à déterminer l'intérêt de l'approche semi-distribuée par rapport à l'approche globale en modélisation pluie-débit. L'auteur a utilisé quatre modèles de structures différentes qui sont : HBV (9 paramètres), TOPMO (7 paramètres), GR4J (4 paramètres) et IHAC (7 paramètres).

L'auteur a déterminé un certain nombre de paramètres qui permettent d'obtenir de meilleurs résultats dans une approche semi-distribuée. Il conclut que trois paramètres jouent un rôle important sur la performance du modèle. Ces trois paramètres sont tous liés à l'évènement pluvieux. Ce sont : le coefficient de corrélation n°1, le coefficient de corrélation n°2 et l'indice de similarité des pluies.

Giustolisi et Laucelli (2005) précisent que pour construire un modèle, il est important de bien comprendre les caractéristiques structurales du modèle à partir duquel il est conçu. Ils ont utilisé le Réseau de Neurones Artificiels pour pouvoir y apporter des améliorations. Ils se sont rendus compte que les performances du modèle sont influencées par le type de bruit et propriétés mathématiques de celui-ci. Par ailleurs, ils constatent également que le grand nombre de paramètres et la présence des bruits non gaussiens gênent la généralisation du modèle.

Ollivier (2004) a utilisé deux modèles pluie-débit (GR4J et TOPMODEL) sur le bassin de la Seine dans le but de faire de la prévision et de ramener le délai de celle-ci à trois jours. En effet, en 1910 ce cours d'eau a connu une crue centennale dont les dégâts étaient très importants. La survenue d'une telle crue de nos jours entraînerait des dégâts qui sont estimés à environ 12 milliards d'euro. Dans sa phase de prévision, le but recherché par l'auteur était de trouver une méthode appropriée de mise à jour. Des erreurs relatives importantes ont été remarquées en ce qui concerne les faibles débits. Cela est certainement dû aux écluses et barrages de navigation, ouvrages qui posent des problèmes dans la mesure des débits dans bassin versant. En simulation de bons résultats ont été obtenus ; ceux-ci étaient similaires pour les deux méthodes utilisées. En ce qui concerne la prévision de courte durée (1 à 3 jours), les modèles simples avec des méthodes de mise à jour simple sont plus efficace que les méthodes de mise à jour complexe comme la méthode de Yang ; mais pour des prévisions de longue durée (au-delà de 3 jours), la mise à jour nécessite des méthodes plus complexes telle que la méthode de Yang qui est plus respectueuse du mode de fonctionnement des modèles pluie-débit. Cette relative efficacité s'apparente toutefois à celle d'une méthode aussi simple que "le report des erreurs" entre les débits observés et simulés.

Miossec (2004) a utilisé les Multi-Modèles dans le but de faire de la simulation pluie-débit en vue de générer les débits manquant dans le cas des lacunes ; de faire de la prévision des crues et étiages en temps réel ; la prédétermination des crues et étiages exceptionnels (dont la période de retour est d'environ 100 ans) pour aider au dimensionnement des ouvrages et aménagements dans le cours d'eau et aussi pour déterminer les conséquences de toutes ces interventions de l'homme dans le cours d'eau. L'auteur constate que, bien certains modèles soient dans certains cas moyennement plus performants que d'autres, aucun d'entre eux ne peut être considéré comme étant systématiquement plus supérieurs aux autres. Les Multi-Modèles sont né dans le but d'exploiter la diversité des informations prise en compte dans chaque modèle et de tirer profit de leur complémentarité pour améliorer les performances des simulations. Les résultats de ces Multi-Modèles sont encourageants dans la mesure où ils réduisent la variance et les erreurs quadratiques moyennes comparativement à celle générée par chaque modèle, ce qui constitue une amélioration substantielle dans la modélisation pluie-débit. L'introduction des modèles même de moindre qualité dans les Multi-Modèles ne dégrade que peu ou pas les résultats. Il est intéressant de voir que les Multi-Modèles

présentent l'avantage de prendre en compte les informations apportées par chaque modèle, ce qui contribue à améliorer la performance de ceux-ci.

Trouillet (2006) a utilisé le modèle hydrologique GR4J pour simuler le comportement hydrologique du bassin du Haouz. Ce bassin a préalablement fait l'objet d'études et la thèse de Anne Chaponnière et le mémoire d'Alexandre Duclaux s'inscrivent dans ce cadre. Ces derniers ont utilisé le SWAT, un modèle déterministe semi-distribué à base physique et se sont confrontés à des difficultés liées à la complexité du modèle. En effet ce modèle comporte un grand nombre de paramètres physiques dont le manque de matériel a rendu difficile de mesurer. Le modèle aboutit ainsi à la surparamétrisation due au grand nombre de ses paramètres et par conséquent à l'équifinalité c'est-à-dire à l'obtention plusieurs paramètres optimaux (Miossec, 2004), bien que quelques-uns seulement de ces paramètres ont une influence réelle sur les résultats. Ainsi, Trouillet s'est proposé d'utiliser un modèle simple, le GR4J, pour caractériser le comportement de ce bassin et de faire une comparaison avec les résultats obtenus à partir du modèle à base physique, SWAT.

L'auteur remarque que le modèle à base physique donne des résultats particulièrement meilleurs lorsque les paramètres sont bien définis durant une période et que GR4J donne des bons résultats sur l'ensemble des autres périodes et particulièrement sur de longues périodes.

Payan (2007) a cherché à étudier l'influence de la prise en compte d'ouvrages comme un barrage sur la structure d'un modèle global GR4J. Le résultat optimal auquel est parvenu l'auteur n'a pas nécessité un ajout de paramètres qui serait à l'origine de la complexification du modèle. L'auteur n'a pas pu mettre en évidence le lien entre la méthode de prise en compte des barrages – réservoirs et certaines caractéristiques physiques du bassin versant, mais ce rapport a été difficile à trouver et il a proposé une solution générique. La procédure utilisée lui a permis de se rendre compte de la « sensibilité à la disponibilité des données de stockages ainsi qu'aux transferts interbassins inconnus ». Le résultat a été au-delà de son attente car plusieurs auteurs disaient que les modèles globaux étaient inadéquats pour l'évaluation des impacts d'aménagements (Sharma et Luxmoore, 1979 ; Freeze, 1980 ; Abbott et al., 1986 ; Ambroise, 1998 ; Sivapalan et al., 2002).

Perrin (2000) dans son approche comparative arrive à la conclusion que même le plus simple des modèles à réservoir donne des résultats nettement supérieurs à ceux obtenus avec

un modèle boîte noire « ne comprenant pas de schéma interne de suivi d'humidité du bassin ». Au cours l'amélioration de la structure du modèle à trois paramètres journaliers (GR3J), l'auteur a abouti à un modèle à quatre paramètres journaliers (GR4J) qui a été jugé plus performant surtout lors de la simulation des étiages.

Oudin (2004) a utilisé quatre modèles pluie – débit (GR4J et les versions globales des modèles HBV, IHACRES et TOPMODEL) en vue d'améliorer la prise en compte de l'évapotranspiration potentielle. L'auteur s'est rendu compte de la faible sensibilité des modèles concernant la formule utilisée pour la détermination de l'ETP. Finalement l'auteur a suggéré l'utilisation d'une entrée simple d'ETP plutôt que d'utiliser des formules qui dans la plupart des cas sont très demandeuses de données. Ce résultat est très important surtout en contexte opérationnel car on ne cherche dans ce cas des données d'entrée datées qui sont le plus souvent difficiles à trouver. Dans ce même contexte, souvent une seule station située à proximité au moins suffit. Ces modèles anéantissent la différence entre ETP datées et ETP interannuelles par les réservoirs de production du modèle pluie – débit. De tels modèles se comportent ainsi comme des « filtres passe – bas » qui atténuent les entrées des données climatiques.

IV.9 - Comparaison des performances des approches globale et semi-distribuée

La performance de l'approche du modèle varie et dépend de façon prépondérante de l'évènement pluvieux. Ainsi les avis divergent sur la question.

IV.9.1 - Avis favorables à l'approche globale :

- **Kokkonen et al. (2001)** obtiennent sur un petit bassin versant (0.18km²) des résultats favorables en ce sens que le modèle semi-distribué n'améliore pas les résultats.
- **Diermanse (1999)** constate qu'il n'y avait pas d'amélioration des résultats (pas de diminution de l'erreur) en faisant une distribution tenant compte de la variabilité spatiale des pluies ou de la topographie.

- **Ollivier (2004)** remarque que l'approche semi-distribuée n'apporte aucune amélioration significative à la performance du modèle et parfois semble dégrader celle-ci.

IV.9.2 - Avis favorables à l'approche semi-distribuée :

- **Michaud et Sorooshian (1994)** ont comparé un modèle distribué complexe KINEROS et un modèle plus simple du Soil Conservation Service (SCS) utilisé soit en version globale, soit en version distribuée. Il constatent qu'en ce qui concerne le modèle SCS, les résultats obtenus à partir de la version globale sont médiocres comparativement à ceux obtenus avec la version distribuée surtout lorsqu'il y a pas un calage préalable (cas d'un bassin non jaugé).
- **Uhlenbrook et al. (1999)** se rendent compte sur le bassin versant montagneux du Sud-Ouest de l'Allemagne que la qualité de la simulation est améliorée par le degré de distribution tenant compte du degré d'occupation des sols et des zones d'altitudes différentes.
- **Corral et al. (2000)** ont comparé les résultats des deux approches à partir des modèles TOPMODEL (approche globale et approche distribuée) et SCS (approche globale) sur un bassin méditerranéen caractérisé par une grande variabilité spatiale et temporelle de sa pluviométrie. Le constat est que les résultats obtenus à partir de la version distribuée de TOPMODEL se sont révélés plus satisfaisants.
- **Rajurkar et al. (2002)** ont appliqué le Réseau de Neurones Artificiels sur un grand bassin versant de la rivière Narmada en Madhya Pradesh (Inde). Les auteurs sont arrivés au constat que la subdivision du bassin versant en sous-bassins sur lesquels on applique une pluie moyenne permet d'améliorer la représentation de la relation pluie-débit.
- **Wilk et Hughes (2002)** ont appliqué le modèle Pitman sur un bassin versant comprenant certains aménagements comme des réservoirs hydro-électriques et des tunnels dont les débits étaient contrôlés. Ce dispositif rendait difficile l'acquisition des données qui se faisait par un réseau de quelques pluviomètres éparpillés dans le bassin. Les auteurs arrivent à constater que malgré les données soient incomplètes et de

mauvaise qualité, c'est l'application des pluies moyennes qui a s'est révélé être le facteur le plus contraignant sur la qualité de la simulation.

Ces résultats montrent à suffisance que l'on ne peut affirmer que l'une des approches soit systématiquement meilleure que l'autre mais que l'une ou l'autre peut se révéler satisfaisante dans certaines conditions d'utilisation. C'est ainsi que certains auteurs (Robinson et Sivapalan, 1995 ; Refsgaard et Knudsen, 1996) arrivent à des résultats mixtes entre les deux approches.

IV.10 – Présentation des modèles GR4J, GR2M

IV.10.1 - Historique

Le modèle **GR4J** (respectivement **GR2M**) est un modèle du Génie Rural (**GR**) comportant quatre (**4**) (respectivement deux (**2**)) paramètres au pas de temps Journalier (**J**) (respectivement Mensuel (**M**)). Ces modèles ont été développés au CEMAGREF en s'inspirant du modèle CREC à 9 paramètres développé au Laboratoire d'Hydrologie de l'Université de Montpellier (Cormary et Guilbot, 1973). L'objectif visé était l'obtention d'un modèle simple avec peu de paramètres sans pourtant diminuer la performance de celui-ci en terme de simulation des débits à partir des données pluviométriques. Une simplification des modèles utilisés par la réduction du nombre de paramètres s'avère nécessaire pour réduire les erreurs liées à la non linéarité des phénomènes étudiés (Lek et al, 1996). Cet objectif a finalement été atteint dans la mesure où cette simplification a abouti à un modèle à quatre (**4**) paramètres qui s'est révélé plus performante qu'un modèle pseudo-linéaire à seize (**16**) paramètres (Edijatno et al., 1999).

Michel (1983) a conçu un modèle simple (noté GR2) à deux réservoirs et deux paramètres ; chaque réservoir étant caractérisé par un paramètre. Ce modèle fonctionne avec comme données la pluie, l'évapotranspiration potentielle et la capacité de rétention en eau du réservoir (Le Lay, 2002). Ce premier modèle a ensuite été soumis à des améliorations dont celles proposées par Makhlouf (2003), Edijatno (1987, 1991). Ces différentes évolutions ont apportées des modifications de la fonction de production et l'ajout d'un troisième paramètre qui a abouti au modèle journalier GR3J qui a donné des résultats satisfaisants comparativement à certains modèles de structure beaucoup plus complexe.

Mais ce modèle a montré des limites sur certains bassins intermittents pour lesquels Nascimento (1991, 1995) n'a pas pu obtenir de bons résultats. Celui-ci a ensuite introduit un quatrième paramètre permettant de suivre les échanges " souterrains". Ce qui a permis d'obtenir de meilleures performances de ce modèle GR4J par rapport au GR3J.

Edijatno et al. (1999) ont ensuite proposé une version à trois paramètres journaliers très proche de la version de Nascimento (1995) dans laquelle le réservoir de production a une capacité fixe.

Perrin (2000) et Perrin et al. (2003) ont ensuite amélioré GR4J notamment en ce qui concerne la simulation des étiages en introduisant la composante percolation issue du réservoir de production du modèle.

Cette évolution demande une bonne connaissance de la structure du modèle pour pouvoir apporter les correctifs nécessaires à son amélioration (Giustolisi et Laucelli, 2005) et pour déterminer quels modules du modèle remplacés dans la nouvelle approche et identifier les données nécessaires (Hundecha et al, 2001).

IV.10.2 - Structure et principe de fonctionnement du modèle GR4J

Le modèle GR4J est un modèle global à réservoir (deux réservoirs) comportant quatre paramètres à optimiser (Figure IV.3) :

- X_1 (mm) : capacité du réservoir de production (ou réservoir sol) ;
- X_2 (mm) : coefficient d'échanges souterrains ;
- X_3 (mm) : capacité à un jour du réservoir de routage ;
- X_4 (j) : temps de base de l'hydrogramme unitaire HU_1 .

La fonction de production et la fonction de routage sont les deux fonctions qui déterminent essentiellement la transformation de la pluie en débit.

La fonction de production donne la fraction de la pluie qui participe à l'écoulement pour une valeur donnée de l'évapotranspiration potentielle.

La fonction de routage, quant à elle, détermine le débit à l'exutoire à partir de la pluie nette (P_n).

Par le jeu de neutralisation entre la pluie (P) par l'évapotranspiration potentielle (E) (ou vis versa), on peut avoir :

$$\triangleright \text{ si } P > E \text{ alors } P_n = P - E \text{ et } E_n = 0 \quad (70)$$

$$\triangleright \text{ si } P < E \text{ alors } P_n = 0 \text{ et } E_n = E - P \quad (71)$$

Lorsque $P_n \neq 0$ ($E_n = 0$), une partie de cette pluie nette alimente le réservoir de production, constituant ainsi la fraction P_s que l'on détermine de la manière suivante :

$$P_s = \frac{X_1 \left(1 - \left(\frac{S}{X_1} \right)^2 \right) \cdot \tanh \left(\frac{P_n}{X_1} \right)}{1 + \frac{S}{X_1} \cdot \tanh \left(\frac{P_n}{X_1} \right)} \quad (72)$$

Le modèle, grâce à sa fonction de production, peut compenser les sous ou sur – estimation de l'ETP à condition que les écarts soient limités. Ceci explique la faible sensibilité du modèle aux variations de l'ETP (Andréassian, 2002).

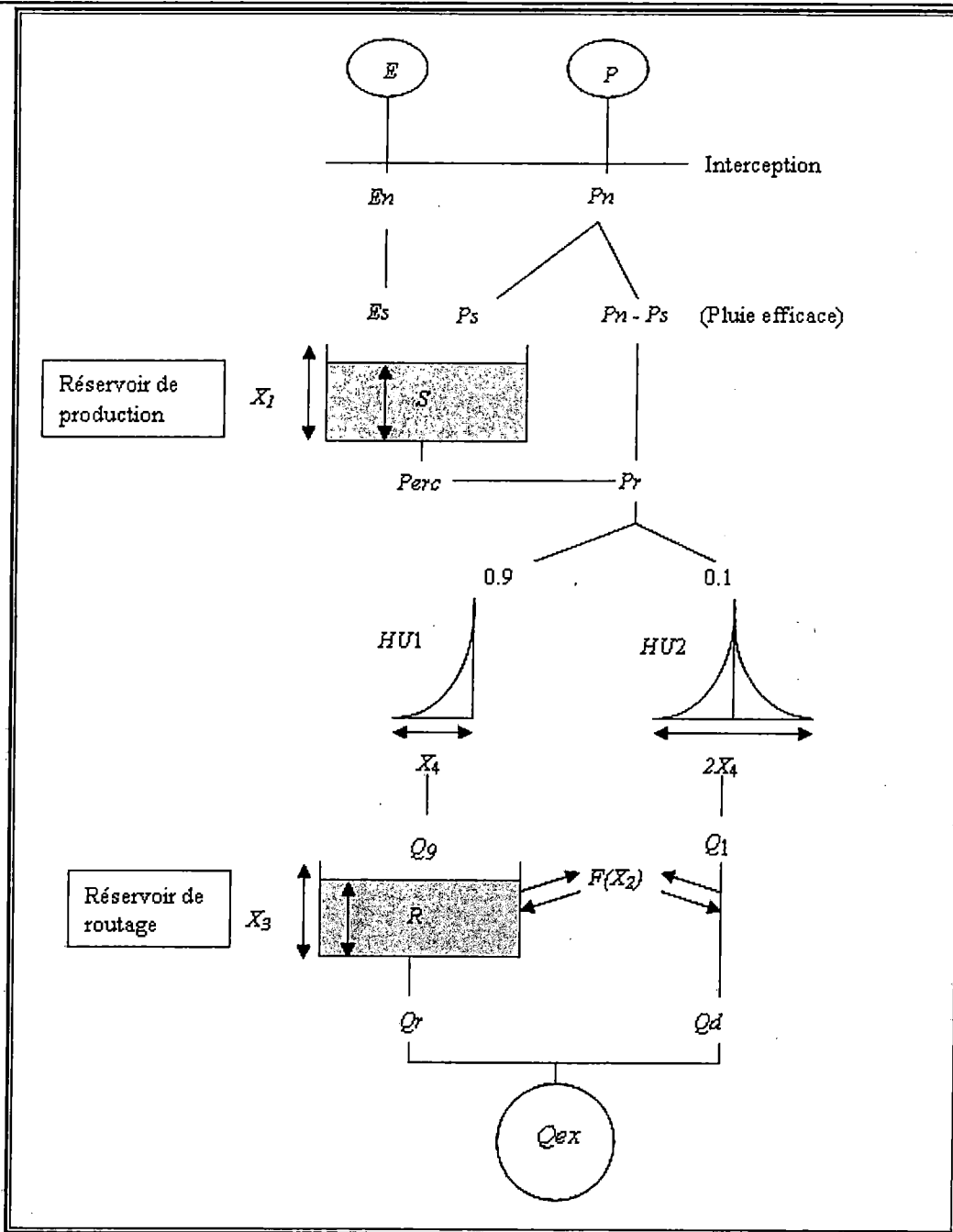


Figure IV-3 : Structure et mode de fonctionnement du modèle GR4J

La pluie efficace représente ainsi la différence $P_n - P_s$.

X_1 (mm) et S représentent respectivement la capacité maximale et le niveau du réservoir de production.

Par contre, lorsque $E_n \neq 0$ ($P_n = 0$), une partie de l'évapotranspiration (E_s) est prise du réservoir de production et l'on obtient :

$$E_s = \frac{S \left(2 - \frac{S}{X_1} \right) \tanh \left(\frac{E_n}{X_1} \right)}{1 + \left(1 - \frac{S}{X_1} \right) \tanh \left(\frac{E_n}{X_1} \right)} \quad (73)$$

ceci montre que le taux de remplissage du réservoir de production influence le calcul de la pluie efficace ($P_n - P_s$) et de l'évapotranspiration.

La mise à jour du réservoir de production se fait de la manière suivante :

$$S = S - E_s + P_s \quad (74)$$

De ce réservoir de production est issue une percolation qui peut être déterminée de la manière suivante :

$$Perc = S * \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{4 S}{9 X_1} \right)^4 \right]^{\frac{1}{4}} \right\} \quad (75)$$

une nouvelle mise à jour du contenu de ce réservoir est faite ainsi :

$$S = S - Perc \quad (76)$$

La partie routage du modèle est alors atteinte par la fraction P_r :

$$P_r = (P_n - P_s) + Perc \quad (77)$$

90% de P_r sont routées par un hydrogramme unitaire HU_1 et le réservoir de routage ; et 10% par un hydrogramme unitaire unique HU_2 . Ces deux hydrogramme unitaires HU_1 et HU_2 sont liés au paramètre X_4 correspondant au temps de base de l'hydrogramme unitaire HU_1 , temps qui est doublé dans le cas de l'hydrogramme unitaire HU_2 .

A partir des courbes de cumul de la proportion de la pluie unitaire traitée par l'hydrogramme en fonction du temps, on peut obtenir les données SH_1 et SH_2 dont les expressions en fonction du temps (t) sont :

➤ Pour $t = 0$ on a : $SH_1(t) = 0$ et $SH_2(t) = 0$

\triangleright Pour $0 < t < X_4$ on a : $SH_1(t) = \left(\frac{t}{X_4}\right)^{\frac{1}{2}}$ et $SH_2(t) = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{t}{X_4}\right)^{\frac{1}{2}}$

\triangleright Pour $t \geq X_4$ on a : $SH_1(t) = 1$ et $SH_2(t) = 1$

On peut ainsi déterminer les ordonnées des hydrogrammes unitaires HU_1 et HU_2 :

$$HU_1 = SH_1(t) - SH_1(t-1) \quad (78)$$

$$HU_2 = SH_2(t) - SH_2(t-1) \quad (79)$$

t étant un entier.

A partir de SH_1 on peut obtenir la fraction Q_0 qui participe à l'écoulement lent et qui représente 90% de l'eau traitée, et SH_2 donne la fraction Q_1 représentant la partie qui contribue directement au débit à l'exutoire, soit 10% de l'eau traitée.

Les échanges souterrains peuvent être :

\checkmark Soit un gain ($X_2 > 0$) c'est-à-dire que l'aquifère alimente le bassin versant topographique ;

\checkmark Soit une perte d'eau par le bassin versant topologique ($X_2 < 0$) c'est-à-dire que le bassin versant topographique alimente les aquifères sous-jacents.

Le flux des échanges souterrains F est alors donné de la manière suivante :

$$F = X_2 \cdot \left(\frac{R}{X_3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (80)$$

où R est le niveau du réservoir de routage ;

X_2 le coefficient d'échange souterrain et

X_3 la capacité à un jour du réservoir de routage.

Il est fait ensuite une mise à jour du réservoir de routage en ajoutant le flux des échanges souterrains (F) :

$$R = \max(0; R + Q_9 + F) \quad (81)$$

On quantifie la vidange du réservoir de routage par le débit Q_r donné par :

$$Q_r = R \left[1 - \left(1 + \left(\frac{R}{X_3} \right)^4 \right)^{\frac{1}{4}} \right] \quad (82)$$

Le niveau du réservoir de routage est alors :

$$R = R - Q_r \quad (83)$$

La composante d'écoulement rapide est soumise au même terme d'échange F et elle dépend de Q_f .

$$Q_d = \max(0; Q_f + F) \quad (84)$$

Le débit total à l'exutoire est :

$$Q_{ex} = Q_r + Q_d \quad (85)$$

IV.10.3 - Structure et fonctionnement du modèle GR2M

Ce modèle a été l'un des plus utilisés au pas de temps mensuel pour établir la répartition des débits mensuels des régions sud de la France (Mouelhi, 2003). La structure de ce modèle a connu des évolutions comme par exemple celle proposée par Makhlouf (1994) puis celle proposée par Mouelhi (2003 et 2006) que nous utilisons dans ce travail (figure IV.4) :

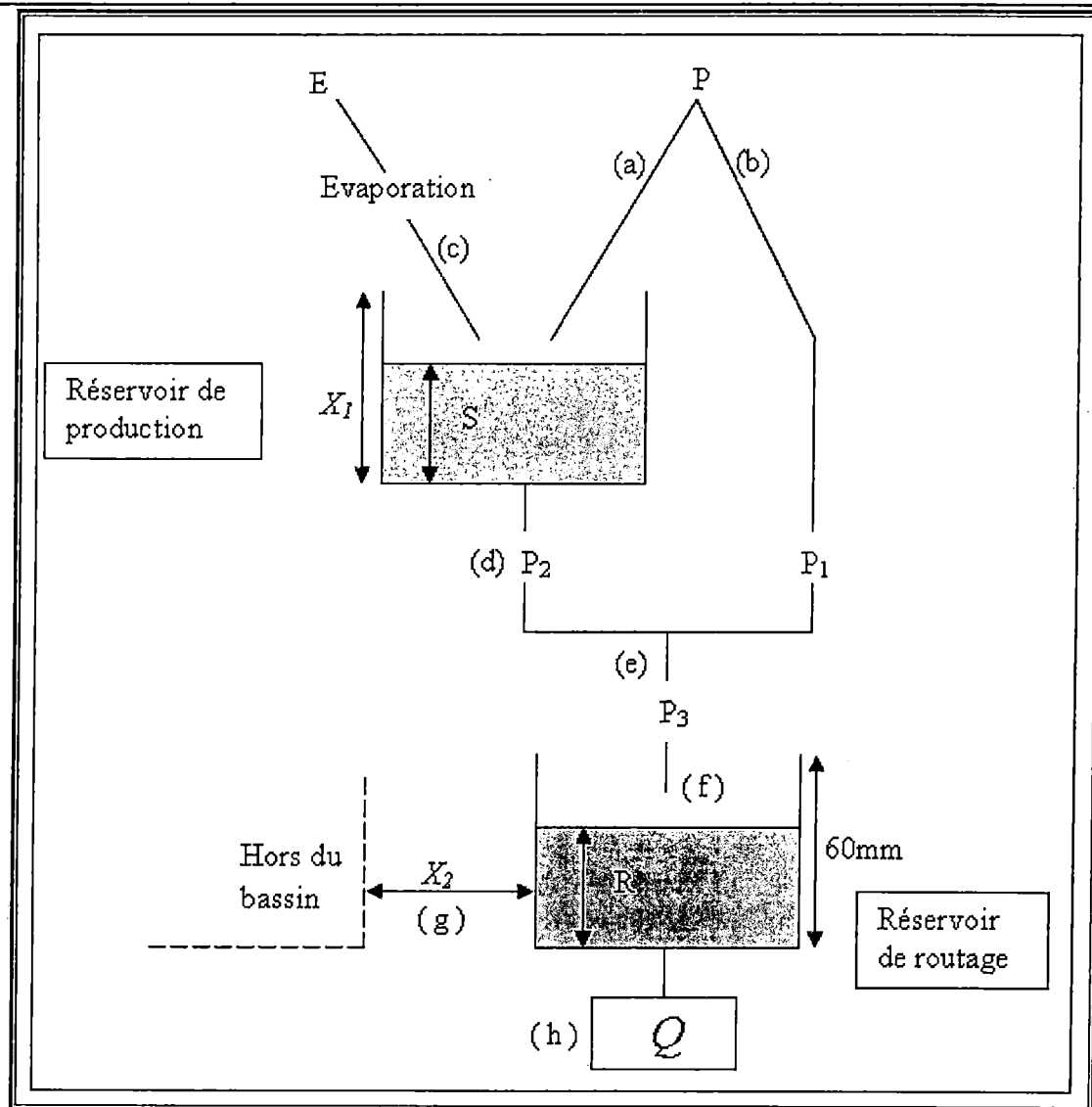


Figure IV-4 : Structure et principe de fonctionnement du modèle GR2M

Le modèle comporte les deux paramètres suivants :

- ✓ X_1 : capacité du réservoir de production S ;
- ✓ X_2 : coefficient d'échange souterrain (sans dimension, toujours positif).

Gleick (1986) dit qu'à l'échelle régionale, les modèles au pas de temps mensuel sont bien adaptés. C'est une échelle très utilisée notamment dans le cas de la gestion des projets (Mounirou, et al.).

Le modèle GR2M est similaire au GR4J dans sa structure et son principe de fonctionnement. Sous l'effet de la pluie le réservoir de production S passe à un niveau S_1 donné de la manière suivante :

$$(a) : \quad S_1 = \frac{S + X_1 \varphi}{1 + \varphi \frac{S}{X_1}} \text{ avec } \varphi = \tanh\left(\frac{P}{X_1}\right)$$

Le paramètre X_1 est toujours positif et donné en mm ; il représente la capacité du réservoir de production S .

L'excès de pluie P_1 prend alors l'expression suivante :

$$(b) : \quad P_1 = P + S - S_1$$

Etant donné que le réservoir de production S est soumis à l'influence de l'évapotranspiration potentielle E , son niveau passe de S_1 à S_2 donné par l'expression ci-dessous :

$$(c) : \quad S_2 = \frac{S_1(1-\psi)}{1 + \psi\left(1 - \frac{S_1}{X_1}\right)} \quad \text{où} \quad \psi = \tanh\left(\frac{E}{X_1}\right)$$

Le niveau du réservoir de production S est obtenu en y soustrayant la percolation P_2 (vidange) comme suit :

$$(d) : \quad S = \frac{S_2}{\left[1 + \left(\frac{S_2}{X_1}\right)^3\right]^{1/3}} \quad \text{et} \quad P_2 = S_2 - S$$

La partie de la pluie qui arrive au réservoir de routage est P_3 donnée de la manière suivante :

$$(e) : \quad P_3 = P_1 + P_2$$

Cette fraction amène le niveau du réservoir de routage à une valeur R_1 qui tient compte de l'apport P_3 :

$$(f) : \quad R_1 = R + P_3$$

Les échanges souterrains peuvent être caractérisés par le terme F suivant :

$$F = (X_2 - 1)R_1$$

Le réservoir de routage voit ainsi son niveau passé de R_1 à R_2 donné comme suit :

$$(g) : \quad R_2 = X_2 \cdot R_1$$

La vidange du réservoir de routage R tient compte de la capacité de celui-ci qui est fixe (60mm) ; elle est à l'origine du débit Q ayant pour expression :

$$(h) : \quad Q = \frac{R_2^2}{R_2 + 60}$$

IV.10.4 - Récapitulatif sur les modèles "GR" utilisés (GR4J et GR2M)

Les modèles "GR" fonctionnent autour des deux réservoirs de production (ou réservoir sol) et de routage sur lesquels les ajustement et interception se font différemment sur les entrées. Les entrées de ces modèles sont soumises d'une manière ou d'une autre à des ajustements et/ou interceptions qui permettent d'éviter leur effet brutal dans le modèle. Ils jouent ainsi un rôle modérateur sur les entrées de ces modèles.

Chapitre V - Présentation des résultats des simulations

Les résultats présentés ci-dessous sont obtenus des simulations réalisées sur le bassin du fleuve Gambie à la station de Kédougou (7550m² de superficie). L'évaluation de la performance des modèles s'est faite à partir des critères de *Nash*.

Etant donné que le critère de *Nash* peut donner une plus grande importance soit aux débits élevés ($Nash(Q)$), soit aux débits faibles ($Nash(\ln Q)$), soit encore aux débits moyens $Nash(\sqrt{Q})$, les modèles permettent ainsi de faire une évaluation du type des débits qui sont mieux simulés.

V.1 – Simulation au GR4J

Les valeurs de *Nash* obtenu ne sont pas significatives car elles ne dépassent pas 70%. La simulation consistant à attribuer les paramètres qui soient le plus proche possible de la réalité du terrain, nous avons fait varier à la fois les paramètres (X1, X2, X3 et X4) mais aussi dans certains cas le taux de remplissage des réservoirs. Les tableaux ci-dessous présentent les résultats obtenus pour des taux de remplissage respectifs de 60% et de 70% pour les réservoirs de production et de routage.

Les valeurs des paramètres proposées dans le "readme" ont permis d'obtenir des résultats satisfaisants sur une certaine période comme le montre le tableau V-1 ci-dessous.

Tableau V-1 : Résultats des premières simulations avec le GR4J

Période	Entrée du modèle				Sorties du modèle			
	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	Nash(Q)	Nash(\sqrt{Q})	Nash(lnQ)	Bilan
1970-1971 à 1972-1973	5,90	0,00	4,50	0,20	82,7	80,6	61,0	99,0
1971-1972 à 1973-1974	5,90	0,00	4,50	0,20	95,1	93,9	80,8	103,3
1972-1973 à 1974-1975	5,90	0,00	4,50	0,20	86,5	88,5	74,5	105,6
1973-1974 à 1975-1976	5,90	0,00	4,50	0,20	67,1	60,6	18,2	113,8

Les entrées du modèle durant cette période ont été caractérisées par des bons critères d'efficacité qui pouvaient atteindre 95%. Mais cette stabilité n'est pas allée au-delà de la période 1972-1973 à 1974-1975. A partir de la période 1973-1974 à 1975-1976 les critères d'efficacité n'ont pas été satisfaisants. L'explication en est que les valeurs des paramètres proposés ne sont pas adaptées aux paramètres caractéristiques du bassin du fleuve Gambie. Cela est dû au fait que ces paramètres ont été déterminés dans des conditions climatiques

différentes de celles du bassin du fleuve Gambie. Il est alors indispensable de procéder à un nouvel ajustement. Le tableau V-2 ci-dessous donne les résultats de quelques simulations réalisées après un changement des paramètres d'entrée du modèle.

Tableau V-2 : Résultats des simulations après changements des paramètres

N° simulation	Entrée du modèle				Sorties du modèle			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$Nash(Q)$	$Nash(\sqrt{Q})$	$Nash(\ln Q)$	Bilan
1	10,00	9,00	0,00	0,50	54,0	67,7	47,7	103,1
2	11,00	10,00	0,02	0,50	49,7	53,0	9,8	112,7
3	11,00	10,00	3,00	0,50	51,5	62,3	34,1	108,8
4	11,00	10,00	4,00	0,50	50,5	58,5	24,7	114,3
5	10,00	9,00	3,00	0,50	54,0	67,7	47,7	103,1
6	10,00	9,00	3,00	0,50	54,0	67,7	47,9	102,9
7	10,00	11,00	3,00	0,50	53,5	69,8	54,9	96,4

Le premier constat que nous pouvons faire est que les ajustements sont un peu plus bons à partir du $Nash(\sqrt{Q})$ qui donne une plus grande importance aux débits moyennes.

Il faut signaler qu'il n'est pas facile de trouver les paramètres qui se rapprochent le plus des valeurs du terrain. C'est ainsi que nous sommes passés à l'optimisation des paramètres grâce aux équations proposées par Serna (2005). Ceci présente l'avantage de donner des valeurs plus ou moins proches de la réalité du terrain. Toutefois, il est nécessaire de pousser l'ajustement pour obtenir les meilleurs résultats des ajustements.

V.1.1 – Optimisation des paramètres

V.1.1.1 – Détermination des paramètres a priori par la régression linéaire

Il est possible d'optimiser les paramètres journaliers à partir des cumuls annuels des pluies et des débits.

Serna (2005) a proposé la régression linéaire ci-dessous pour optimiser les paramètres du modèle GR4J :

$$\hat{x}_1 = 5.77 + 0.02 \log(S) - 0.15 \log(PBP) - 0.11 \log(ETP) + 0.3 \log(\bar{P})$$

$$\hat{x}_2 = -8.04 + 0.39 \log(S) + 0.86 \log(PBP) + 0.65 \log(ETP) - 0.39 \log(\bar{P})$$

$$\hat{x}_3 = 2.81 + 0.03 \log(S) - 0.92 \log(PBP) - 1.48 \log(ETP) + 1.53 \log(\bar{P})$$

$$\hat{x}_4 = 1.32 - 0.07 \log(S) + 1.42 \log(PBP) + 0.36 \log(ETP) - 0.1 \log(\bar{P})$$

avec S : superficie du bassin versant ;

PBP : probabilité d'obtention d'une pluie journalière supérieure à 0.1mm ;

\bar{P} : pluie journalière moyenne ;

ETP : évapotranspiration potentielle.

L'auteur a également proposé la régression suivante pour l'optimisation des paramètres du GR2J.

$$\hat{x}_1 = 0.47 - 0.0010 \log(S) + 0.68 \log(PBP) + 0.29 \log(ETP) - 0.2 \log(\bar{P})$$

$$\hat{x}_2 = -9.22 + 0.17 \log(S) + 1.98 \log(PBP) + 2.38 \log(ETP) + 0.86 \log(\bar{P})$$

Ces paramètres définis a priori sont ensuite transformés par le modèle au cours de la résolution au "solveur" et nous obtenons les paramètres transformés x_1 , x_2 , x_3 et x_4 .

Ces régressions nous ont permis de faire le calage des modèles en ajustant les paramètres a priori. La figure V-1 suivante montre l'évolution des différents paramètres du modèle. Ces paramètres ont été déterminés à partir des valeurs de PBP , de \bar{P} et d' ETP moyenne obtenus sur des échantillons de longueur différentes (3 ans, 4 ans, ..., et sur toute la longueur de la série chronologique).

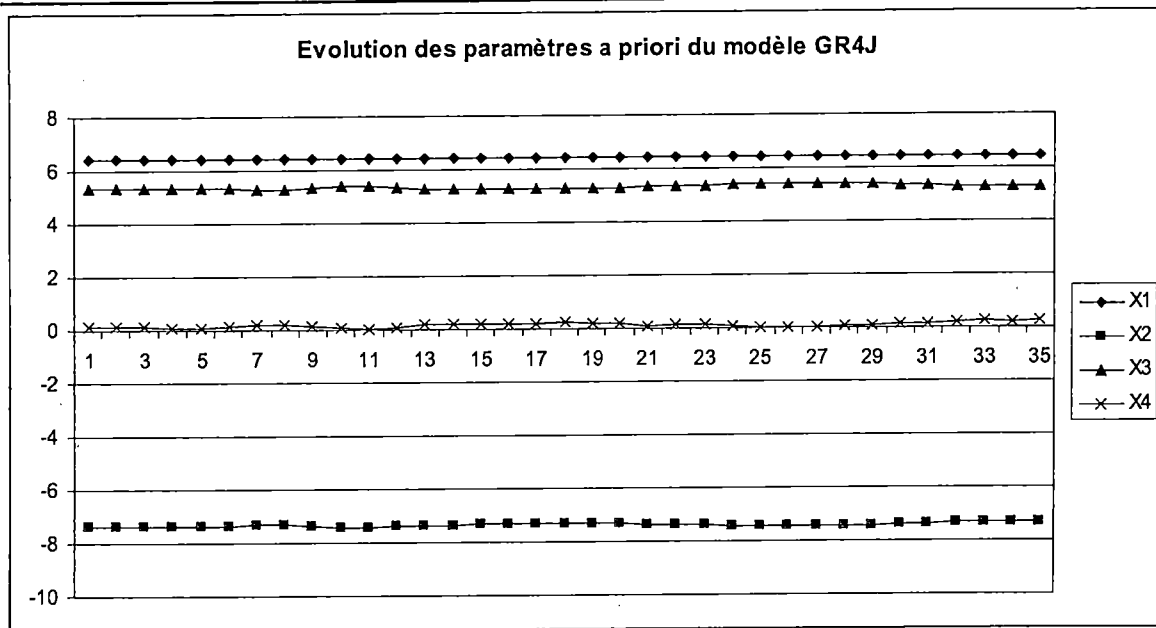


Figure V-1 : Evolution des paramètres du modèle GR4J

Globalement ces paramètres présentent de faibles variations et la même allure générale. Ces paramètres ont donné les valeurs moyennes ci-dessous à partir desquelles nous avons fait les ajustements :

$$\hat{x}_1 = 6.42$$

$$\hat{x}_2 = -7.38$$

$$\hat{x}_3 = 5.32$$

$$\hat{x}_4 = 0.12$$

V.1.1.2 – Ajustement des paramètres a priori

Cette opération consiste à rechercher les valeurs des paramètres qui permettent d'obtenir des valeurs appréciables du critère de *Nash*. En d'autres termes, il s'agit de la simulation dont la qualité dépend de la valeur du critère de *Nash*. Pour une bonne simulation, ce critère doit être supérieur ou égal à 70%.

La figure V-2 ci-dessous donne l'évolution des valeurs des paramètres qui nous ont permis d'obtenir des critères satisfaisants.

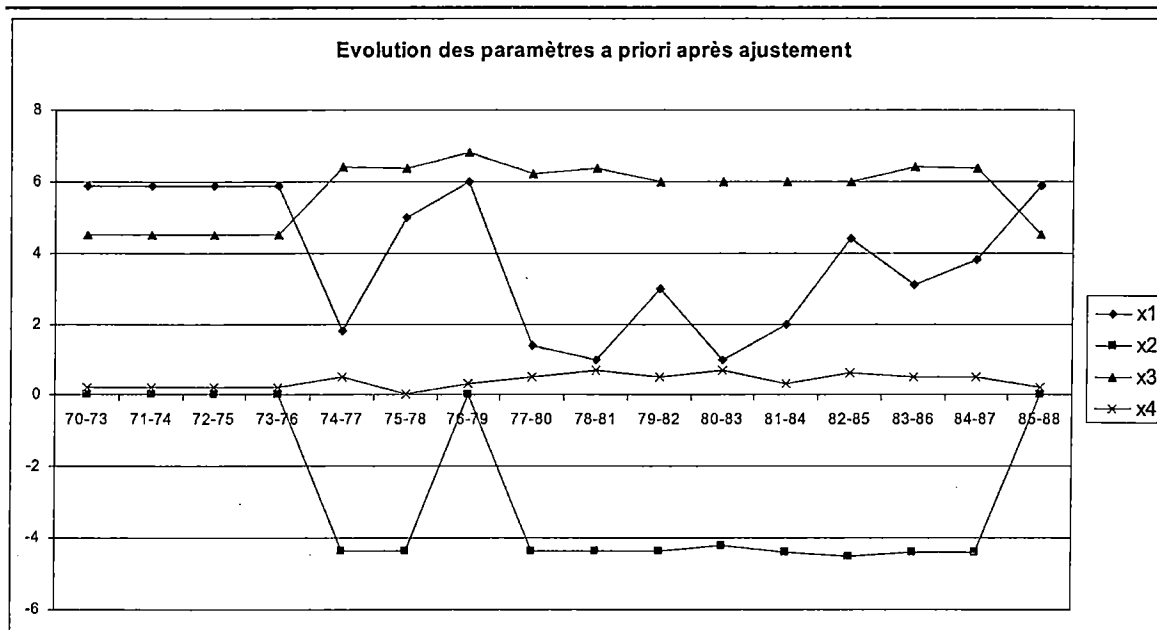


Figure V-2 : Evolution des paramètres du modèle GR4J après ajustement

Ces paramètres d'entrée, bien que n'étant pas rigoureusement stables, présentent tout de même des périodes où les variations sont de faibles amplitudes. Le temps de base de l'hydrogramme unitaire quant à lui est assez stable tout au long de la période d'étude (tableau V-3).

Tableau V-3 : Paramètres d'entrée du GR4J après ajustement

Période	Entrée du modèle			
	x_1	x_2	x_3	x_4
1970-1971 à 1972-1973	5,90	0,00	4,50	0,20
1971-1972 à 1973-1974	5,90	0,00	4,50	0,20
1972-1973 à 1974-1975	5,90	0,00	4,50	0,20
1973-1974 à 1975-1976	1,80	-4,38	6,40	0,50
1974-1975 à 1976-1977	1,80	-4,38	6,40	0,50
1975-1976 à 1977-1978	5,00	-4,38	6,38	0,02
1976-1977 à 1978-1979	6,01	0,00	6,80	0,30
1977-1978 à 1979-1980	1,38	-4,38	6,20	0,50
1978-1979 à 1980-1981	1,00	-4,38	6,38	0,70
1979-1980 à 1981-1982	3,00	-4,38	6,00	0,50
1980-1981 à 1982-1983	1,00	-4,20	6,00	0,70
1981-1982 à 1983-1984	2,00	-4,40	6,00	0,30
1982-1983 à 1984-1985	4,39	-4,50	6,00	0,60
1983-1984 à 1985-1986	3,10	-4,40	6,40	0,50
1984-1985 à 1986-1987	3,80	-4,42	6,38	0,50
1985-1986 à 1987-1988	5,90	0,00	4,50	0,20

A partir de ce tableau nous pouvons dire que les paramètres les plus stables sont X_3 et X_4 ; les paramètres X_1 et X_2 le sont moins. L'avantage de l'optimisation des paramètres c'est qu'elle évite, pour tous les paramètres la recherche des valeurs les plus appropriées qui soient les plus proches de celles du terrain.

Les paramètres réels du modèle GR4J sont obtenus à partir des valeurs transformées (obtenues après la résolution au "solveur" sous Excel) de la manière suivante :

$$X_1 = e^{x_1}$$

$$X_2 = e^{x_2}$$

$$X_3 = \sinh(x_3)$$

$$X_4 = e^{x_4} + 0.5$$

Le tableau V-4 ci-dessous donne les résultats de la simulation réalisée à partir des valeurs des paramètres d'entrée issus de l'ajustement.

Tableau V-4 : Résultats de la simulation au GR4J

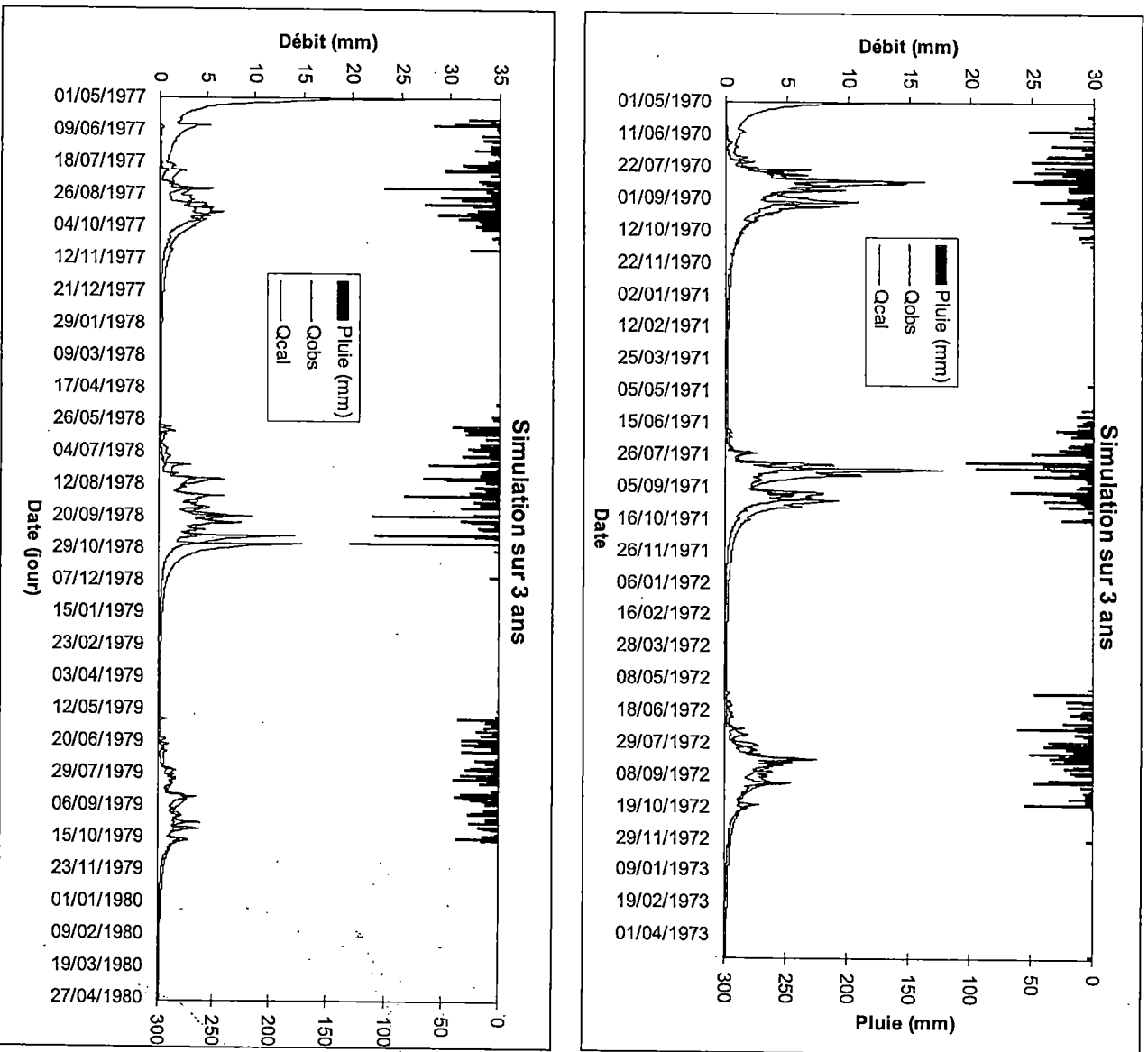
Période	Paramètres réels				Critères d'appréciation			
	X_1	X_2	X_3	X_4	Nash(O)	Nash(\sqrt{O})	Nash(trO)	Bilan
1973-1974 à 1975-1976	0,01	-63,54	916,34	1,00	70,3	80,6	76,3	105,1
1974-1975 à 1976-1977	0,00	-76,92	1303,90	2,14	63,1	79,2	72,7	99,8
1975-1976 à 1977-1978	67,23	-21,65	425,35	1,05	78,3	85,7	80,4	97,4
1976-1977 à 1978-1979	0,00	-110,51	918,33	2,10	61,6	81,3	84,3	93,0
1977-1978 à 1979-1980	4,39	-42,46	916,92	2,04	74,9	73,8	47,4	115,4
1978-1979 à 1980-1981	0,00	-48,49	824,86	2,21	73,9	80,9	71,3	106,8
1979-1980 à 1981-1982	10,11	-35,88	475,49	1,08	80,1	83,7	75,1	105,1
1980-1981 à 1982-1983	2,82	-18,20	417,84	2,24	75,9	81,0	72,9	106,6
1981-1982 à 1983-1984	7,15	-31,13	619,49	3,36	86,5	81,7	55,6	112,1
1982-1983 à 1984-1985	171,42	-18,85	226,93	1,08	80,4	90,2	88,8	97,3
1983-1984 à 1985-1986	0,00	-78,64	1152,14	2,01	84,7	83,8	62,7	111,4
1984-1985 à 1986-1987	0,00	-145,38	1452,88	4,15	80,9	79,4	58,5	112,3
1985-1986 à 1987-1988	155,03	-39,77	590,21	1,07	81,1	88,5	86,9	96,6

De ce tableau il ressort que le bassin versant topographique, de manière globale, perd de l'eau. Ceci est montré par les valeurs négatives du paramètre d'échange X_2 . Cette eau percole vers les aquifères souterrains. Les résultats des paramètres réels confirment les paramètres choisis a priori qui prévoyaient aussi une perte d'eau par le bassin versant topographique.

Etude statistique et Modélisation pluie - débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

Cette perte est variable et dépend de l'état de remplissage des deux bassins versants topographique et hydrogéologique.

La figure V-3 ci-dessous illustre les résultats des simulations obtenues après optimisation des paramètres.



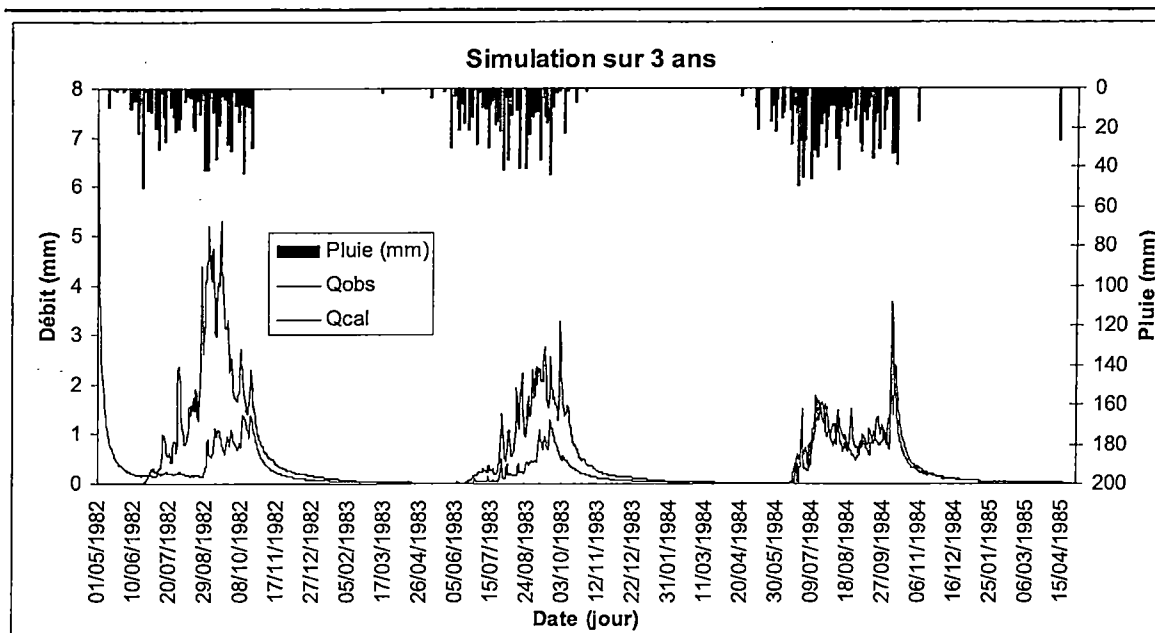
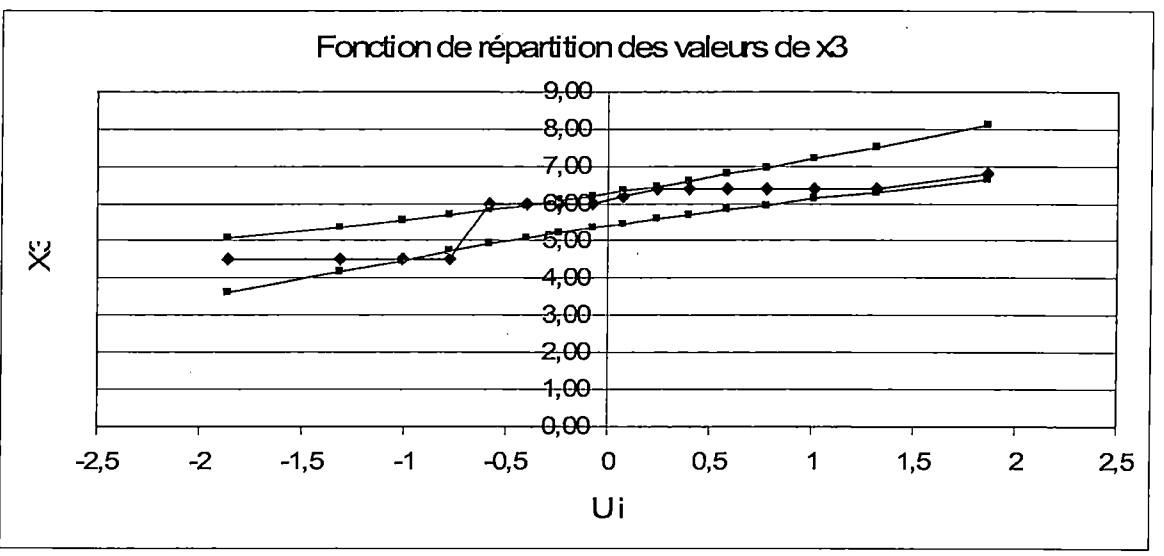
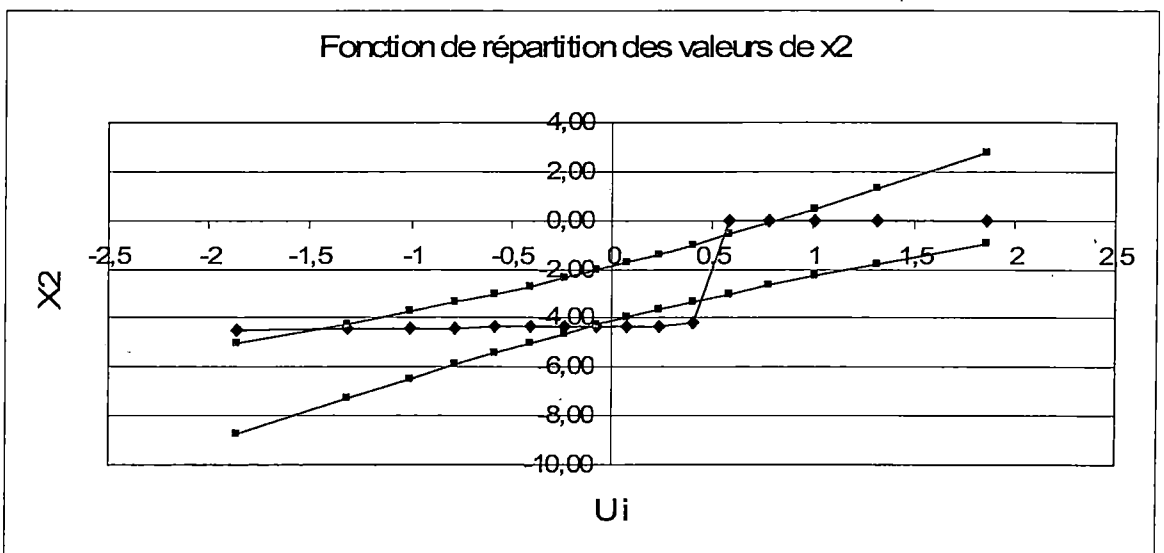
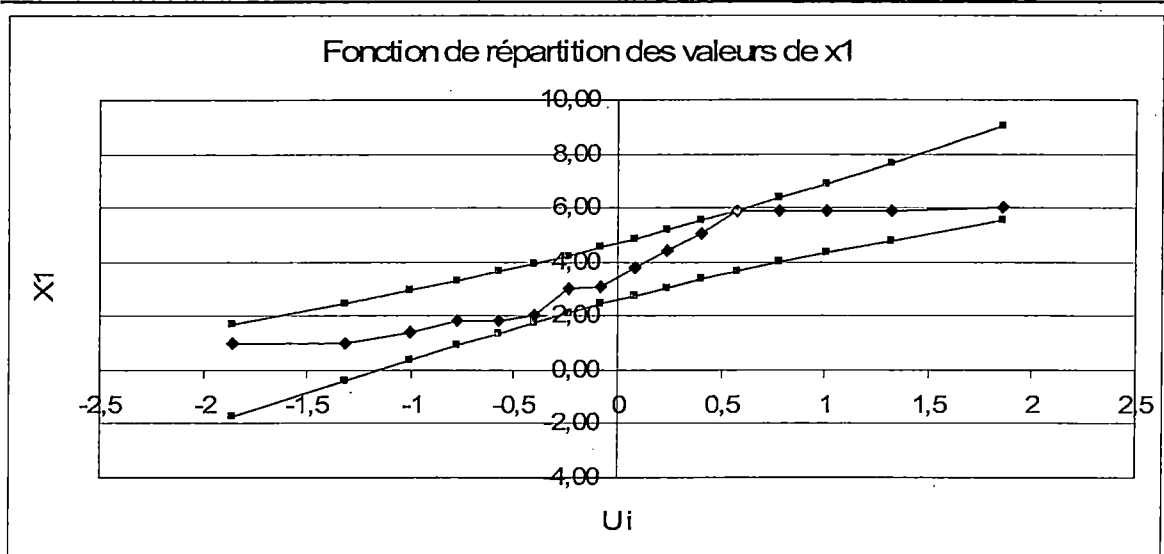


Figure V-3 : Courbe de transformation de la pluie en débit par le modèle GR4J

L'hydrogramme de la première année hydrologique correspond à l'année de calage, celui de la deuxième année correspond à l'année de contrôle et celui de la troisième année correspond à l'année de validation du modèle. C'est donc cette troisième année qui permet d'apprécier la performance du modèle. Comme le montre les graphiques de la figure V-3 ci-dessus, la restitution des débits observés est assez bien faite par le modèle. Ce qui permet de dire que le modèle est performant sur le bassin versant du fleuve Gambie.

V.1.1.3 – Calage des paramètres a priori

Pour une meilleure utilisation du logiciel, il est indispensable d'obtenir des paramètres stables qui représentent le mieux ceux du fleuve Gambie. La détermination des fonctions de répartition de ces différents paramètres permet d'obtenir la figure V-4 suivante :



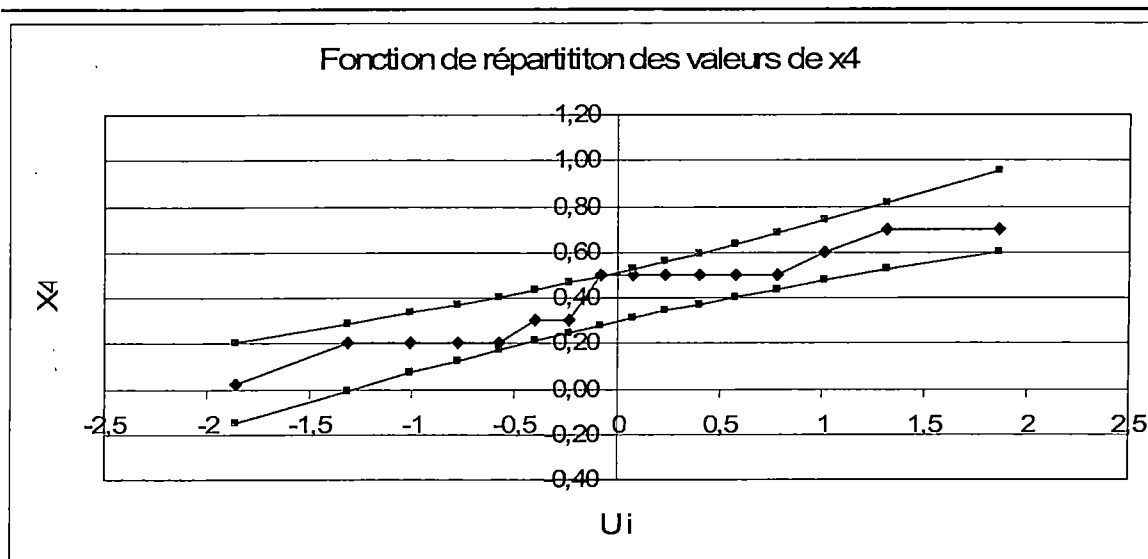


Figure V-4 : Fonction de répartition des paramètres d'entrée du modèle GR4J

Au regard des résultats des simulations obtenus ci-dessus (tableau V-3) et des zones de confiances des fonctions de répartition, nous avons cherché à peaufiner le calage des paramètres du modèle sur le fleuve Gambie. C'est ainsi que nous avons fixé les paramètres d'entrée choisis a priori sur toute la longueur de la série comme suit :

$$\hat{x}_1 = 1.80$$

$$\hat{x}_2 = -4.38$$

$$\hat{x}_3 = 6.40$$

$$\hat{x}_4 = 0.50$$

les résultats obtenus sont présentés dans le tableau V-5 ci-dessous :

Tableau V-5 : Résultats de la simulation après fixation des paramètres

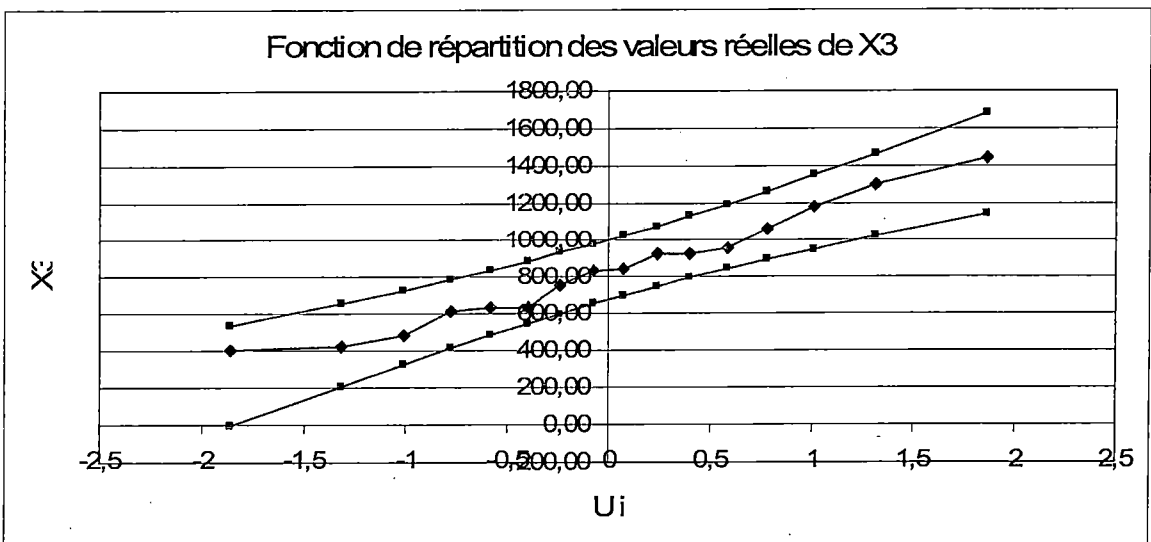
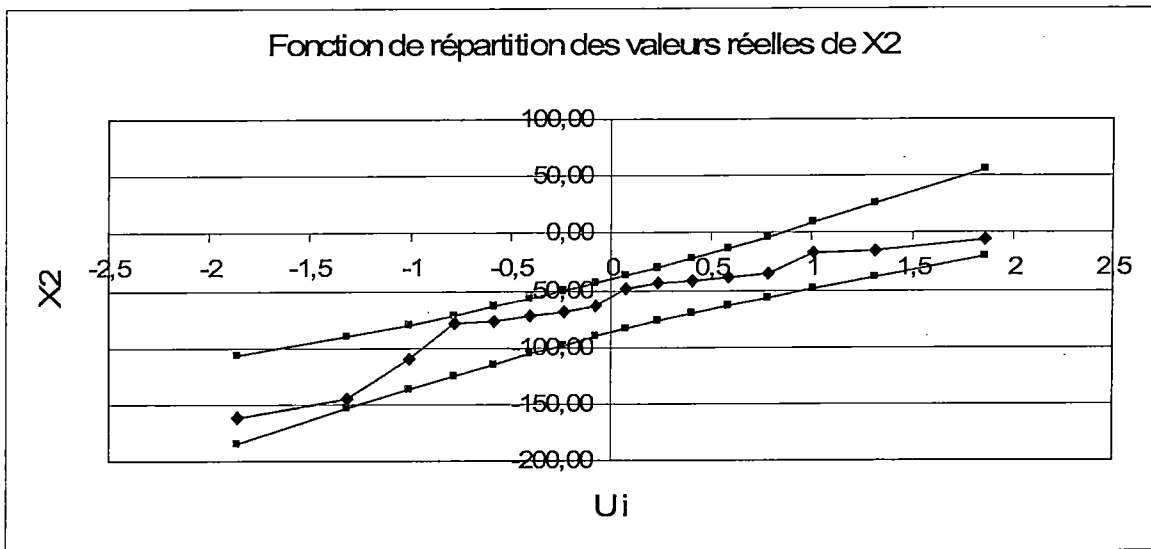
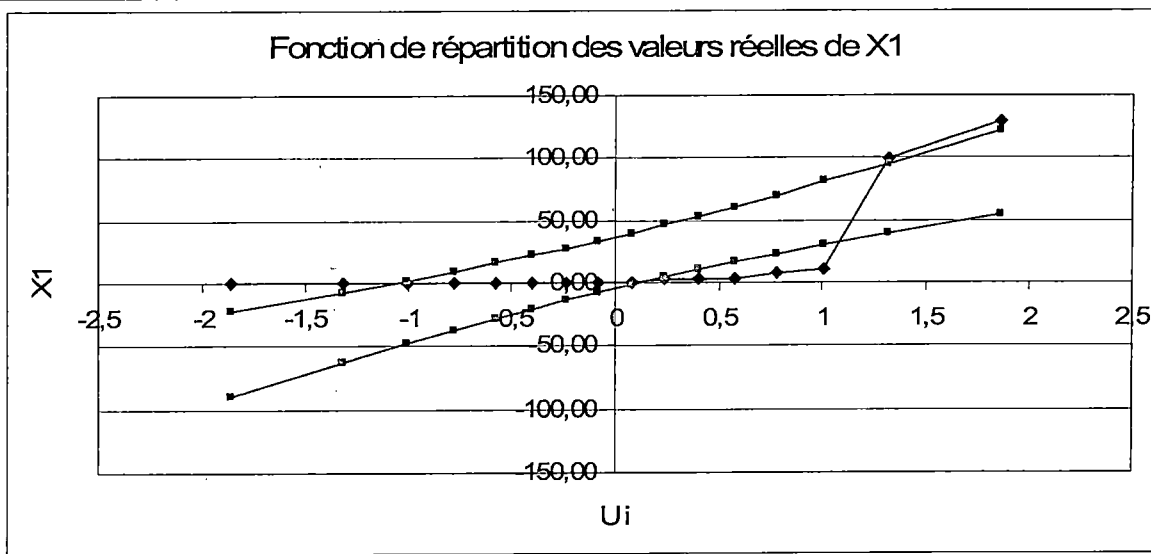
Période	Paramètres réels				Critères d'appréciation			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$Nash(O)$	$Nash(\odot)$	$Nash(\ln O)$	Bilan
1970-1971 à 1972-1973	0,01	-38,76	631,25	3,15	87,4	89,2	80,0	103,3
1971-1972 à 1973-1974	99,06	-6,91	395,02	1,06	95,1	93,9	80,8	103,3
1972-1973 à 1974-1975	6,90	-16,56	745,28	8,58	84,7	86,5	72,8	110,2
1973-1974 à 1975-1976	0,01	-63,54	916,34	1,00	70,3	80,6	76,3	105,1
1974-1975 à 1976-1977	0,00	-76,92	1303,90	2,14	63,1	79,2	72,7	99,8
1975-1976 à 1977-1978	3,35	-69,62	838,56	2,24	74,5	80,2	70,0	112,5
1976-1977 à 1978-1979	0,00	-110,52	918,68	2,10	61,6	81,2	84,3	93,0
1977-1978 à 1979-1980	0,00	-72,14	1057,72	2,00	75,6	76,7	54,4	112,7
1978-1979 à 1980-1981	0,00	-48,48	825,14	2,21	73,9	80,9	71,3	106,9
1979-1980 à 1981-1982	10,11	-35,88	475,49	1,08	80,1	83,7	75,1	105,1
1980-1981 à 1982-1983	2,82	-18,19	417,62	2,24	75,9	81,0	72,9	106,6
1981-1982 à 1983-1984	3,15	-44,82	613,43	9,77	88,6	87,9	70,4	109,1
1982-1983 à 1984-1985	0,09	-161,11	951,72	2,08	75,6	82,5	70,2	107,8
1983-1984 à 1985-1986	0,00	-79,54	1182,96	1,03	85,3	82,8	60,7	112,6
1984-1985 à 1986-1987	0,05	-145,34	1441,05	3,24	80,9	78,4	57,4	112,4
1985-1986 à 1987-1988	128,67	-41,86	630,35	2,09	79,1	87,6	87,0	98,4

Les critères de *Nash* sont satisfaisants dans la mesure où ils dépassent 70% à quelques exceptions près. Ceci nous permet de dire que les paramètres du modèle sont stables. Il s'agit donc des paramètres qui se rapprochent le plus de ceux du terrain.

Des valeurs négatives du coefficient d'échange X_2 signifient que le réservoir topographique perd de l'eau. Cette perte correspond à la part d'eau du bassin versant topographique qui alimente les aquifères sous-jacents. Cet échange est d'autant plus important que le réservoir topographique regorge de l'eau.

Nous pouvons ainsi dire que le calage des différents paramètres est satisfaisant dans la mesure où ils sont contenus dans la limite des zones de confiance de chaque paramètre calé ainsi que nous pouvons le voir dans la figure V-4 ci-dessus.

La figure V-5 ci-dessous donne quant à lui l'ajustement à la loi de Gauss des paramètres réels obtenus.



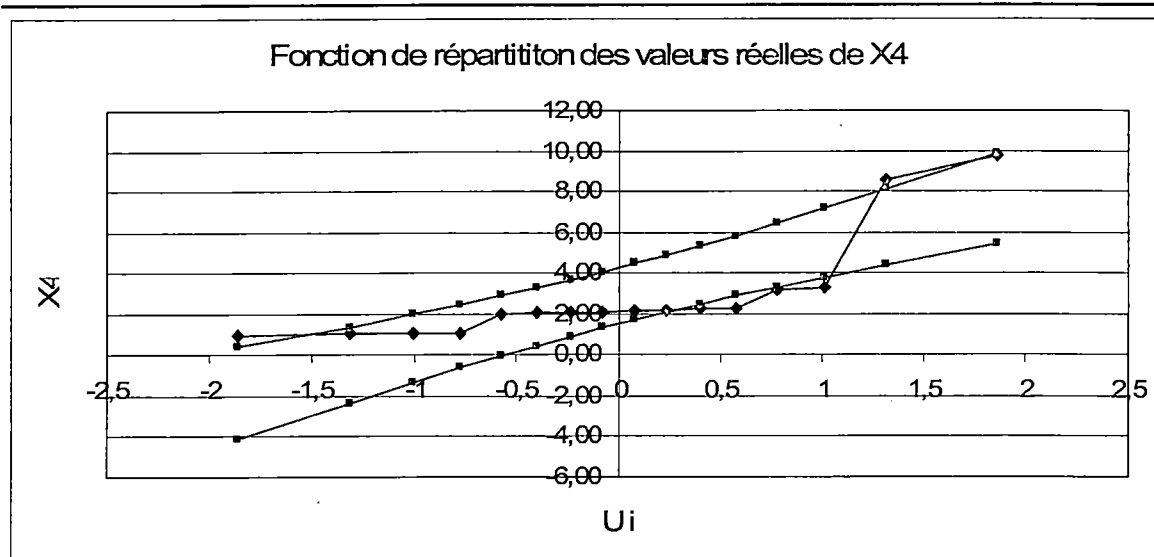


Figure V-5 : Fonction de répartition des paramètres réels du modèle GR4J

Ces intervalles délimitent les zones dans lesquelles sont comprises les valeurs réelles de chaque paramètre, c'est-à-dire les valeurs qui correspondent aux valeurs de ces paramètres sur le terrain.

V.1.2 – Simulation au GR2M

Pour le GR2M, les paramètres réels X_1 et X_2 sont obtenus à partir des paramètres transformés x_1 et x_2 de la manière suivante :

$$X_1 = e^{x_1} \text{ tandis que } X_2 \text{ correspond à la valeur transformée de } x_2.$$

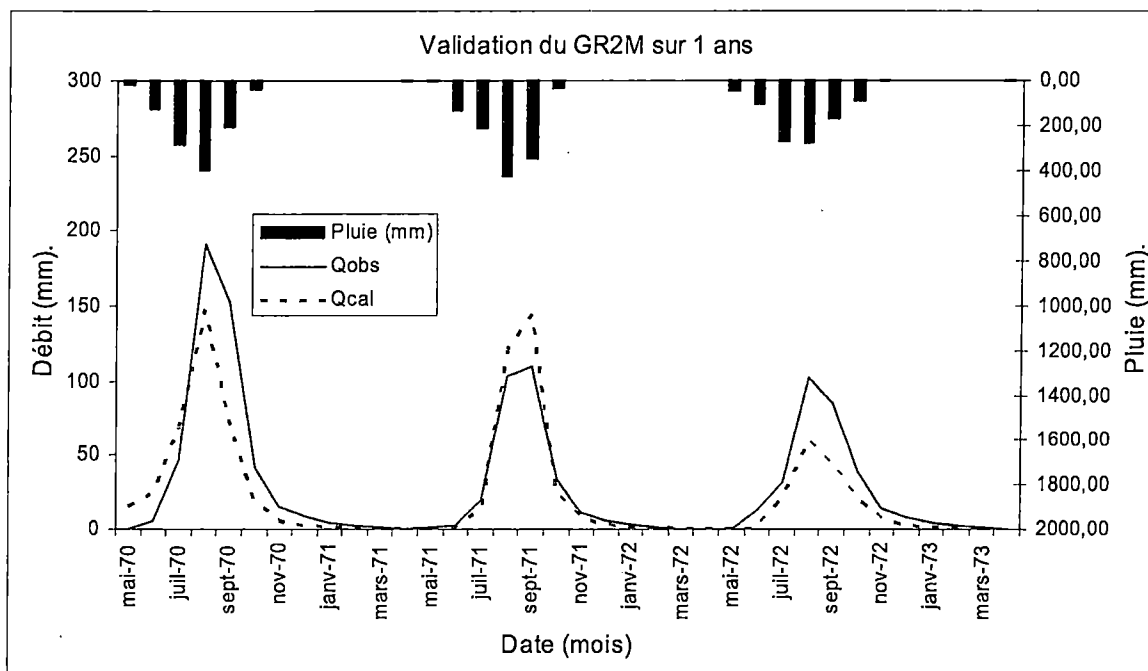
Signalons en ce qui concerne le GR2M que les débits observés qui sont introduits dans le modèle sont exprimés en millimètre par mois (mm/mois). La conversion de m³/s à mm/mois est faite par le GR4J qui fait la représentation des débits en mm/jour que l'on peut ramener en mm/mois.

Le tableau V-6 ci-dessous montre les résultats obtenus après simulation au GR2M sur des périodes de trois années hydrologiques.

Tableau V-6 : Résultats des simulations au GR2M sur une durée de validation de 1 an

Période	Entrées du modèle		Sorties du modèle					
	X_{T-1}	X_{T-2}	X_{T-1}	X_{T-2}	Nash(O)	Nash(Q)	Nash(lnQ)	Bilan
1970-1971 à 1972-1973	6,00	0,80	444,61	0,84	80,7	86,9	82,8	52,6
1971-1972 à 1973-1974	6,00	0,80	815,01	1,18	90,0	86,8	68,2	123,9
1972-1973 à 1974-1975	6,00	0,80	756,15	1,12	95,9	94,2	84,2	98,0
1973-1974 à 1975-1976	6,00	0,80	758,72	1,07	95,9	96,5	90,4	112,7
1974-1975 à 1976-1977	6,00	0,80	1356,55	1,18	86,0	81,7	61,8	90,3
1975-1976 à 1977-1978	6,00	0,80	1395,45	1,17	76,0	76,6	55,3	131,0
1976-1977 à 1978-1979	6,00	0,80	278,89	0,62	88,3	88,8	78,1	98,4
1977-1978 à 1979-1980	6,00	0,80	260,10	0,61	79,3	78,8	69,5	48,7
1978-1979 à 1980-1981	6,00	0,80	658,34	1,16	94,7	90,1	69,3	106,5
1979-1980 à 1981-1982	6,00	0,80	566,51	0,96	90,8	95,6	95,1	125,9
1980-1981 à 1982-1983	6,00	0,80	554,87	0,93	80,7	90,7	94,2	59,3
1981-1982 à 1983-1984	6,00	0,80	595,39	1,17	82,9	81,5	56,8	139,1
1982-1983 à 1984-1985	6,00	0,80	704,56	0,80	60,7	84,0	92,3	129,8
1983-1984 à 1985-1986	6,00	0,80	539,09	0,79	92,4	93,1	93,7	82,5
1984-1985 à 1986-1987	6,00	0,80	699,47	0,89	95,4	96,3	93,5	107,6

A quelques exceptions près, les critères d'efficacité de *Nash* sont satisfaisants. Ceci permet de dire que le modèle GR2M est caractérisé par une très grande stabilité de ses paramètres. Les figures V-6 ci-dessous illustrent les résultats des simulations au GR2M.



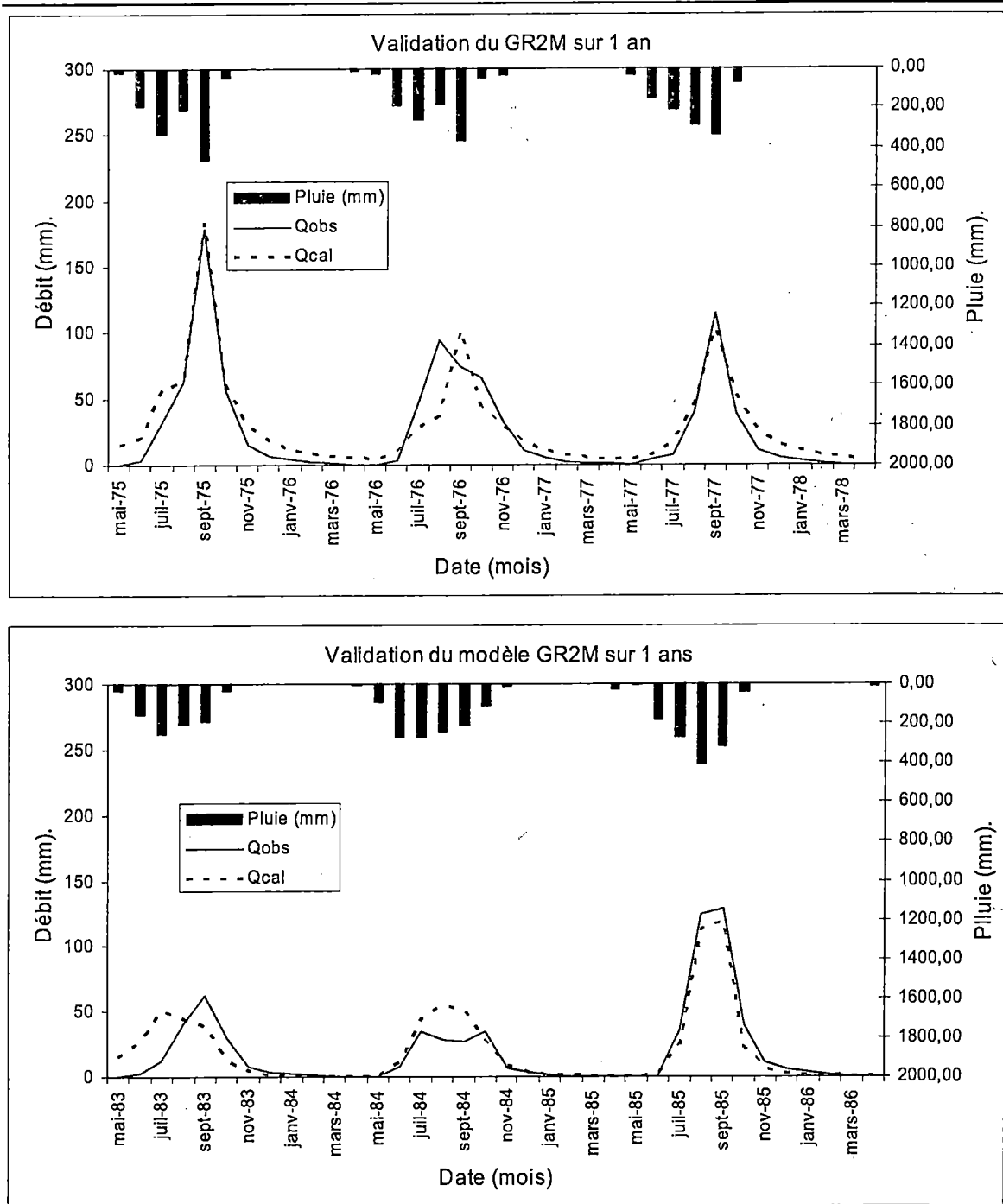


Figure V-6 : Courbe de transformation de la pluie en débit par le modèle GR2M

A ce niveau de simulation, nous pouvons affirmer que la restitution des hydrogrammes donne des bons résultats. D'ailleurs aucun modèle ne peut donner une restitution parfaite des débits et ce n'est même pas le but visé en modélisation. Les décalages observés en temps ou en amplitude sont dus aux insuffisances qui, du reste, touchent tous les modèles même ceux

qui sont reconnus pour leur performance. C'est la raison pour laquelle le critère d'efficacité n'atteint presque jamais 100%.

D'ailleurs le bilan entre les débits observés et les débits calculés est donné de la manière suivante :

$$Bilan = \left(\frac{\sum Q_{cal}}{\sum Q_{obs}} \right) * 100 \quad (86)$$

On dit que le modèle surestime les débits lorsque le bilan est supérieur à 100% et qu'il sous-estime les débits lorsque le bilan est inférieur à 100%. Un modèle idéal ou parfait donnerait un bilan égal à 100%. Mais ce type de modèle n'existe dans l'imaginaire, il n'existe presque pas. Dans la plupart des cas un modèle va toujours alternativement soit surestimer, soit sous-estimer les débits qu'il génère à partir de la pluie. Ces modèles n'ont pas dérogé à la règle.

V.2 – Effet de la variation de la longueur de la période de validation sur la stabilité des paramètres

V.2.1 – Réponse du modèle GR4J

Après ces résultats des simulations sur des périodes d'une durée de trois (3) ans, il nous a paru nécessaire de voir la réponse du modèle en faisant varier la longueur de la série à simuler. C'est ainsi que nous avons réalisé des simulations sur 4, 5, 6 ans. Le tableau V-7 ci-dessous donne les résultats obtenus sur une durée de validation de deux (2) ans.

Tableau V-7 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 2 ans

Période	Paramètres réels				Critères d'appréciation			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$Nash(Q)$	$Nash(\sqrt{Q})$	$Nash(\ln Q)$	Bilan
1970-1971 à 1973-1974	0,00	-55,53	923,10	2,03	83,0	82,3	67,8	108,9
1971-1972 à 1974-1975	140,14	-2,56	414,11	1,07	88,4	90,6	77,2	104,0
1972-1973 à 1975-1976	0,00	-50,04	1038,16	1,02	78,2	82,4	70,1	110,8
1973-1974 à 1976-1977	0,00	-69,82	1090,30	2,05	64,6	79,8	75,2	101,9
1974-1975 à 1977-1978	0,00	-84,90	1123,51	2,10	66,9	78,2	70,7	104,3
1975-1976 à 1978-1979	0,00	-104,23	926,18	2,13	65,9	81,7	81,0	98,8
1976-1977 à 1979-1980	0,00	-102,76	938,43	2,11	63,5	81,2	79,6	92,5
1977-1978 à 1980-1981	0,00	-53,89	856,17	2,17	73,8	79,4	65,2	110,6
1978-1979 à 1981-1982	4,01	-44,64	703,82	2,12	72,5	79,7	70,3	107,2
1979-1980 à 1982-1983	0,00	-52,36	558,80	1,09	71,1	77,0	73,1	102,1
1980-1981 à 1983-1984	9,56	-14,48	386,21	2,36	72,3	79,6	68,2	102,8
1981-1982 à 1984-1985	2,24	-95,49	828,68	3,06	69,4	79,4	67,3	104,0
1982-1983 à 1985-1986	9,30	-54,05	885,62	2,08	79,6	78,6	56,1	115,7
1983-1984 à 1986-1987	3,60	-74,87	1079,49	2,16	80,4	79,0	57,5	114,0

Nous pouvons remarquer à travers ces résultats que le modèle réagit moins bien qu'avec une année de validation. Mais globalement les résultats sont satisfaisants car dans tous les cas de simulation l'un au moins des trois critères d'efficacité est supérieur à 70%. En particulier le critère de $Nash(\sqrt{Q})$ donne des résultats satisfaisants pour toutes les simulations. Cela signifie qu'en allongeant la période de simulation, le modèle accorde une plus grande importance aux débits moyens. La restitution des débits extrêmes se fait de la même manière que l'on considère les débits de crue ou d'étiage (figure V-7).

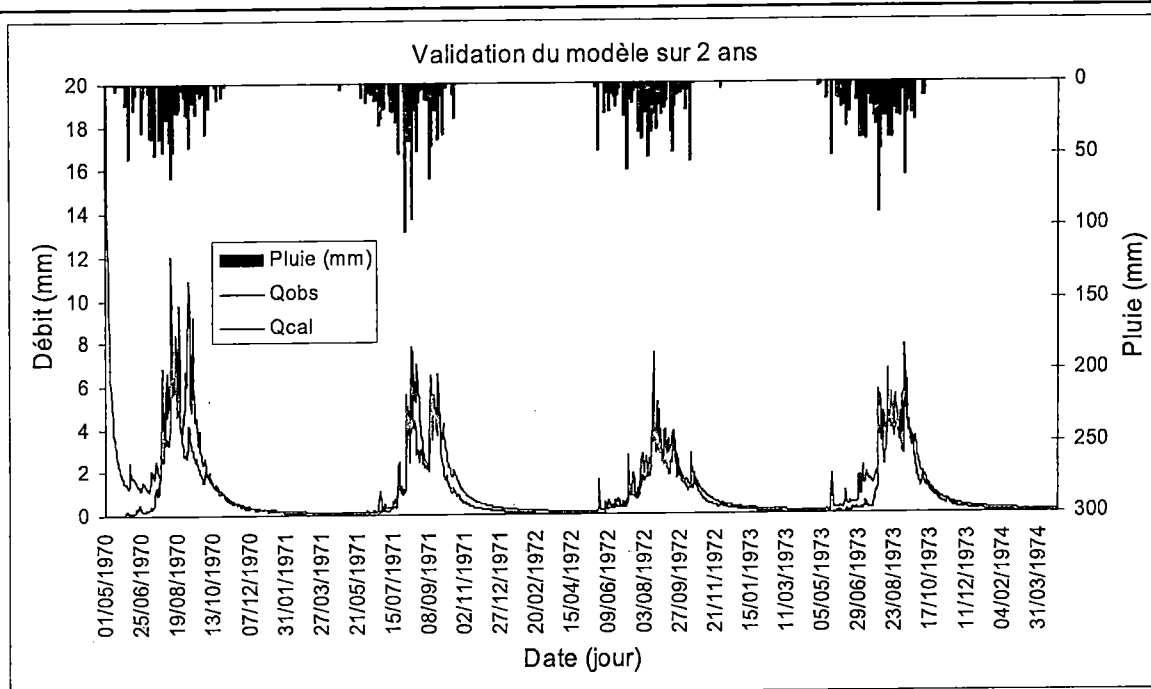


Figure V-7 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 2 ans

Le tableau V-8 ci-dessous donne les résultats de la validation du modèle sur une période de trois ans.

Tableau V-8 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 3 ans

Période	Paramètres réels				Critères d'appréciation			
	X_1	X_2	X_3	X_4	Nash(O)	Nash(V)	Nash(dO)	Bilan
1970-1971 à 1974-1975	0,00	-48,94	984,59	2,09	81,9	83,0	67,8	110,6
1971-1972 à 1975-1976	0,00	-54,67	1056,81	1,04	79,7	81,3	66,5	112,9
1972-1973 à 1976-1977	0,00	-56,95	1081,91	1,04	74,4	81,9	72,0	107,3
1973-1974 à 1977-1978	0,00	-76,12	1058,69	2,05	66,1	78,7	72,1	105,3
1974-1975 à 1978-1979	0,00	-98,80	1004,84	2,13	62,9	79,9	80,0	95,6
1975-1976 à 1979-1980	0,00	-99,59	941,14	2,13	66,4	81,3	77,6	97,9
1976-1977 à 1980-1981	0,00	-81,88	888,16	2,16	63,5	80,6	77,8	96,6
1977-1978 à 1981-1982	3,31	-46,75	735,34	2,11	72,9	79,5	67,9	107,7
1978-1979 à 1982-1983	0,00	-52,66	699,51	2,16	70,8	78,7	72,3	104,7
1979-1980 à 1983-1984	2,02	-46,31	572,06	2,03	71,8	79,2	72,9	102,8
1980-1981 à 1984-1985	2,73	-56,06	606,56	2,15	55,6	73,9	70,0	100,8
1981-1982 à 1985-1986	4,83	-64,13	942,53	2,08	79,4	77,8	54,6	114,5
1982-1983 à 1986-1987	11,43	-55,04	879,26	2,12	78,4	78,3	57,2	113,3

Les résultats sur trois années de validation confirment ceux obtenus avec deux années de validation. Ce sont les débits moyens qui sont mieux rendus, d'où les valeurs de $Nash(\sqrt{Q})$ satisfaisants sur l'ensemble de la période de simulation. De même les $Nash(Q)$ et $Nash(\ln Q)$, qui donnent plus d'importance respectivement aux débits de crue et aux débits d'étiage, ne sont totalement satisfaisants. Nous pouvons ainsi dire que pour des séries longues, le modèle fonctionne mieux sur les valeurs moyennes de débit. La figure V-8 ci-dessous montre l'allure générale de l'évolution des débits observation comparés aux débits calculés.

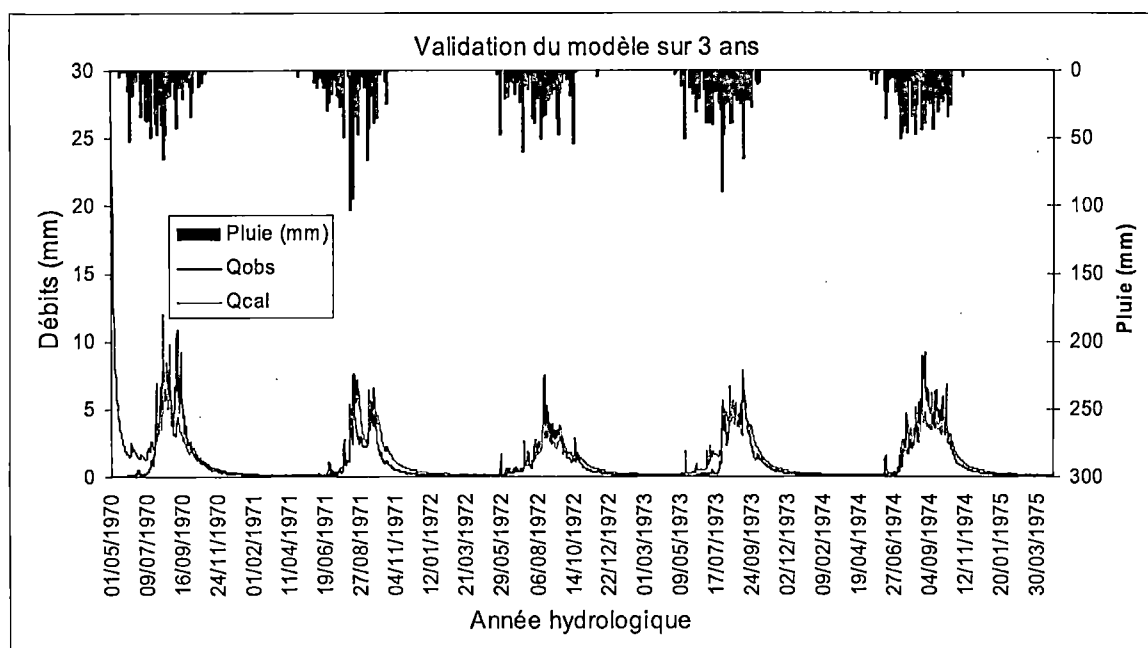


Figure V-8 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 3 ans

Le paramètre d'échange X_2 est toujours négatif traduisant la percolation de l'eau du bassin versant topographique vers les aquifères souterrains. Ce résultat est conforme à celui obtenu avec des validations du modèle sur 1 an.

Le modèle a tendance à surestimer légèrement les débits car il donne des bilans en général supérieurs à 100% (somme des débits calculés divisée par somme des débits observés). Néanmoins cette surestimation n'est pas excessive, de sorte que les critères d'efficacité restent satisfaisants. Cette tendance est conforme avec celle observée lorsque la validation s'est faite sur 1 an.

En allongeant encore d'une année la période de validation du modèle (validation sur 4 ans), on obtient les résultats suivants (tableau V-9) :

Tableau V-9 : Résultats de la simulation au GR4J sur une durée de validation de 4 ans

Période	Paramètres réels				Critères d'appréciation			
	X_1	X_2	X_3	X_4	$Nash(Q)$	$Nash(\sqrt{Q})$	$Nash(\ln Q)$	Bilan
1970-1971 à 1975-1976	0,00	-48,94	984,59	2,09	81,9	83,0	67,8	110,6
1971-1972 à 1976-1977	0,00	-54,67	1056,81	1,04	79,7	81,3	66,5	112,9
1972-1973 à 1977-1978	0,00	-62,61	1041,40	2,05	72,1	80,6	70,9	107,9
1973-1974 à 1978-1979	0,00	-89,17	994,18	2,15	62,6	79,7	78,9	98,1
1974-1975 à 1979-1980	0,00	-95,91	1018,89	2,11	64,0	80,0	76,8	96,6
1975-1976 à 1980-1981	0,00	-83,49	895,21	2,15	65,5	80,5	76,4	99,9
1976-1977 à 1981-1982	0,00	-79,93	840,32	2,16	66,0	80,7	76,8	99,0
1977-1978 à 1982-1983	0,00	-54,76	731,36	2,14	71,0	78,7	70,3	106,1
1978-1979 à 1983-1984	0,00	-54,90	720,06	2,16	71,9	79,1	70,3	106,7
1979-1980 à 1983-1985	3,73	-51,45	579,98	2,00	66,1	76,5	71,5	102,4
1980-1981 à 1985-1986	0,99	-73,36	907,12	2,11	70,4	76,0	61,5	107,7
1981-1982 à 1986-1987	4,74	-71,89	978,90	2,16	77,9	77,0	55,7	113,7

Ces derniers résultats obtenus sur une durée de validation de quatre (4) ans viennent conforter l'idée que, pour des simulations de longue durée, le modèle est mieux adapté sur des valeurs moyennes de débit. Car nous pouvons remarquer que les valeurs des $Nash(\sqrt{Q})$ obtenues dépassent sur toute la période de simulation 70%. Les $Nash(Q)$ et $Nash(\ln Q)$ présentent quelques valeurs qui sont en deçà de 70%. Ceci limite la performance du modèle en allongeant les séries. La figure V-9 ci-dessous nous en donne l'illustration :

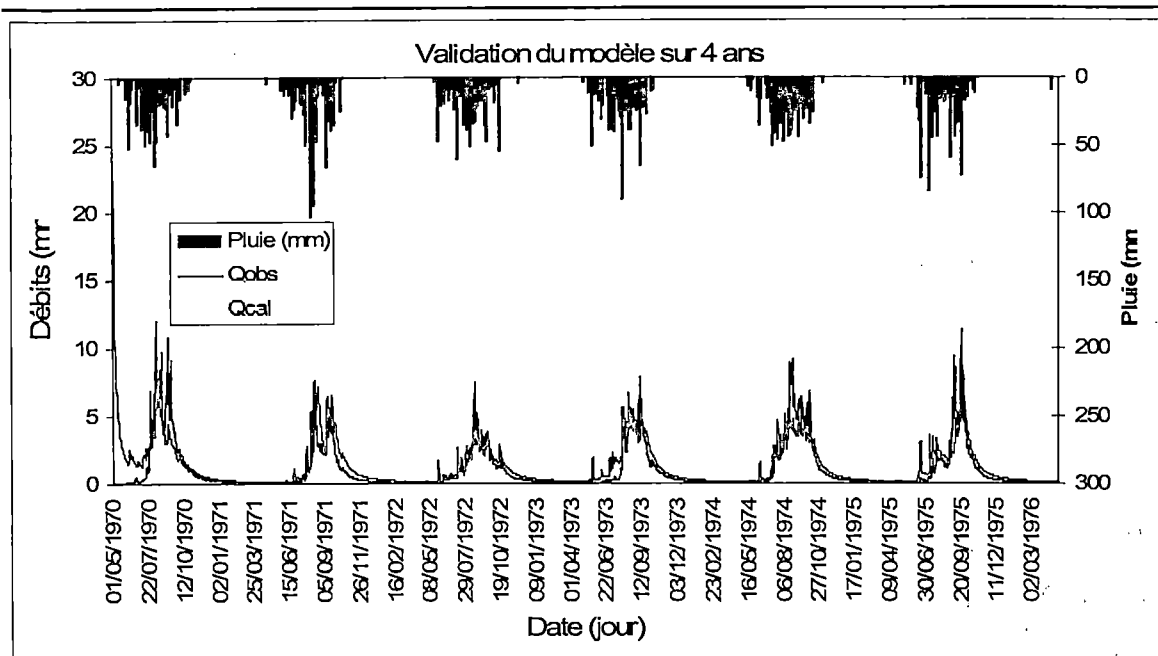


Figure V-9 : Courbe de validation du modèle GR4J sur 4 ans

Toutefois, malgré les limites du modèle signalées ci-dessus qui sont liées aux débits extrêmes (débits de crue ou débits d'étiage), nous pouvons dire que le modèle est assez performant et assure une bonne transformation de la pluie en débit. Car, comme le montre la figure V-9 ci-dessus, la restitution des débits est assez bien faite.

V.2.2 – Réponse du modèle GR2M

Contrairement au GR4J, le GR2M montre une efficacité qui n'est pas altérée avec l'allongement de la longueur de la série chronologique. Cela est dû au fait que cette version du modèle est conçue pour permettre des simulations sur des séries de plusieurs années hydrologiques. Le tableau V-10 suivant montre les résultats des simulations réalisées sur une série chronologique de quatre (4) années hydrologiques correspondant à deux (2) années de validation du modèle.

Tableau V-10 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 2 ans

Période	Entrées du modèle		Sorties du modèle					
	x_1	x_2	\bar{X}_1	\bar{X}_2	Nash(Q)	Nash(Q)	Nash(lnQ)	Bilan
1970-1971 à 1973-1974	6,00	0,80	875,70	1,09	86,1	89,3	78,8	87,3
1971-1972 à 1974-1975	6,00	0,80	728,18	1,15	93,8	91,8	78,9	111,2
1972-1973 à 1975-1976	6,00	0,80	810,24	1,09	95,7	95,1	86,1	101,3
1973-1974 à 1976-1977	6,00	0,80	975,37	1,15	88,5	89,1	77,5	104,3
1974-1975 à 1977-1978	6,00	0,80	1157,63	1,13	88,0	85,7	69,4	99,7
1975-1976 à 1978-1979	6,00	0,80	306,21	0,65	74,0	77,8	71,4	95,4
1976-1977 à 1979-1980	6,00	0,80	315,15	0,66	82,3	83,7	76,9	83,7
1977-1978 à 1980-1981	6,00	0,80	336,41	0,72	75,6	84,7	83,5	62,5
1978-1979 à 1981-1982	6,00	0,80	630,61	1,01	89,7	93,9	90,0	105,1
1979-1980 à 1982-1983	6,00	0,80	573,22	1,01	85,7	92,4	90,4	105,1
1980-1981 à 1983-1984	6,00	0,80	614,96	0,97	81,9	90,7	90,3	72,6
1981-1982 à 1984-1985	6,00	0,80	596,74	0,92	54,1	80,5	88,0	127,7
1982-1983 à 1985-1986	6,00	0,80	591,72	0,84	89,8	91,5	93,1	106,3
1983-1984 à 1986-1987	6,00	0,80	606,21	0,80	91,4	93,2	93,3	85,5

Nous pouvons remarquer que le modèle est globalement satisfaisant même s'il y a des valeurs de Nash 70%. Mais signalons quand même que ces valeurs sont assez loin de 70% (20% par exemple). La figure V-10 ci-dessous donne l'illustration des courbes obtenues sur une durée de validation de deux (2) ans :

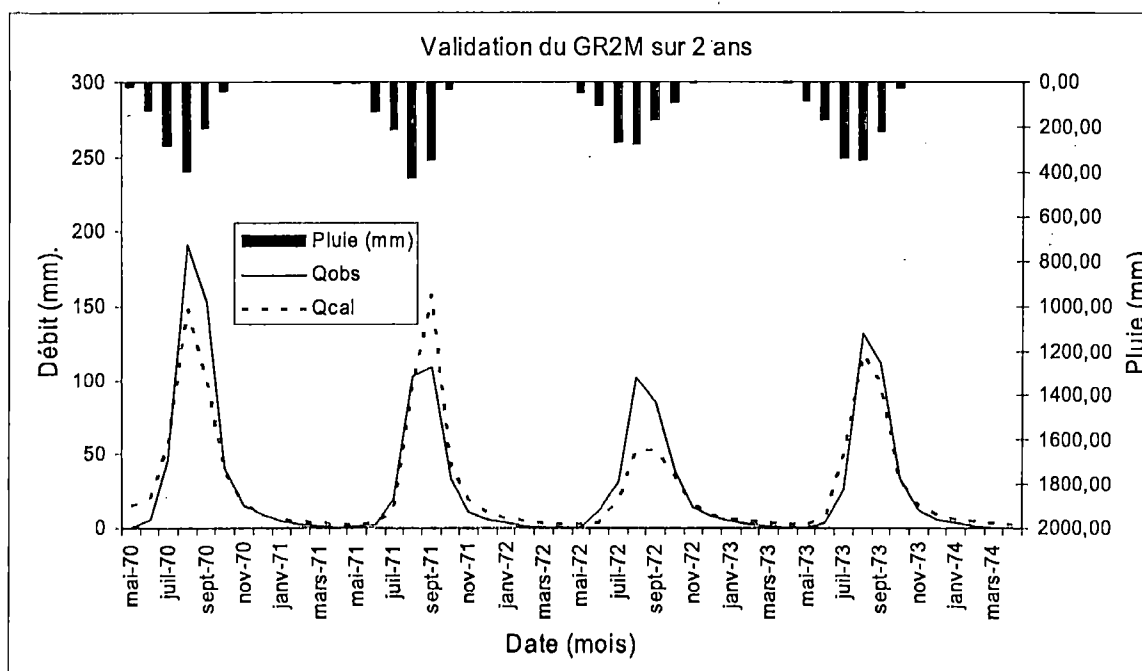


Figure V-10 : Courbe de validation du GR2M sur 2 ans

Il est intéressant de voir les résultats avec différentes durées de validation du modèle. Les résultats de ces variations de la période de validation sont donnés dans le tableau V-11 ci-dessous :

Tableau V-11 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 4 ans

Période	Entrées du modèle		Sorties du modèle					
	X_1	X_2	X_1	X_2	$Nash(Q)$	$Nash(\sqrt{Q})$	$Nash(\ln Q)$	Bilan
1970-1971 à 1975-1976	6,00	0,80	798,79	1,07	91,5	93,1	85,3	93,9
1971-1972 à 1976-1977	6,00	0,80	913,04	1,16	88,5	88,7	75,2	105,6
1972-1973 à 1977-1978	6,00	0,80	893,35	1,11	90,6	91,0	80,5	101,1
1973-1974 à 1978-1979	6,00	0,80	468,71	0,81	80,8	88,0	89,2	91,5
1974-1975 à 1979-1980	6,00	0,80	423,95	0,75	78,1	83,3	83,2	80,2
1975-1976 à 1980-1981	6,00	0,80	389,15	0,76	72,5	83,2	84,8	87,3
1976-1977 à 1981-1982	6,00	0,80	402,25	0,76	82,5	89,7	88,5	87,2
1977-1978 à 1982-1983	6,00	0,80	381,01	0,77	76,1	87,1	89,2	71,5
1978-1979 à 1983-1984	6,00	0,80	643,52	1,06	86,2	90,8	82,3	102,3
1979-1980 à 1984-1985	6,00	0,80	569,34	0,94	79,6	88,7	90,8	107,5
1980-1981 à 1985-1986	6,00	0,80	580,17	0,88	84,6	90,3	93,0	89,2
1981-1982 à 1986-1987	6,00	0,80	676,56	0,91	79,2	88,3	90,4	106,0

Le modèle réagit assez bien mais il existe encore des périodes qui ne donnent pas des critères de *Nash* satisfaisants. L'illustration est donnée par la figure V-11 ci-dessous :

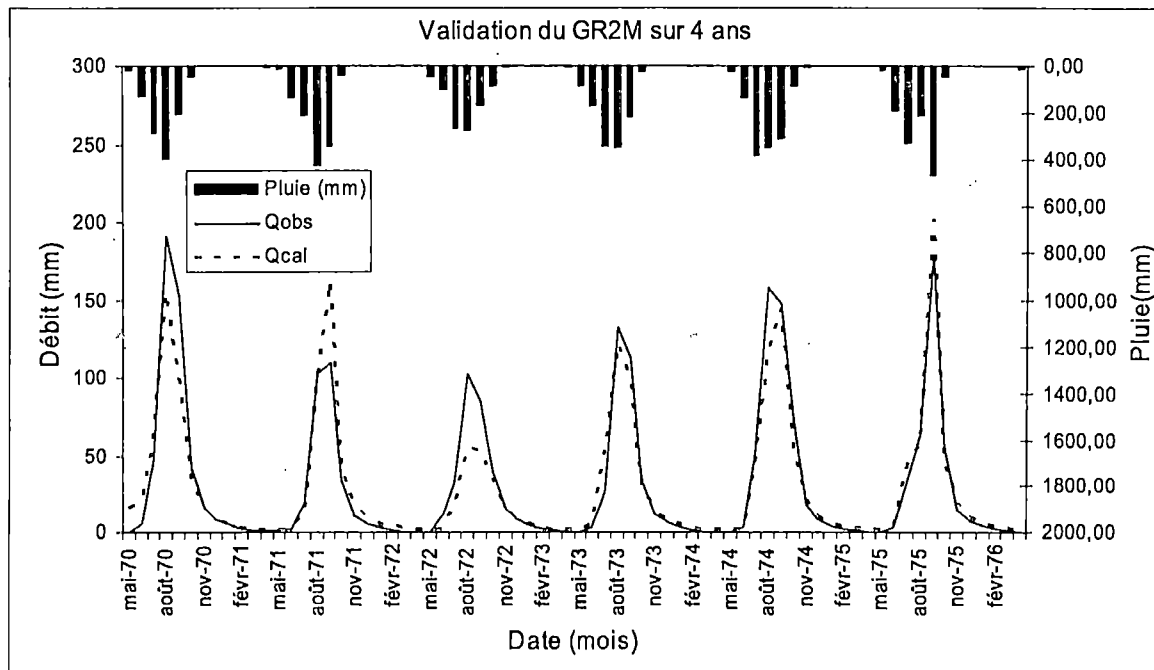


Figure V-11 : Courbe de validation du GR2M sur 4 ans

La validation sur quatre (4) ans donne des résultats meilleurs que ceux obtenus avec une durée de trois ans. Le bilan fait entre les débits calculés et observés nous permet de le dire. Ce bilan traduit des écarts plus importants sur des durées de validation de trois ans que sur quatre ans (tableau V-12).

Tableau V-12 : Résultats de la simulation au GR2M sur une durée de validation de 10 ans

Période	Entrees du modèle		Sorties du modèle					
	X_1	X_2	X_1	X_2	$Nash(Q)$	$Nash(\sqrt{Q})$	$Nash(\ln Q)$	Bilan
1970-1971 à 1981-1982	6,00	0,80	550,57	0,89	82,6	90,7	92,7	86,7
1971-1972 à 1982-1983	6,00	0,80	553,14	0,91	80,6	90,1	93,1	91,3
1972-1973 à 1983-1984	6,00	0,80	573,35	0,91	81,6	91,0	94,4	89,2
1973-1974 à 1984-1985	6,00	0,80	517,60	0,86	79,7	89,0	93,1	90,9
1974-1975 à 1985-1986	6,00	0,80	494,05	0,83	80,3	88,5	91,9	86,6
1975-1976 à 1986-1987	6,00	0,80	469,22	0,80	77,3	87,2	90,3	89,1

Sur une période de validation de dix (10) ans, nous pouvons remarquer que le bilan se rapproche un peu plus de 100% qui traduit une parfaite restitution des débits observés par le modèle. Ce bilan est donné de la manière suivante :

$$Bilan = \left(\frac{\sum Q_{cal}}{\sum Q_{obs}} \right) * 100$$

Ce terme traduit donc l'écart relatif entre les débits calculés et ceux observés sur le terrain. Chaque fois que cet écart est supérieur à 100, le modèle a tendance à surestimer les débits ; à l'inverse si l'écart est inférieur à 100; modèle a tendance à sous-estimer les débits. Nous pouvons constater que le modèle réduit cet écart au fur et à mesure que la série s'allonge. La figure V-12 ci-dessous montre l'allure des courbes des débits simulés par rapport aux débits observés :

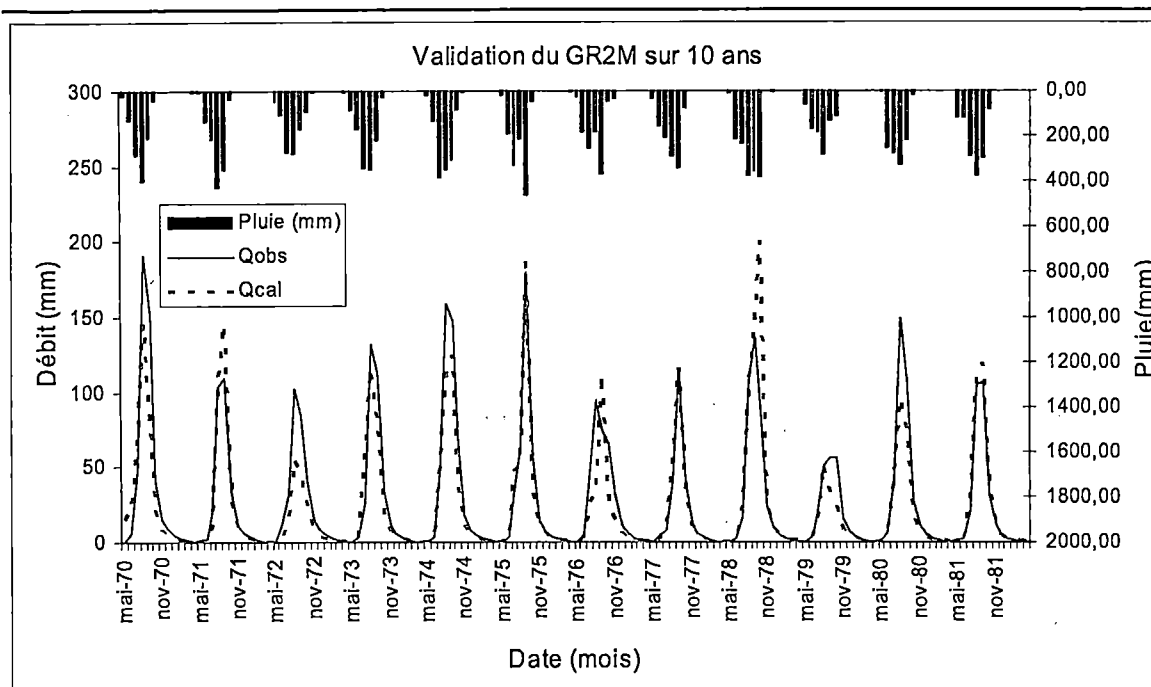


Figure V-12 : Courbe de validation du GR2M sur 10 ans

La simulation sur toute la longueur de nos observations (soit une durée de validation de 15 ans) donne les résultats suivants :

- Paramètres réels :

$$X_1 = 550.57$$

$$X_2 = 0.89$$

- Critères d'efficacité de Nash (%) :

$$Nash(Q) = 82.6$$

$$Nash(\sqrt{Q}) = 90.7$$

$$Nash(\ln Q) = 92.7$$

- Bilan (%) = 89.45

La représentation graphique est donnée ci-dessous (figure V-13) :

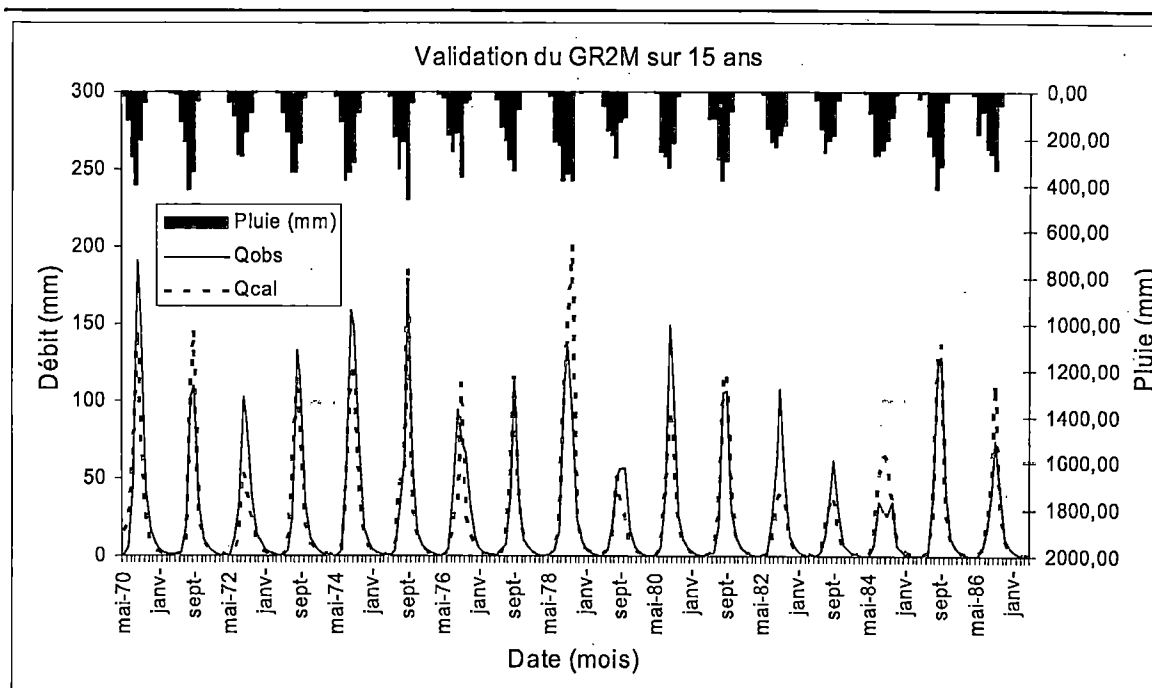


Figure V-13 : Courbe de validation du GR2M sur 15 ans

Le modèle s'est ainsi révélé efficace pour simuler les écoulements du fleuve Gambie. Les valeurs de *Nash* obtenues (dépassant 80%) constituent la preuve de cette efficacité. Amoussou et al. (2007) dans le bassin du fleuve Mono a fait le même constat avec des valeurs de *Nash* qui dépassaient 90%.

Le modèle GR2M est adapté pour permettre des simulations sur de longues chroniques (plusieurs années hydrologiques) du fait qu'il fonctionne au pas de temps mensuel. Ce fait justifie les meilleurs résultats du modèle au fur et à mesure que la série chronologique s'allonge.

V.3 – Apparition des débits maximaux

Dans le tableau V-13 ci-dessous nous présentons les débits maximaux et leurs dates d'apparition.

Etude statistique et Modélisation pluie – débit à l'aide des modèles conceptuels globaux GR4J et GR2M : application sur le bassin versant du fleuve Gambie à la station de Kédougou

	Débits observés		Débits calculés		Qmax(obs) - Qmax(cal)
	Date	Amplitude	Date	Amplitude	
1970-1971 à 1972-1973	19/08/1972	7,46	19/08/1972	5,09	2,38
1971-1972 à 1973-1974	07/09/1973	7,81	07/09/1973	9,45	-1,64
1972-1973 à 1974-1975	25/08/1974	9,12	16/09/1974	5,72	3,40
1973-1974 à 1975-1976	20/09/1975	11,28	21/09/1975	10,87	0,40
1974-1975 à 1976-1977	18/08/1976	8,04	27/09/1976	5,50	2,55
1975-1976 à 1977-1978	16/09/1977	6,64	21/09/1977	4,20	2,44
1976-1977 à 1978-1979	27/09/1978	8,66	24/10/1978	7,97	0,69
1977-1978 à 1979-1980	27/09/1979	4,40	30/08/1979	2,85	1,55
1978-1979 à 1980-1981	11/08/1980	10,50	26/08/1980	7,97	2,52
1979-1980 à 1981-1982	23/08/1981	7,56	19/09/1981	6,02	1,54
1980-1981 à 1982-1983	15/09/1982	5,30	02/09/1982	4,48	0,83
1981-1982 à 1983-1984	29/09/1983	3,25	26/09/1983	2,28	0,97
1982-1983 à 1984-1985	06/10/1984	3,67	14/07/1984	1,57	2,10
1983-1984 à 1985-1986	05/09/1985	8,80	18/08/1985	6,81	1,99
1984-1985 à 1986-1987	04/09/1986	3,78	07/09/1986	2,91	0,87

Tableau V-13 : Pics des débits observés et calculés

Ce tableau permet de constater que les débits maximaux observés et calculés n'apparaissent pas toujours en à la même date. Ceci constitue une faiblesse du logiciel dans ce sens que ces valeurs ne correspondent parfois pas au même évènement pluvieux. En effet le débit maximum observé peut correspond dans la plupart des cas à un pic simplement de débits simulé. De plus ce pic est assez souvent décalé dans le temps et n'apparaît que très rarement à la même date que celle du pic de débit observé correspondant au débit maximum.

V.4 - Synthèse sur les modèles GR4J et GR2M

En faisant varier la longueur de la chronique et en chevauchant sur la période d'étude, nous remarquons que les valeurs de *Nash* obtenues sont toujours élevées, de l'ordre de 84%. Ceci nous permet aussi de voir la grande stabilité des paramètres du modèle au pas de temps mensuel (GR2M) contrairement au GR4J qui, lui, se caractérise par des paramètres moins stables.

En ramenant au pas de temps mensuels les débits obtenus à partir du modèle GR4J, il est possible de faire une comparaison avec ceux obtenus à partir du GR2M. Nous pouvons, de cette manière, voir les écarts des résultats obtenus à partir de l'un ou l'autre modèle par rapport aux débits observés. La figure V-14 ci-dessous montre le résultat de cette comparaison.

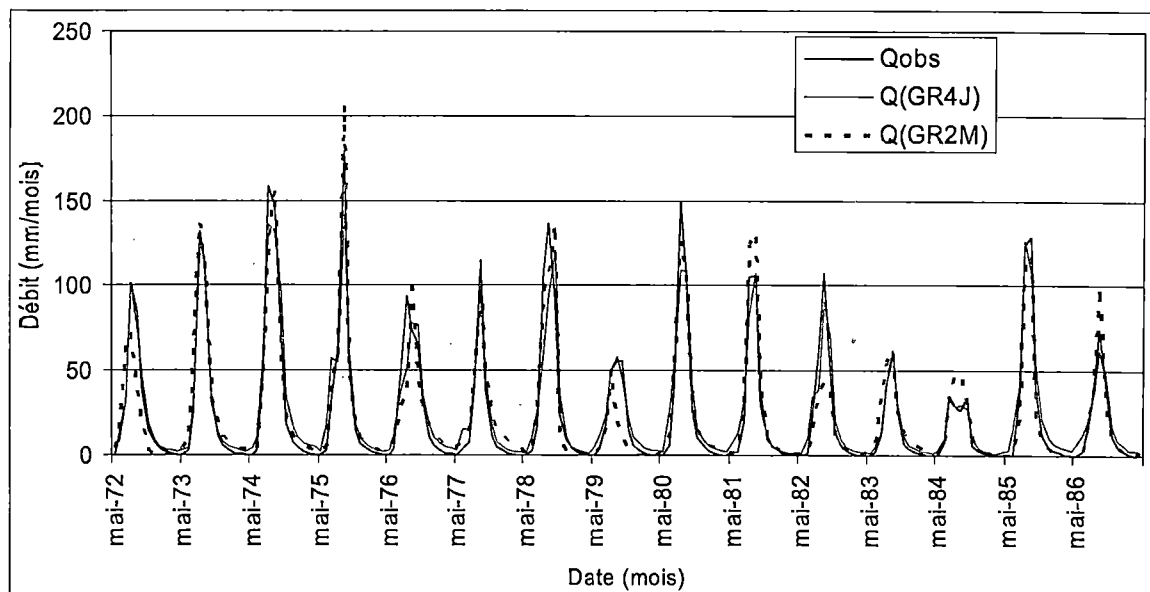


Figure V-14 : Comparaison des débits obtenus à partir des modèles GR4J et GR2M

Cette comparaison nous permet de constater que les débits obtenus à partir du GR2M s'écartent un peu plus des valeurs observées. Ce qui nous permet de dire que le GR4J donne des résultats meilleurs que le GR2M. Les différences faites entre les débits calculés à partir des modèles et ceux observés montrent globalement l'écartement par rapport aux débits observés (figure V-15).

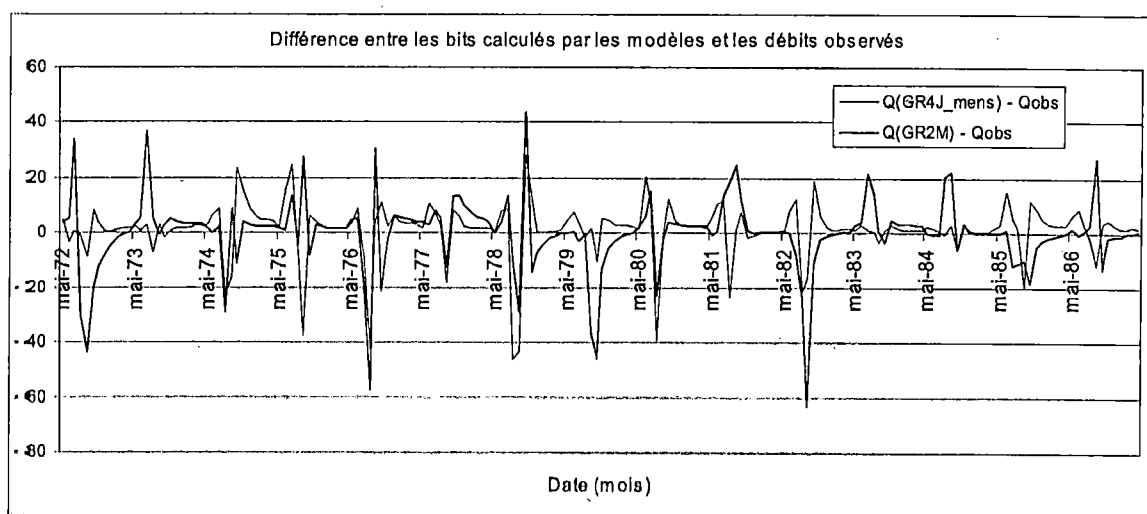


Figure V-15 : Ecartement des débits obtenus à partir des modèles GR4J et GR2M par rapport aux débits observés

Cette figure V-15 permet de remarquer que les écarts entre les débits générés par les deux modèles sont importants. Mais comme nous l'avons dit précédemment, le modèle GR4J donne des résultats de bien meilleure qualité que ceux obtenus à partir du modèle GR2M. L'illustration en est donnée sur les figures V-16, V-17 et V-18 ci-dessous :

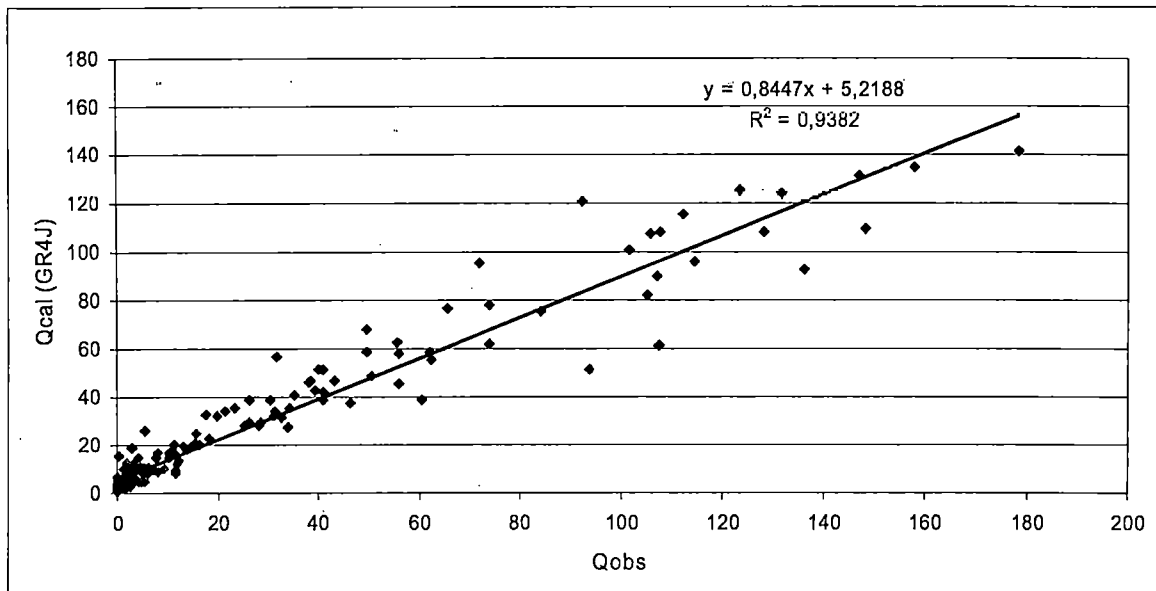


Figure V-16 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés

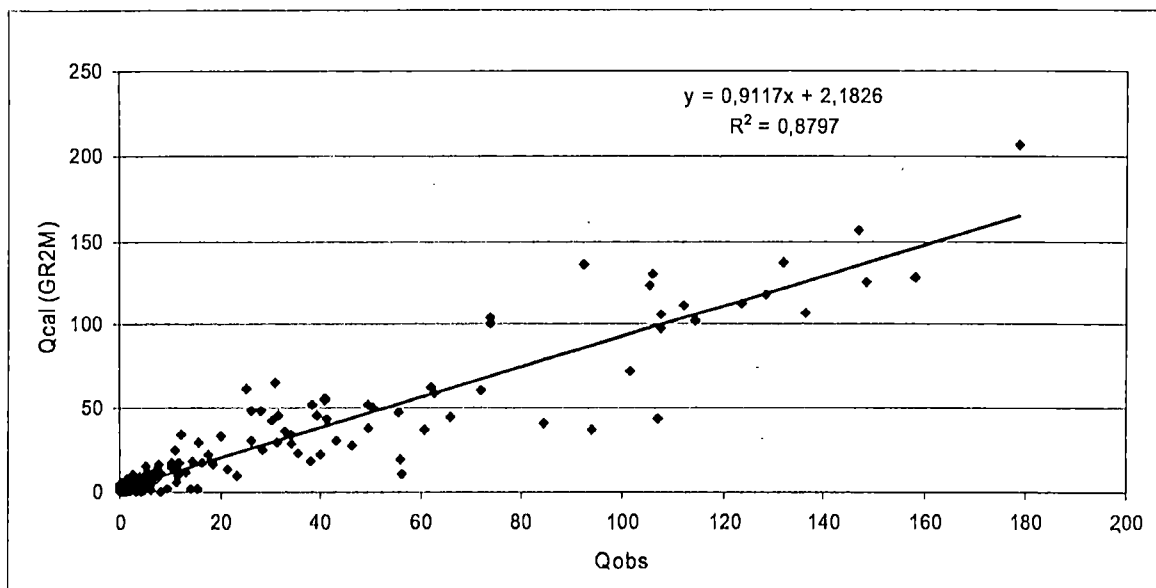


Figure V-17 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés

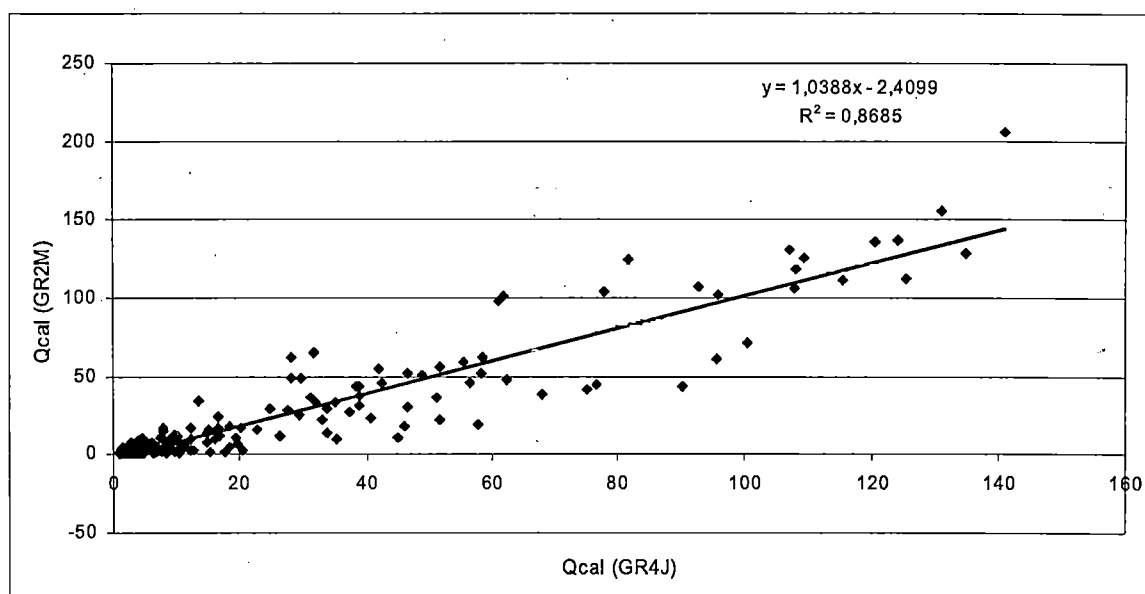


Figure V-18 : Débits calculés par le modèle GR4J en fonction des débits observés

Ces figures montrent des écarts moindres des débits calculés par le modèle GR4J par rapport à ceux calculés par le modèle GR2M comparativement aux débits observés. La valeur des coefficients de détermination confirme la meilleure restitution des débits par le modèle GR4J sans toutefois enlever la bonne qualité du modèle GR2M (figures V-16 et V-17).

V.5 – Génération des débits sur les périodes sans observations

Du fait que les modèles ont donnés des résultats satisfaisants après calage, ils peuvent être utilisés pour combler les débits des périodes manquantes. Pour le faire il est nécessaire de disposer de la pluie comme information.

V.5.1 – Utilisation du modèle GR4J

Le modèle GR4J a donné les résultats suivants au cours de la génération des débits des périodes manquantes (figure V-19).

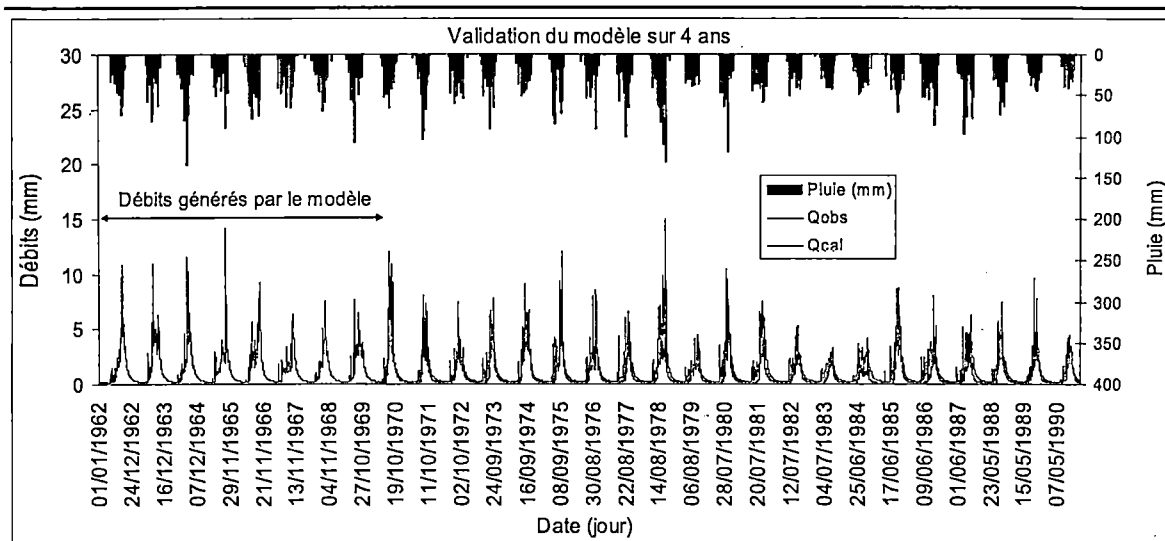


Figure V-19 : Utilisation du GR4J pour générer les débits des périodes manquantes

Il suffit juste de convertir ces débits en m^3/s dans la mesure où le modèle donne des résultats satisfaisants.

V.5.2 – Utilisation du modèle GR2M

La figure V-20 ci-dessous montre les résultats de la reconstitution des débits au pas de temps mensuels.

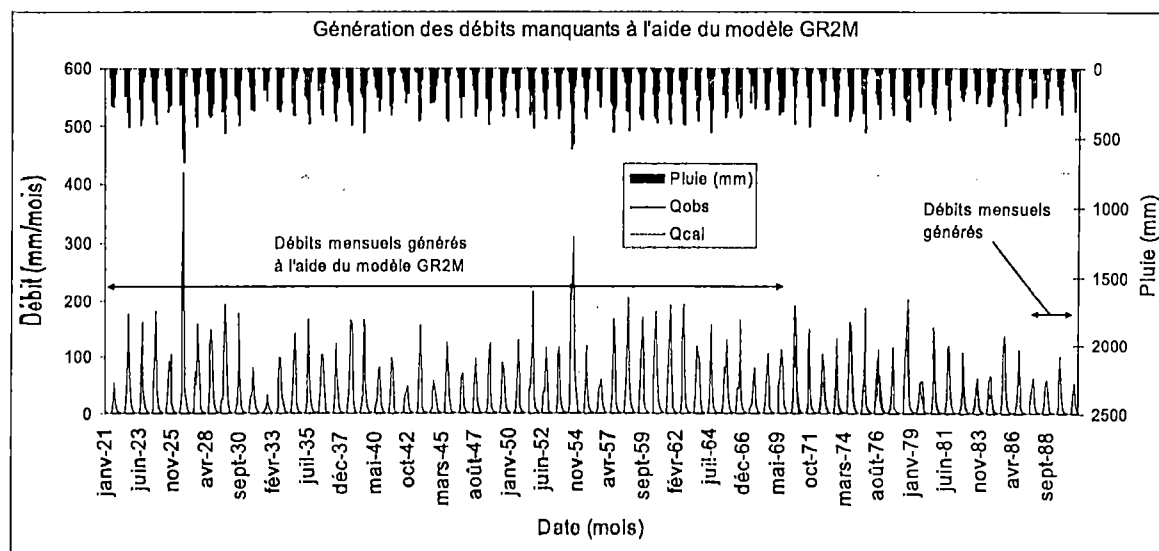


Figure V-20 : Débits générés à l'aide du modèle GR2M

Notons que les débits générés au pas de temps journalier sont de bien meilleure qualité que ceux obtenus à partir du modèle GR2M comme nous l'avons mentionné plus haut. Toutefois pour des projet qui sont ne nécessitent pas de grandes précisions l'on peut se contenter du pas de temps mensuel.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail qui a eu pour cadre de recherche le Laboratoire d'Hydraulique et de Mécanique de Fluides (Département de Physique) avait comme objectif l'utilisation de modèles pluie – débit simples nécessitant peu de paramètres. Ceci présentait l'avantage d'apporter un remède quant à la difficulté d'acquisition des données. Les modèles choisis à cet effet sont ceux du Génie Rural (GR) développés au CEMAGREF au début des années 1980 par Claude Michel (1983) à partir du modèle CREC. Dans notre étude nous avons utilisé les modèles GR4J et GR2M qui fonctionnent respectivement aux pas de temps journalier et mensuel.

Ces modèles constituent une bonne alternative dans notre zone d'étude qui est caractérisée par des stations pour lesquelles les bases de données ne sont pas riches en ce qui concerne la récolte des paramètres. Dans certains ces paramètres sont bien existants mais leur acquisition pour une étude de recherche n'est pas des plus aisée. Ceci est dû soit à un manque de partage des données dans le réseau de suivi, soit tout simplement que les mesures n'ont pas été effectuées. Cette deuxième raison peut être liée à la question du coût financier d'acquisition de ces données. D'ailleurs relativement à cet aspect de coût d'acquisition des données et même d'entretien des stations, les personnes en charge de ces banques de données sont plus ou moins tentées de vendre les données quoi que cela ne se fasse pas d'une manière officielle. Ainsi dans notre travail nous avons eu le strict minimum à savoir les pluies, les débits et les ETP à la station de Kédougou.

Dans un premier temps il nous a paru nécessaire de procéder à une analyse statistique des séries des pluies et des débits. Cette analyse nous a semblé nécessaire pour juger de la représentativité et de la fiabilité des échantillons dont nous disposions. Les tests d'indépendance avaient pour but de vérifier le caractère aléatoire des séries chronologiques tandis que les tests d'homogénéité visaient comme objectif de détecter d'éventuelles ruptures dans les séries c'est-à-dire les écarts importants entre les moyennes des différentes parties de la série en cas de rupture. Ceci nous a permis de constater que ces séries sont indépendantes et homogènes au moins pour les périodes ayant des valeurs appréciables de pluie ou de débit. Par contre les séries des périodes où les écoulements sont nuls ou presque n'ont pas satisfait aux hypothèses nulles d'indépendance et d'homogénéité des séries.

Des ajustements statistiques ont été faits sur les séries chronologiques. Nous avons utilisé pour cela les lois de Gauss et de Gumbel (ajustement manuel à partir d'une feuille de calcul Excel) mais nous avons aussi utilisé les dix lois contenues dans le logiciel HYDRACCESS développé par l'IRD. En appliquant manuellement les lois de Gauss et Gumbel, nous avons remarqué que nos séries s'ajustaient un peu mieux à la loi de Gauss qu'à celle de Gumbel sans qu'il n'y ait toutefois des écarts importants entre ces deux lois. Nous pouvons ainsi dire que ces deux lois peuvent bien être utilisées pour les ajustements statistiques et la détermination des quantiles. Ces deux lois ont été utilisées dans un but de compréhension de leur principe d'application au lieu de se lancer tout de suite dans la facilité qu'offre un logiciel. C'est ainsi que nous nous sommes limités à appliquer deux lois alors qu'on pouvait appliquer les dix lois contenues dans le logiciel HYDRACCESS. Le test d'adéquation du chi-2 nous permis de faire une comparaison des ajustements entre les deux lois. C'est justement ce test qui nous a permis de dire plus haut que la loi de Gauss donnait un ajustement légèrement meilleur que celui obtenu à partir de la loi de Gumbel.

Ce premier ajustement manuel aux deux lois de Gauss et de Gumbel a ensuite été complété par les dix (10) lois contenues dans le logiciel HYDRACCESS. Ceci présente l'avantage d'offrir un panel de choix plus large, c'est-à-dire de trouver la loi la mieux adaptée par dix. Les quantiles les plus représentatifs sont ceux de la loi la mieux adaptée aux échantillons. Ce logiciel est très intéressant dans la mesure où il permet de déterminer certains paramètres des échantillons comme le coefficient de variation, le coefficient d'asymétrie, le coefficient d'aplatissement (ou coefficient de finesse). Le choix de la loi la mieux adaptée aux échantillons est fait grâce au test d'adéquation de Yves Brunet-Moret intégré au logiciel HYDRACCESS.

En ce qui concerne la modélisation pluie-débit, il est important de noter que les modèles du Génie Rural que nous avons utilisés (GR4J et GR2M) sont peu contraignants dans leur mise en œuvre en ce sens qu'ils sont peu demandeurs en données d'entrée. Malgré le petit nombre des paramètres de ces modèles, les résultats très intéressants en ce qui concerne de transformation de la pluie en débit. C'est ainsi que Perrin (2000) conclut que ces modèles sont adaptés en hydrologie opérationnelle en matière de gestion des ressources en eau, de la prévention des risques et de l'ingénierie hydrologique malgré leur faiblesse en ce qui concerne la prévision des effets de changements climatiques et d'occupation du sol.

Dans le cadre de notre étude, nous sommes arrivés à une optimisation des paramètres qui ont présenté une bonne stabilité tout au long de la période d'étude. Ceci nous a permis d'affirmer que ces modèles sont :

- de haute qualité dans la mesure où ils donnent des résultats qui sont assez proches de la réalité du terrain ;
- robustes car ils conservent la qualité de leurs résultats aussi bien au calage qu'au contrôle.

Après optimisation et calage des paramètres des modèles, nous avons procédé à un contrôle de la représentativité des paramètres obtenus sur toute la longueur des séries des pluies et des débits à notre disposition. Ceci présente l'avantage de donner l'assurance de la stabilité des paramètres dans le temps. Signalons à ce propos que le modèle GR2M s'est avéré plus stable en termes de paramètres mais malgré cette stabilité apparente, il faut reconnaître que le modèle GR4J donne une meilleure restitution des débits. Ce constat a été fait grâce à la génération des débits mensuels à partir des débits journaliers obtenus avec le modèle GR4J. Ces débits mensuels ont ensuite été comparés avec les débits calculés à partir du modèle GR2M. Toutefois les écarts observés entre les débits calculés à partir du modèle GR2M et les débits observés ne sont pas de nature à mettre un quelconque doute sur la qualité du modèle. C'est ainsi que le modèle GR2M peut être suffisant pour des projets qui ne demandent pas de grandes précisions, pour lesquels l'on peut se contenter des valeurs grossières. C'est le cas par exemple des projets qui sont menés à grande échelle, comme à l'échelle régionale (Gleick, 1986). D'ailleurs plusieurs projets sont gérés à une telle échelle note Mounirou et al. L'avantage du modèle GR2M est sa relative facilité de calage. Cela se justifie d'autant plus que le modèle ne comporte que deux paramètres.

Ces conclusions sur la bonne qualité et la robustesse des deux modèles nous ont permis de les utiliser pour générer les débits des périodes manquantes à partir de pluies. Bien sûr ces modèles ne sont pas parfaits pour prétendre générer des débits qui seraient le reflet exact de ceux du terrain mais les écarts sont globalement faibles. C'est pour cette raison que nous pouvons dire que les débits calculés par ces modèles sont assez représentatifs pour être considérés comme les débits de ces périodes manquantes.

Perspectives

Notre étude s'est faite au niveau de la station de Kédougou à cause du manque d'information sur les autres stations du fleuve Gambie. Ceci ne peut nous permettre de

vérifier de la fiabilité du calage du modèle en l'appliquant sur des stations voisines. Toutefois au Laboratoire d'autres études sont en cours sur d'autres bassins versants, notamment sur le fleuve Sénégal et sur la Falémé son affluent. Ainsi il serait intéressant d'appliquer ces modèles :

- sur d'autres stations du bassin du fleuve Gambie pour être sûr que les paramètres qui ont été calés sont les mêmes sur l'ensemble du bassin versant ;
- sur les autres bassins versants de la région pour mieux juger de la fiabilité des modèles.

Pour arriver à atteindre ces objectifs, il est nécessaire que les informations soient partagées et surtout mises à la disposition des chercheurs qui seraient intéressés par ces problématiques de modélisation.

Références bibliographiques

- Abbott M. B., Bathurst J. C., Cunge J. A., O'Connell P. E. et Rasmussen J. (1986) :** An introduction to the European Hydrological System – Système Hydrologique Européen "SHE". *Journal of Hydrology*, 87, pp.45-77.
- Abbott M. B. et Refsgaard J. C. (1996) :** Distributed hydrological modelling. Kluwer academic publishers ; 307 pages.
- Aka A.A., Lubès H., Masson J.M., Servat E., Paturel J.E., Kouamé B. (1996) :** Analysis of temporel variation of runoff in Ivory Cost : statistical approach and phenomena characterization. *Hydrological Sciences Journal*; (41), pp. 959 – 970.
- Ambroise B. (1998) :** La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant – Processus, Facteurs, Modèles. Bucarest ; HGA, 200 pages.
- Amoussou E., Vissin E.W. et Boko M. (2007) :** Simulation des écoulements dans le bassin du fleuve Mono (Afrique de l'Ouest) avec le modèle GR2M.
<http://uac.bj/colloque/serieB/serieb009.pdf>
- Andréassian V. (2002) :** Impact de l'évolution du couvert forestier sur le comportement hydrologique des bassins versants (tome 1, tome 2). Thèse de Doctorat, Université Paris 6 ; 781p.
- Arnold J.G. et Fohrer N. (2005) :** SWAT 2000 : Current capabilities and research opportunities in applied watershed modelling. *Hydrological Processes* 19 (3), pp. 563-572.
- Assemblée Nationale (1994) :** Rapport sur les causes des inondations et les moyens d'y remédier. Rapport n° 1641, commission d'enquête, Paris.
- Assemblée Nationale (2001) :** Rapport sur les causes des inondations répétitives ou exceptionnelles et sur les conséquences des intempéries. Rapport n° 3386, commission d'enquête, Paris.
- Bernon J. (2005) :** Application et critique du modèle SWAT sur le bassin versant de la Vène (Hérault). Mémoire de DEA Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental ; université Montpellier II ; 61p.
- Berthier C. H. (2005) :** Quantification des incertitudes des débits calculés par un modèle pluie-débit empirique. Mémoire de Master 2^{ème} année Sciences de la terre, spécialité Hydrologie, Hydrogéologie et Sols ; Université Paris Sud 11 ; 54 pages.

- Bi Tié A. G., Issiaka S., Brou K., Vamoryba F. et Gnamien B. K. (2006) :** Impact de la variabilité climatique sur les ressources hydriques des bassins de N'zo et N'zi en Côte d'Ivoire (Afrique tropicale humide). *Revue des Sciences de l'environnement Vertigo*, vol. 7 (1).
- Bobée B. (1976) :** Contribution à l'étude statistiques des débits maximaux annuels de crue par la distribution Pearson de type 3 et log - Pearson de type 3. Thèse de Doctorat Ingénieur ; Université Paul Sabatier de Toulouse ; Institut National Polytechnique de Toulouse ; 157 pages.
- Brunet – Moret Y. (1977) :** Etude de l'homogénéité de séries chronologiques des précipitations annuelles par la méthode des doubles masses. *Cahiers ORSTOM, série Hydrologie*, vol. VIII (4) ; pp. 3-31.
- Brunet – Moret Y. (1978) :** Recherche d'un test d'ajustement. *Cahiers ORSTOM, série Hydrologie*, vol. XV (3) ; pp. 261-280.
- Chelton D.B. (1983) :** Effects of sampling errors in statistical estimation. *Deep-sea research. Part A. Oceanographic research paper ; ISSN 0198-0149, Coden DRPPD5*, vol. 30, n° 10, pp. 1083-1103 (ref.29).
- Cishahayo E. (1995) :** Modélisation du régime hydrologique du bassin versant de Rwegura (Burundi) : évaluation de la contribution des écoulements souterrains. Mémoire pour le grade de Maître ès Sciences ; Institut national de la recherche scientifique INRS-Eau ; 79 pages.
- Cissé M.T. (2007) :** Caractérisation de l'effet des changements sur le bassin versant du Diaguiri et modélisation hydrologique. Mémoire de DEA, Université Cheikh Anta Diop de Dakar, 85p.
- Cormary Y. et Guilbot A. (1973) :** Etude des relations pluie-débit sur trois bassins versants d'investigation. *Proceedings of the IAHS Madrid Symposium, IAHS Publ. 108*, pp. 265-279.
- Corral C., Sempere-Torres D., Revilla M. and Berenguer M. (2000) :** A semi-distributed hydrological model using rainfall estimates by radar. Application to Mediterranean basins. *Phys. Chem. Earth (B)*, 25 (10-12) : 1133-1136.
- Diermanse F. L. M. (1999) :** Representation of natural heterogeneity in rainfall-runoff models. *Phys. Chem. Earth (B)*, 24 (7) : 787-792.
- Dubreuil P. (1974) :** Initiation à l'analyse hydrologique. *Masson et cie ORSTOM, France*, 224 pages.

- Edijatno (1987)** : Amélioration des modèles simples de transformation pluie-débit au pas de temps journalier sur des petits bassins versants. Mémoire de DEA « Sciences et Techniques de l'Eau », Université Louis Pasteur (Strasbourg), Cemagref (Antony) ; 242 p.
- Edijatno (1991)** : Mise au point d'un modèle élémentaire pluie-débit au pas de temps journalier. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur/ENGEES (Strasbourg), Cemagref ; 242 p.
- Edijatno et Michel C. (1989)** : Un modèle pluie – débit à trois paramètres. *La Houille Blanche* 2, pp. 113-121.
- Edijatno, Nascimento N. O., Yang X., Makhlouf Z. Et Michel C. (1999)** : GR3J : a daily watershed model with three free parameters. *Hydrological Sciences Journal*, 44 (2), pp. 263-278.
- Estupina Borrell V (2004)** : Vers une modélisation hydrologique adaptée à la prévision opérationnelle des crues éclair : application à e petits bassins versants du sud de la France. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse ; 254 pages.
- Freeze R. A. (1980)** : A stochastic conceptual analysis of rainfall-runoff processes on a hillslope. *Water Resources Research*, 16, pp. 391-408.
- Gaudu R. (1979)** : Cours d'hydrologie. *Hydrologie statistique* ; Tome 1 ; Institut National Polytechnique de Toulouse ; Ecole Nationale Supérieure d'Electrotechnique, d'Electronique, d'Informatique et d'Hydraulique ; 122 pages.
- Gaume E. (2000)** : Hydrologie : cycle de l'eau et modélisation pluie – débit. ENPC – CEREV.
- Gaume E. (2003-2004)** : Hydrologie des versants et des basins versants et modèles pluie - débit. Cours d'Hydrologie, ENPC, DEA Sciences et Techniques de l'environnement.
<http://www.cnpc.fr/cerevc/homePages/gaumc/courshydro/courshydro.htm/>
<http://www.cig.ensmp.fr/hubert/res/res98-10.htm/>
- Giles B.D. et Flocas A.A. (1984)** : Air temperature variation in Greece. Part I : persistence, trend and fluctuations. *J. Climatol.* 4; pp.531 – 539.
- Giustolisi O. et Laucelli D. (2005)** : Improving generalization of artificial neural networks in rainfall-runoff modelling. *Hydrological Sciences Journal*, vol. 50 (3), pp 439-457.
- Gleick P. H. (1986)** : Methods for evaluating the regional hydrologic impacts of global climatic changes. *Journal of Hydrology*, vol. 88 ; pp. 97-116.

- Haziza E. (2003)** : Modélisation mensuelle pluie - débit /apport de la spatialisation – cas des données de sols. Mémoire de DEA en Sciences de l'eau dans l'Environnement Continental; Ecole Doctorale des Sciences de l'Eau et de la Terre; Université Montpellier II ; 90p.
- Henine H. (2005)** : Interfaçage entre un modèle hydrologique / modèle hydrodynamique au sein d'un système d'information intégrée sous web incluent les SIG. Mémoire de Magister en hydraulique, Ecole Nationale Polytechnique d'Algérie ; 102 pages.
- Hiez G. (1977)** : L'homogénéité des données pluviométriques. Cahiers ORSTOM, séries Hydrologie, vol. XIV (2) ; pp. 129 – 172.
- Hubert P., Carbonel J.M., Chaouche A. (1989)** : Segmentation des séries hydrométéorologiques – Application à des séries des précipitations et de débits en Afrique de l'Ouest. *J. Hydrol.* 110, pp 349 – 367.
- Hubert P., Servat E., Paturel J.E., Kouamé B., Bendjoudi, Carbonel J.P., Lubès – Niel H. (1998)** : La segmentation des séries, 10 années après. Water research variability in Africa during the XXth century (Proceeding of the Abidjan'98 Conference held at Abidjan, Côte d'Ivoire. November 1998) IAHS Publication n°252; pp. 257 – 273.
- Hundecha Y., Berdossy A. et Theisen H. W. (2001)** Développement of a fuzzy logic-based rainfall-runoff model. *Hydrological Sciences Journal*, vol. 46 (3), pp. 363-376.
- Kadiolgu M. et Şen Z. (2001)** : Monthly precipitation – runoff polygons and mean runoff coefficients. *Hydrological Sciences journal*, vol. 46 (1); pp. 3-11.
- Kébaili-Bargaoui Z. (1990)** : Modélisation stochastique des sécheresses annuelles et pluriannuelles. Thèse de Doctorat d'état, Faculté des Sciences, Université de Tunis ; 335 pages.
- Kokkonen T., Koivusalo H. and Karvonen T. (2001)** : A semi-distributed approach to rainfall-runoff modelling – a case study in a snow affected catchment. *Environmental modelling & Software* ; 16, pp.481-493.
- Kottagoda N.T. (1980)** : Stochastic water resources technology. Department of Civil Engineering, University of Birmingham ; the MacMilan Press LTD ; 373 pages.
- Laborde J.P. (2007)** : Méthode de détection des anomalies et de comblement des lacunes dans les séries de données à l'usage de climatologues. Cours Université Paris 1. <http://www.cnfg.paris1.fr/com/clima2.htm>
- Lamagat, J.P., Albergel, J., Bouchez, J.M. et Descroix, L. (1990)** : Monographie hydrologique du fleuve Gambie. ORSTOM – OMVG (Sénégal) ; 247p.

- Lek S., Dimopoulos I., Derraz M. et El Ghachtoul Y (1996) :** Modélisation de la relation pluie – débit à l'aide des Réseaux de Neurones Artificiels. *Revue des Sciences de l'Eau* ; vol. 9/3 ; pp. 319-331.
- Le Lay M. (2002) :** Caractérisation hydrologique et simulation numérique des écoulements sur le bassin de la haute vallée de l'Ouémé (Bénin). Mémoire de DEA de Mécanique des milieux géophysiques et Environnement ; Université Joseph Fourier (Grenoble) ; 40p.
- Lévesque E. (2007) :** Evaluation de la performance hydrologique du modèle SWAT pour de petits bassins versants agricoles du Québec. Mémoire de Maîtrise en Génie Civil ; Université Laval ; 177p.
- Lubès-Niels H ; Masson J.M., Servat E., Paturel J.M., Kouamé B., Boyer J.F. (1994) :** Caractérisation de fluctuations dans une série chronologique par application des tests statistiques. Etude bibliographique ; programme ICCARE ; rapport n°3, pp. 1 - 21.
- Madsen H. (2000) :** Automatic calibration of a conceptual rainfall-runoff model using multiple objectives. *Journal of hydrology*, 235, pp. 276-288.
- Maison P. (2000) :** Un modèle hydrologique de suivi de la pollution diffuse en bassin versant, approche mécaniste en zone non saturée. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse ; 249p.
- Makhlouf Z. (1994) :** Compléments sur le modèle pluie – débit GR4J et essai d'estimation de ses paramètres. Thèse de Doctorat ; Université Paris XI Orsay ; Cemagref (Antony), 228pp.
- Malanda Nimy E. N. (1999) :** Etude du régime hydrologique du fleuve Gambie : caractérisation des étiages et statistique des déficits. Mémoire de DEA d'Hydrogéologie, Université Cheikh Anta Diop de Dakar, 73pp.
- Michaud J. and Sorooshian, S. (1994) :** Comparison of simple versus complex distributed runoff models on a mid-sized semiarid catchment. *Water Resources Bulletin*, 30 (3) : 593-605.
- Michel C. (1983) :** Que peut-on faire en hydrologie avec un modèle conceptuel à un seul paramètre. *La Houille Blanche*, 1, pp. 39-44.
- Michel P. (1973) :** Les bassins des fleuves Sénégal et Gambie – étude géomorphologique. Thèse de Doctorat ; Université Louis Pasteur de Strasbourg ; 752 pages.
- Miossec M. P. (2004) :** Apport des Multi-Modèles pour la modélisation sur des bassins versants non jaugés. DEA d'Hydrologie, Hydrogéologie, Géostatistique et Géochimie, filière Hydrologie et Hydrogéologie Quantitatives ; Université Pierre et Marie Curie,

Université Paris Sud, Ecole des Mines de Paris & Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et Forêts ; 49 pp.

- Miquel J. (2006-2007) :** Cours d'hydrologie statistique: Introduction à l'étude des processus hydrométéorologiques – application à la prédétermination des débits de crues.
- Mirza M.Q. (1997) :** Hydrological change in the Ganges system in Bangladesh in the post-Farakka period. *Hydrological Sciences Journal*, vol. 42 (5) ; pp.613 – 631.
- Mouelhi S. (2003) :** Vers une chaîne cohérente de modèles pluie – débit conceptuels globaux aux pas de temps pluriannuel, annuel, mensuel et journalier. Thèse de Doctorat des Sciences de l'eau, Cemagref d'Antony, ENGREF, Université Paris VI, Ecole des mines de Paris, 323pp.
- Mouelhi S., Michel C. et Andréassian V. (2006a) :** Stepwise development of a two parameter monthly water balance model. *J. Hydrol.* 318 (1-4) ; pp.200-214.
- Mouelhi S., Michel C., Perrin C. et Andréassian V. (2006b) :** Linking stream flow to rainfall at the annual time step : the Manabe bucket model revisited. *J. Hydrol.* 328, pp. 283-296.
- Mounirou L.A., Laroche C., Mar A.L., Paturel J.E., Mahé G., Dézetter A., Servat E. :** Application du modèle GR2M sur les bassins tropicaux : recherche de l'information hydrométrique minimale pour une estimation raisonnable de ses paramètres.
http://www.2ie-edu.org/forum_crepa_07/Theme3/Com Mounirou.pdf
- Musy A. :** Cours d'hydrologie générale.
- Musy A. et Higy C. (2003) :** L'hydrologie, une science de la nature ; collection "Gérer l'Environnement" ; 314p.
- Nascimento N.O. (1991) :** Adaptation d'un modèle conceptuel journalier (GR3J aux bassins versants de cours d'eau intermittents. Mémoire de DEA, ENPC, ENGREF, Université Paris Val de Marne, 89 p.
- Nascimento N.O. (1991) :** Adaptation d'un modèle conceptuel journalier (GR3J) aux bassins versants de cours d'eau intermittents. Mémoire de DEA Sciences et Techniques de l'Environnement ; Université Paris Val - de - Marne (Paris XII Créteil) ; 89p.
- Nascimento N.O. (1995) :** Appréciation à l'aide d'un modèle empirique des effets d'actions anthropiques sur la relation pluie-débit à l'échelle du bassin versant. Thèse de Doctorat, CERGRENE /ENPC, Paris, 550 p.
- Nicholson S.E. (1980) :** The nature of rainfall fluctuation in subtropical West Africa. *Mont. Wea. Rev* 108 ; pp. 473-487.

- Oddos A. (2002)** : Intérêt d'une approche semi-distribuée par rapport à une approche globale en modélisation pluie-débit. Diplôme d'Ingénieur de l'ENGEES et DEA Mécanique et Ingénierie, option : « Sciences de l'eau » ; Université Louis Pasteur, Strasbourg ; 98 pages.
- Ollivier T. (2004)** : Préviation des crues sur le bassin de la Seine à Paris-Austerlitz. DEA d'Hydrologie, Hydrogéologie, Géostatistique et Géochimie, filière Hydrologie et Hydrogéologie Quantitatives ; Université Pierre et Marie Curie, Université Paris Sud, Ecole des Mines de Paris & Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et Forêts ; 50 pages.
- OMVG** : Analyse environnementale et sociale de l'aménagement hydroélectrique de Kaléta - Etudes d'impacts environnemental et social (EIES) – COTECO. Rapport 14345 EIESF01, 6-1.
- Ouazar D., Prastacos P. et Wajdi N. (2002)** : Watershed characterization potential reservoir sites inventory and development of geographical information system database. Report D1.1, WADI, EMI Maroc, December 2002.
- Oudin L. (2004)** : Recherche d'un modèle d'évapotranspiration potentielle pertinent comme entrée d'un modèle pluie débit – débit global. Thèse de Doctorat ; Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, centre de Paris ; 495p.
- Payan J. L. (2007)** : Prise en compte des barrages-résevoirs dans un modèle global pluie – débit. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, Centre de Paris ; 256 pages.
- Perrin C. (2000)**. Vers une amélioration d'un modèle global pluie-débit au travers d'une approche comparative. Thèse de Doctorat, ENGEES / INPG (Institut National Polytechnique de Grenoble) / Cemagref (Antony), 530 p.
- Perrin C. Michel C. , Andréassian V. (2003)**. Improvement of a parsimonious model for streamflow simulation. *Journal of Hydrology*, 279 (2003), pp.275-289.
- Plantier M. (2003)** : Prise en compte de caractéristiques physiques du bassin versant pour la comparaison des approches globale et semi-distribuée en modélisation pluie-débit. Diplôme d'Ingénieur de l'ENGEES et DEA Mécanique et Ingénierie, option : « Sciences de l'eau » ; Université Louis Pasteur, Strasbourg ; 93 pages.
- Rajurkar M. P., Kothiyari U. C., Chaube U. C. (2002)** : Artificial Neural Networks for daily rainfall-runoff modelling. *Hydrological Sciences Journal*, vol 47 (6), pp. 865-877.

- Renaud J. (2004)** : Mise en place du modèle agri-environnemental SWAT sur le bassin versant du Mercube (Haute-Savoie) : vers une modélisation des transferts de phosphore. Université de Savoie (Saint-Etienne) ; 75p.
<http://dossier.univ-st-etienne.fr/master-sig/www/contenu/2004Renaud.pdf>
- Rochette C. (1974)** : Le bassin du fleuve Sénégal. Monographie hydrologique ; ORSTOM, Paris, pp. 307-312.
- Rodier J. (1964)** : Régime hydrologique de l'Afrique Noire à l'ouest du Congo, 211p.
- Salas J.D., Delleur J.W., Yevjevich V. & Lane W.L. (1980)** : Applied modelling of hydrologic time series. Water Resources Publication. Colorado, USA.
- Sambou S. (2005)** : Modélisation des processus hydrologiques sur l'exemple du haut bassin du fleuve Sénégal. Thèse de Doctorat d'état ; Université Cheikh Anta Diop de Dakar ; Faculté des Sciences et Techniques ; 414p.
- Sambou S., Malanda Nimy E.N. (2006)** : Critique statistique des séries des pluies annuelles dans le bassin amont du fleuve Sénégal. Climate Variability and Change Hydrological Impacts ; Proceedings of Fifth FRIEND World Conference held at Havana, Cuba ; IAHS Publ, 308, pp. 319-324.
- Serna C.R. (2005)** : Quelle connaissance hydrométrique minimale pour définir les paramètres d'un modèle pluie – débit ? Thèse de Doctorat, Cemagref, Antony, Ecole Nationale du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, 320 pages.
- Schiller H. (1994)** : Flood frequency analysis with consideration of representativity and homogeneity of flood series. FRIEND (Proceedings of the Braunschweig Conference, October 1993). IAHS Publ. (221) ; pp. 257 – 266.
- Sharma L. M. et Luxmoore R. J. (1979)** : Soil spatial variability and its consequences on simulated water balance. Water Resources Research, 15, pp. 1567-1573.
- Sivapalan M. Viney N. R. et Zammit C. (2002)** : LASCAM : Large Scale Catchment Model. In : Mathematical model of large watershed hydrology, V. P. Singh et D. K. Frevert (Ed.), Highlands Ranch, Colorado, Water Resources ; Publications, pp. 579-648.
- Sokona Y. (1981)** : Contribution à l'étude des ressources en eau du bassin du fleuve Sénégal. Etude de la capacité du réservoir de Manantali. Thèse de Docteur – Ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris et Université Pierre et Marie Curie – Paris VI ; 139p.

- Sow A. (2007) :** L'hydrologie du Sud-Est du Sénégal et de ses confins guinéo-malien – Les bassins de la Gambie et de la Falémé. Thèse de Doctorat d'Etat ès lettres et sciences humaines ; Université Cheikh Anta Diop de Dakar, 1232p.
- Stancioff A., Staljanssens M. et Tappan G. (1986) :** Cartographie et télédétection des ressources de la république du Sénégal ; étude de la géologie, de l'hydrogéologie, des sols, de la végétation et des potentiels d'utilisation des sols. Direction de l'Aménagement du Territoire ; SDSU-RSI-86-01.
- Tangara (2005) :** Une nouvelle méthode de prévision de crue utilisant un modèle pluie-débit global. Thèse de Doctorat, Ecole Pratique des Hautes Etudes de Paris, Ecole doctorale des Sciences de la Vie et de la Terre ; 374 pages.
- Touazi M et Laborde J.P. (2004) :** Modélisation pluie – débit à l'échelle annuelle en Algérie du nord. Rev. Sci. Eau 17 (4) ; pp. 503-516.
- Trouillet T. (2006) :** Modélisation hydrologique du bassin versant de la Rehraya (Maroc). Master 2 Recherche Eau Environnement ; Université Montpellier II ; 38 pages.
- Uhlenbrook S. Seibert J. Leibundgut C. Rodhe A. (1999) :** Prediction uncertainty of conceptual rainfall-runoff models caused by problems in identifying model parameters and structure. Hydrological Sciences journal, 44 (5) ; pp. 779-797.
- Wheater H.S., Jakeman A.J. and Beven K.J. (1993) :** Progress and directions in rainfall-runoff modelling. Capter 5. In Jakeman, A.J., Beck, M.B. and McAleer (Editors), Modelling change in environmental systems. John Wiley & sons, Chichester, pp. 101-132.
- Wallis J. R. and Todini E. (1975) :** Comment upon the residual mass curve coefficient. Journal of Hydrology ; 24; 201-205.
- Wilk J. et Hughes D. A. (2002) :** Calibrating a rainfall-runoff model for a catchment with limited data. Hydrological Sciences Journal, vol. 47 (1), pp. 3-17.