

PARTIE IV

Gestion de l'eau pour l'agriculture et autres utilisations

16

Les eaux de surface : leur place dans l'alimentation en eau des centres urbains

F. LO, G. ESCOURROU

Université de Paris-Sorbonne, France

Cet article expose les résultats partiels d'un travail portant sur les conditions d'alimentation en eau de trois villes soudano-sahéliennes : Saint-Louis au Sénégal, Bamako au Mali et Ouagadougou au Burkina Faso.

L'environnement géologique et hydrogéologique de ces villes est tel, que les potentialités des ressources en eaux souterraines sont faibles et imposent le recours aux eaux de surface. Si l'alimentation en eau de Saint-Louis et Bamako se fait à partir de cours d'eau pérennes (le Gorom-Lampsar, défluent du fleuve Sénégal et le fleuve Niger), à Ouagadougou en revanche, l'absence de tels écoulements conduit au stockage des eaux de ruissellement dans des barrages réservoirs.

C'est le cas de cette dernière ville que nous nous proposons d'étudier ici. Son alimentation en eau est assurée par quatre retenues (figure 1) :

- une série de trois barrages (Ouaga 1, 2, 3) sur le bassin-versant même de la ville;
- le barrage de Loumbila, situé à une vingtaine de km au Nord-Est, en zone rurale.

Nous essaierons, à partir de ce dispositif :

- de quantifier par séquences pluviométriques les volumes d'eau écoulés dans les retenues;

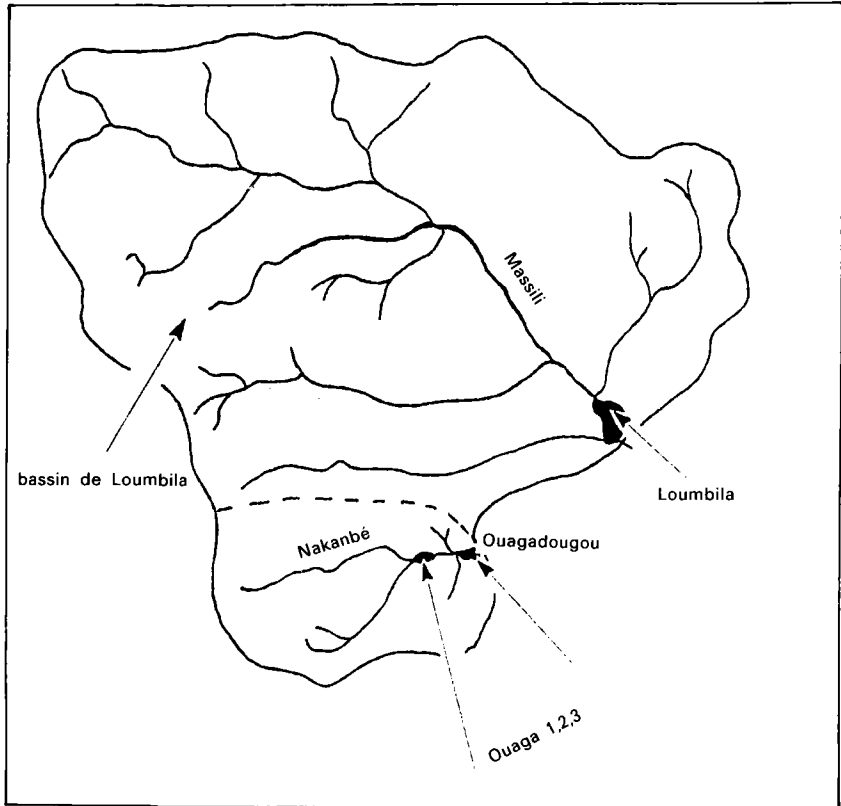


Figure 1. Sites des barrages de Ouagadougou.

- de dégager quelques spécificités des processus de ruissellement en milieux urbain et rural;
- d'évaluer l'efficacité des retenues compte tenu de leur morphologie et de l'importance de la reprise par évaporation des volumes d'eau stockés.

Quelques paramètres descriptifs de la ville de Ouagadougou

Présentation

La ville de Ouagadougou appartient au plateau Mossi, qui couvre tout le centre du Burkina Faso. Elle occupe une partie du bassin-versant du Nabaouli, affluent du Massili, lui-même affluent de rive droite de la Nakanbé. La superficie urbaine est de 110 km² dont à peine 40 % sont équipés et lotis.

Les eaux de surface

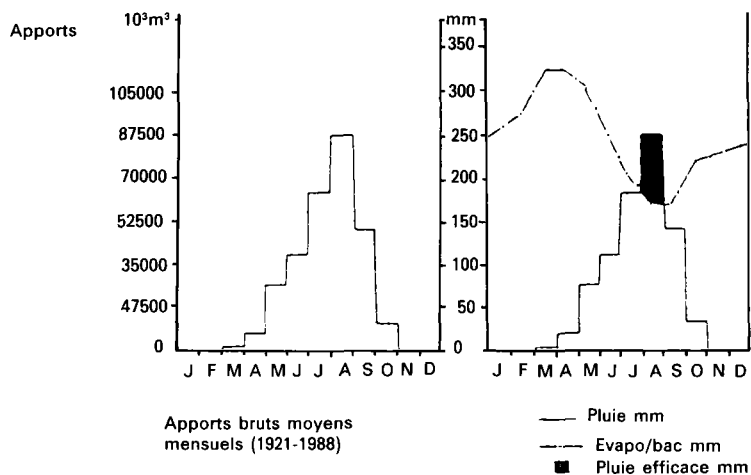


Figure 2. Apports bruts moyens mensuels et bilan des apports.

Elle connaît une urbanisation accélérée et une démographie galopante qui entraînent une intensification des activités consommatrices d'eau. En effet, la population a connu une croissance quasi exponentielle, passant de 59 126 habitants en 1961 à 236 000 en 1980. Aujourd'hui, elle s'accroît à un rythme de près de 9 % par an et dépassera le cap, du million en l'an 2000. Corrélativement, les besoins en eau augmentent plus rapidement : de 1 102 160 m^3 en 1961, ils sont passés à 7 754 400 en 1980, et sont estimés à 50 000 000 à l'an 2000.

Le contexte hydroclimatique de la ville est-il propice à la satisfaction de tels besoins ?

Les ressources en eaux souterraines

Ouagadougou se trouve sur un socle granito-gneissique précambrien recouvert d'une épaisse couche d'altération latéritico-argileuse. Cette structure géologique ne comporte pas d'importantes nappes aquifères; seules les fractures ouvertes du substratum et la couche d'altération peuvent contenir de modestes réserves. Selon les études faites par Lahmayer International et Iwaco, le volume exploitable de cet ensemble est de 1 834 125 m^3 par an. Compte tenu de cette modicité, elles ne peuvent constituer qu'un appoint (15 % environ, essentiellement destinés aux zones périphériques) dans le système d'approvisionnement en eau de la ville.

Les eaux superficielles

Elles constituent des apports bruts (figure 2) et sont représentées par les précipitations. Sur un bassin-versant de 350 km^2 , la ville reçoit en moyenne 841,6 mm d'eau, répartis entre les mois de mai et octobre, le reste de l'année constituant la

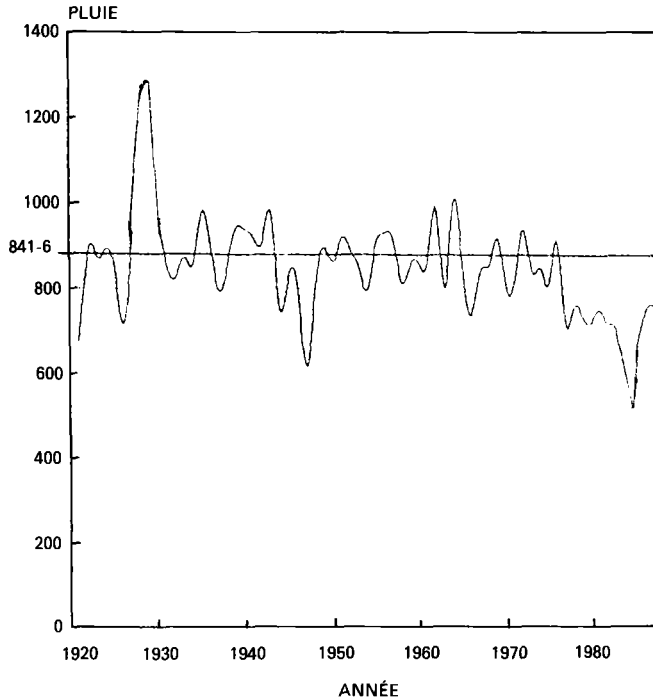


Figure 3. Évolution interannuelle de la pluviométrie à Ouagadougou.

saison sèche sans apports pluviométriques substantiels. Ainsi, le volume d'eau théoriquement disponible serait de 294 106 m³ par an. Cependant, cet apport connaît une grande variabilité interannuelle, avec un maximum maximum de 1 308 mm en 1928, et un minimum minimum de 560,5 mm en 1984. On constate par ailleurs, que de 1968 à 1985, les pluies déficitaires l'emportent largement (figure 3).

Le bilan des apports

L'efficacité des précipitations est réduite par le rôle inhibiteur de l'évapotranspiration. Celle-ci représente une lame d'eau de 3 006 mm avec un maximum de 333 mm en mars et un minimum de 173,5 mm en août. La sollicitation climatique évaporatoire est largement supérieure à l'apport brut (3 006 contre 841,6 mm). Le bilan climatique est globalement déficitaire :

- en année moyenne, sur un total précipité de 841,6 mm, le surplus hydrologique représente 28 175 000 m³ (soit, 80,5 mm);
- en année décennale humide (comme en 1972), la période d'excédent se déroule sur trois mois et les précipitations efficaces représentent 104 300 000 m³;
- en année décennale sèche, le surplus hydrologique représente 13 335 000 m³.

Cependant, les chiffres ci-dessus énoncés ne sont que des résultats de calcul à partir d'un schéma conceptuel moyen. En réalité, les phénomènes de ruissellement peuvent être plus importants tant en intensité qu'en durée, compte tenu de la physionomie des précipitations.

Les surplus ainsi dégagés, aussi bien en année faste que déficitaire, sont en mesure de satisfaire totalement ou en partie les besoins en eau de la ville. Cependant, leur étalement sur toute l'année conduit, en raison de la concentration de l'écoulement sur deux ou trois mois, à une pénurie structurelle que seul un stockage des eaux de ruissellement peut résorber.

Cadre des actions d'aménagement des ressources en eau

Les barrages de Ouaga et de Loumbila

Le champ spatial auquel se réfèrent les actions d'aménagement est constitué, pour le bassin-versant de la ville, par le marigot temporaire du Nabaouli. Sur le lit de ce dernier, sont construits les barrages de Ouaga 1, 2 et 3, qui constituent le réceptacle d'une partie des eaux pluviales. L'urbanisation de la ville a pour effet d'augmenter les superficies imperméables entraînant un accroissement du ruissellement au détriment de l'infiltration. Les coefficients d'imperméabilisation varient de 0,35 dans les zones non loties, à 0,5-0,8 dans les zones loties et équipées (figure 4).

Quant au barrage de Loumbila, il est construit à l'aval du bassin-versant du Massili qui comporte une soixantaine de petites retenues. Le bassin-versant est très allongé; son périmètre est de 188 km, et son coefficient de compacité de 1,15. Il est peu accidenté; l'altitude maximale est de 320 m. La pente du Massili est de 1 ‰, et l'indice de drainage de 0,289. Le coefficient de perméabilité varie entre 4 et 5. Les sols ferrugineux lessivés de même que la discontinuité du couvert végétal sont favorables au ruissellement des eaux météoriques, mais celles-ci sont mal drainées.

Caractéristiques des barrages

Des quatre retenues, c'est le barrage de Ouaga 3 qui offre les possibilités de stockage les plus intéressantes (Tableau 1) : la superficie de son plan d'eau change peu par rapport au niveau d'eau, ce qui amoindrit les pertes par évaporation.

Tableau I. Caractéristiques des barrages de Ouagadougou

	Ouaga 1	Ouaga 2	Ouaga 3	Loumbila
Surface B.V. (km ²)	285	65	65	2 120
Surf. plan d'eau (m ²)	7 000 000	1 950 000	850 000	16 900 000
Volume (m ³)	750 000	2 590 000	2 770 000	35 500 000
Prof. moyenne (m)	0,95	1,34	3,30	6,40

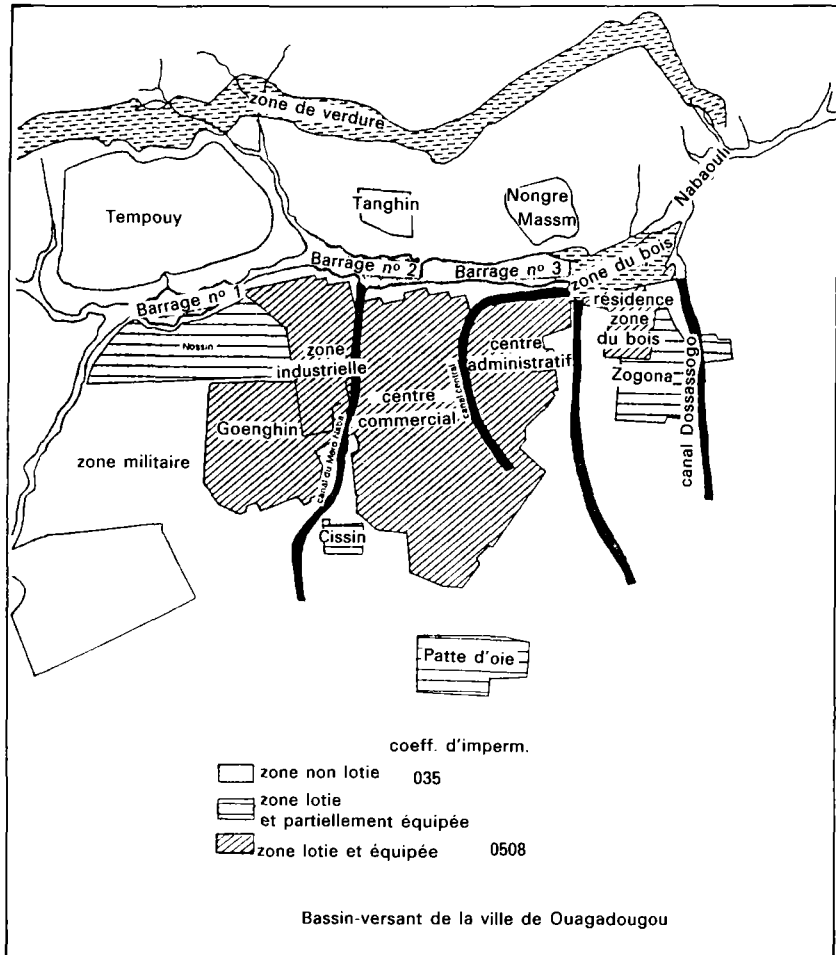


Figure 4. Bassin-versant de la ville de Ouagadougou.

Fonctionnement hydraulique

La vanne de fond reliant la retenue médiane au barrage amont étant ensevelie, ce dernier n'est plus en exploitation. Le remplissage de la retenue aval s'effectue par l'intermédiaire de la vanne de fond la reliant à Ouaga 2, d'une part, et par l'évacuateur de crue de cette dernière, d'autre part (figure 5). La retenue médiane est essentiellement alimentée par le canal du Moro Naba qui, avec une longueur de 3 400 m, draine un bassin-versant moyennement urbanisé de 65 km².

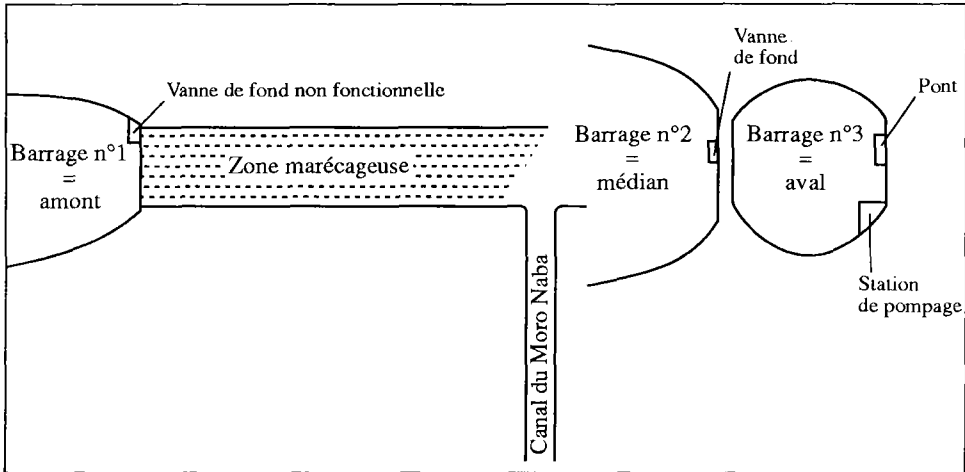


Figure 5. Les barrages de Ouaga 1, 2 et 3.

Les volumes d'eau stockés dans les retenues de Ouaga 2 et 3 étant faibles et sans commune mesure avec les besoins de la ville, le recours au barrage de Loumbila s'est avéré nécessaire. Les rapports hauteur-volume-surface de cette retenue, sont, à l'instar des barrages de Ouaga, défavorables (Tableau I).

Les apports d'eau dans les retenues. Relations entre la pluviométrie et le volume ruisselé

Méthodologie

La reconstitution des apports se fait à partir des relevés limnimétriques afférents aux retenues, en tenant compte des prélèvements anthropiques et évaporatoires. La prise en compte d'un pas de temps relativement fin permettant de serrer de près la réalité, les calculs sont faits en partant du niveau minimal du plan d'eau h_0 et des variations positives Δh du plan d'eau. L'apport théorique en fin de séquence est la somme des Δh positives à laquelle correspond un volume d'eau. L'évaluation s'arrête lorsqu'il n'y a plus d'apport et que les variations Δh commencent à être négatives, ou lorsque les retenues commencent à déverser. Par ailleurs, les volumes d'eau ruisselés à Ouaga 2 et 3 ne correspondent qu'à la fraction de l'écoulement drainé par le bassin-versant de la retenue médiane (65 km²).

Le Tableau II donne un exemple de cette méthodologie de calcul pour l'année 1984.

Tableau II. Relations entre la pluviométrie et le remplissage des barrages en 1984

Ouaga 2 + 3			
Dates	ΔH cm	Vol. Ruis. m ³	Pluie mm
<i>mai</i>			
du 8 au 9	12	50 000	17,7
du 18 au 28	22	331 181	34,4
du 30 au 1	9	93 182	9,7
<i>juin</i>			
du 12 au 15	12	142 167	15,0
<i>juillet</i>			
du 3 au 7	64	454 172	66,0
du 13 au 20	20	374 605	32,0
du 24 au 26	26	250 000	59,0
du 31 au 1	17	356 768	34,5
<i>août</i>			
du 24 au 29	9	116 667	30,0
<i>septembre</i>			
du 31 au 4	25	183 333	35,3
du 10 au 13	30	350 000	39,0

Loumbila			
<i>juin</i>			
du 1 au 9	14	1 109 064	20,0
du 12 au 15	4	352 199	12,5
du 16 au 17	1	131 433	2,0
<i>juillet</i>			
du 6 au 15	28	1 942 448	41,0
du 18 au 20	4	510 277	7,5
du 23 au 30	24	1 840 971	14,5
<i>août</i>			
du 1 au 3	10	750 916	24,0
du 10 au 13	11	926 374	33,0
du 14 au 19	3	377 290	12,0
du 27 au 31	7	677 832	31,0
<i>septembre</i>			
du 1 au 23	94	9 169 603	112,0

Résultats

Les apports séquentiels sont reconstitués sur notre période d'étude (1980-1987).

Nous présentons ici les résultats de quelques années caractéristiques.

— *Une année déficitaire : 1984* (figure 6)

Les montées de plan d'eau et les volumes ruisselés sont modestes comme l'indique le Tableau ci-dessous :

	Ouaga 2 + 3	Loumbila
P (mm)	560,5	491
Déficit (%)*	33	35
P. avant montée (mm)	35,5	76
P. utile (mm)	416,7	309,5
Vol. ruisselé (mm ³)	3,45	17,8
Lame ruisselée (mm)	53	8,4
Coef. ruisselé (%)	12,7	2,7

Les conditions de remplissage des retenues, similaires à celles observées en 1982, sont déficientes en raison de la physionomie défavorable des pluies, marquées par la rareté des averses ruisselantes. Leur occurrence passe de 33 % en juillet à 9 % en août à Ouagadougou. A Loumbila, les fréquences sont de 12 et 14 %. C'est la troisième année consécutive que la retenue ne déverse pas. Ces conditions d'alimentation en eau défavorables se traduisent par des pentes d'hydrogramme des crues très atténuées, et une multiplicité des séquences de montée d'eau.

— *Une année satisfaisante, 1985* (figure 7), caractérisée par :

- un niveau initial très bas des retenues, compte tenu des mauvaises conditions de remplissage précédentes. A Ouaga, on a dû procéder au transfert par pompage des eaux de la retenue médiane vers celle de l'aval;

- une pluviométrie annuelle déficitaire (552 mm à Ouaga et 620 mm à Loumbila), mais qui a pu assurer un remplissage satisfaisant des retenues, comme l'indique le Tableau III.

Tableau III. Relations entre la pluviométrie et le remplissage des retenues en 1985

	Ouaga 2 + 3	Loumbila
P (mm)	552	620
Déficit (%)*	34,5	35
P. avant montée (mm)	5	55
P. utile (mm)	317,6	241,5
Vol. ruisselé (mm ³)	4,7	39
Lame ruisselée (mm)	72 6	18,4
Coef. ruisselé (%)	23	7,6

* Écart relatif (en %) entre la pluie annuelle et la moyenne interannuelle des précipitations.

La montée des eaux commence dès la première décade de mai à Ouaga, alors qu'elle n'a lieu à Loumbila qu'à partir de la dernière décade (juin). Ceci se comprend aisément; la répartition pluviométrique témoigne d'une grande hétérogénéité spatiale due à :

- l'étendue du bassin-versant qui induit un lissage des intensités pluviométriques moyennes;
- le caractère localisé des averses isolées qui intéressent la zone soudano-sahélienne en début d'hivernage.

Le déversement précoce des retenues traduit le dynamisme des averses, malgré une installation tardive de l'hivernage. On note par ailleurs une plus grande sensibilité du bassin de Loumbila aux fortes averses, ce qui s'expliquerait par la place de celles-ci dans le déroulement de la saison pluvieuse. Les conditions d'alimentation en eau des retenues sont caractéristiques d'un scénario presque idéal de remplissage :

- efficacité des averses de mai, notamment à Ouaga;
- répit pluviométrique en juin, mais qui est contrebalancé par le dynamisme des précipitations de juillet (intensités maximales 37 mm à Ouaga et 42 mm à Loumbila);
- plus grande occurrence des jours pluvieux en août, malgré une moindre intensité des averses, ce qui permet le maintien du plan d'eau à un niveau relativement élevé;
- importance de l'averse du 2 septembre (50 mm) qui assure aux réservoirs des conditions de fin de remplissage optimales. Ces différents facteurs se traduisent par des pentes d'hydrogrammes de crue plus soutenues.

Entre les deux années ci-dessus étudiées, il existe des situations extrêmes, comme celles de 1983, année durant laquelle les retenues de Ouaga, malgré un niveau initial très bas (– 55 cm), ont connu un déversement précoce et concomitant (figure 8) dès la troisième décade de juin. Les hauteurs d'eau précipitées mises en jeu sont modestes (101 mm), mais la vitesse de l'écoulement (pente d'hydrogramme quasi verticale qui traduit la croissance rapide des plans d'eau) témoigne du dynamisme des averses et des particularités des processus de ruissellement en milieu urbain. Le coefficient de ruissellement observé (74 %) est le plus fort de toute la série. La retenue de Loumbila, bien qu'ayant enregistré des montées sensibles, n'a cependant pas atteint sa cote de déversement.

Essai de comparaison du ruissellement urbain et rural

Référence faite aux paramètres précédemment étudiés, la comparaison se fait à partir des caractéristiques de l'écoulement que sont les apports spécifiques et le coefficient de ruissellement. Dans le cas de Loumbila, les apports concernent les volumes d'eau stockés dans les réservoirs en tête de bassin cumulés à ceux retenus dans le barrage de Loumbila et ceux jaugés à la station de Gonsé.

Résultats :

Les apports spécifiques représentent : 1 l/s/km² à Loumbila et 2,5 à Ouagadougou. Pour des hauteurs d'eau moyennes annuelles de 644 et 688 mm, nous

Les eaux de surface

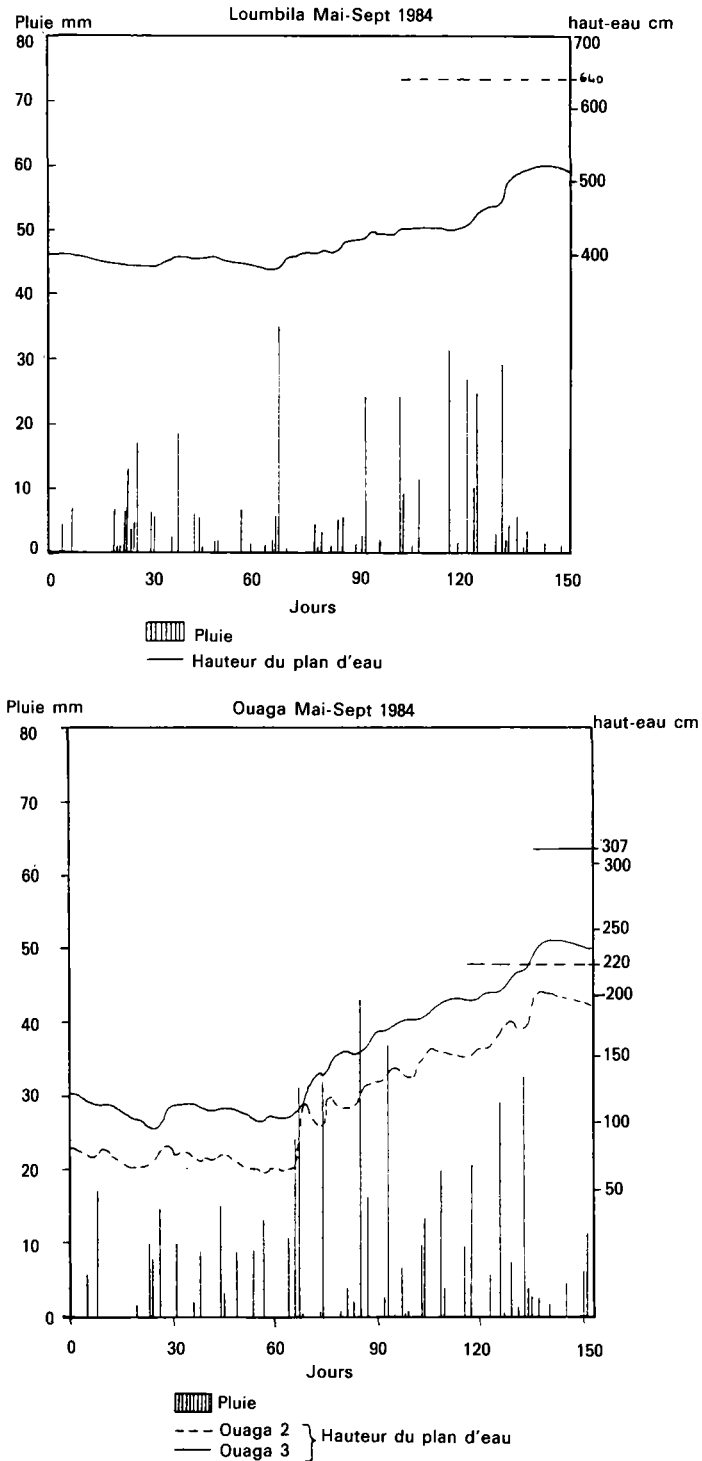


Figure 6. Relations entre la pluviométrie et le remplissage des barrages (1984).

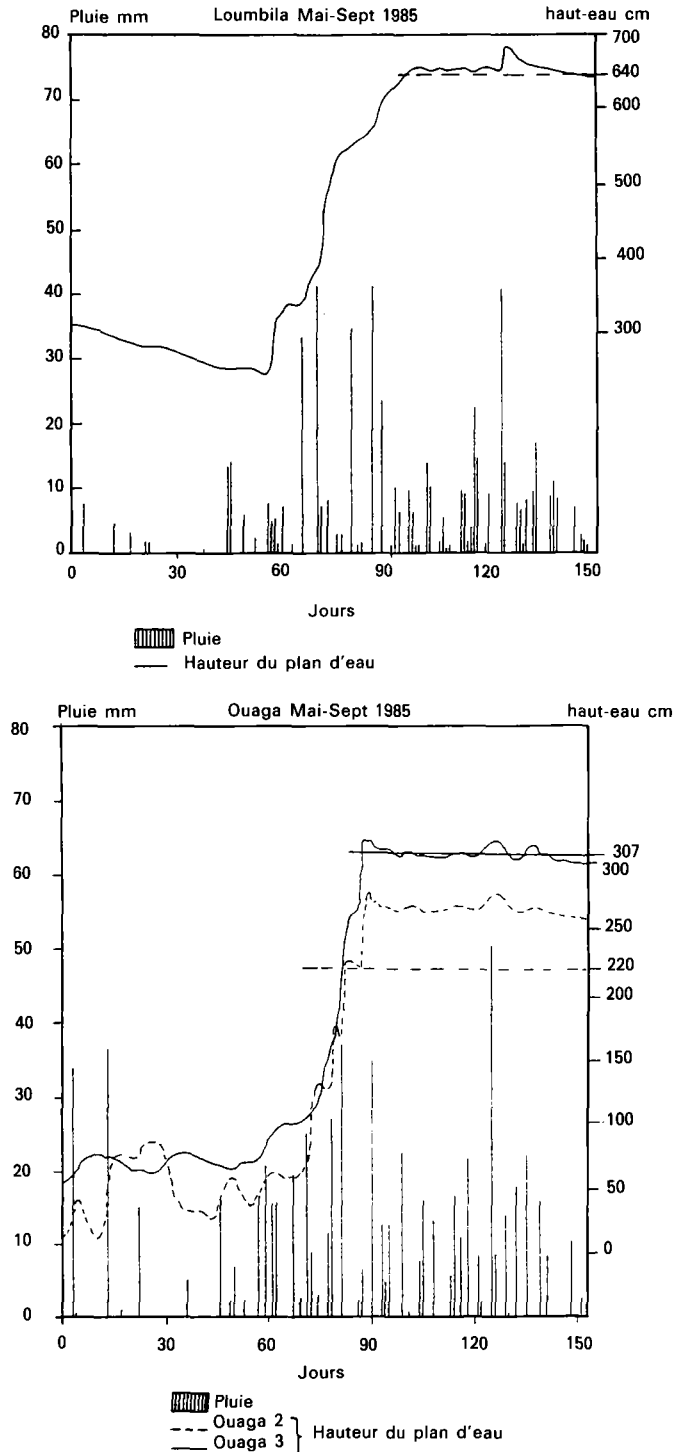


Figure 7. Relation entre la pluviométrie et le remplissage des barrages (1985).

Les eaux de surface

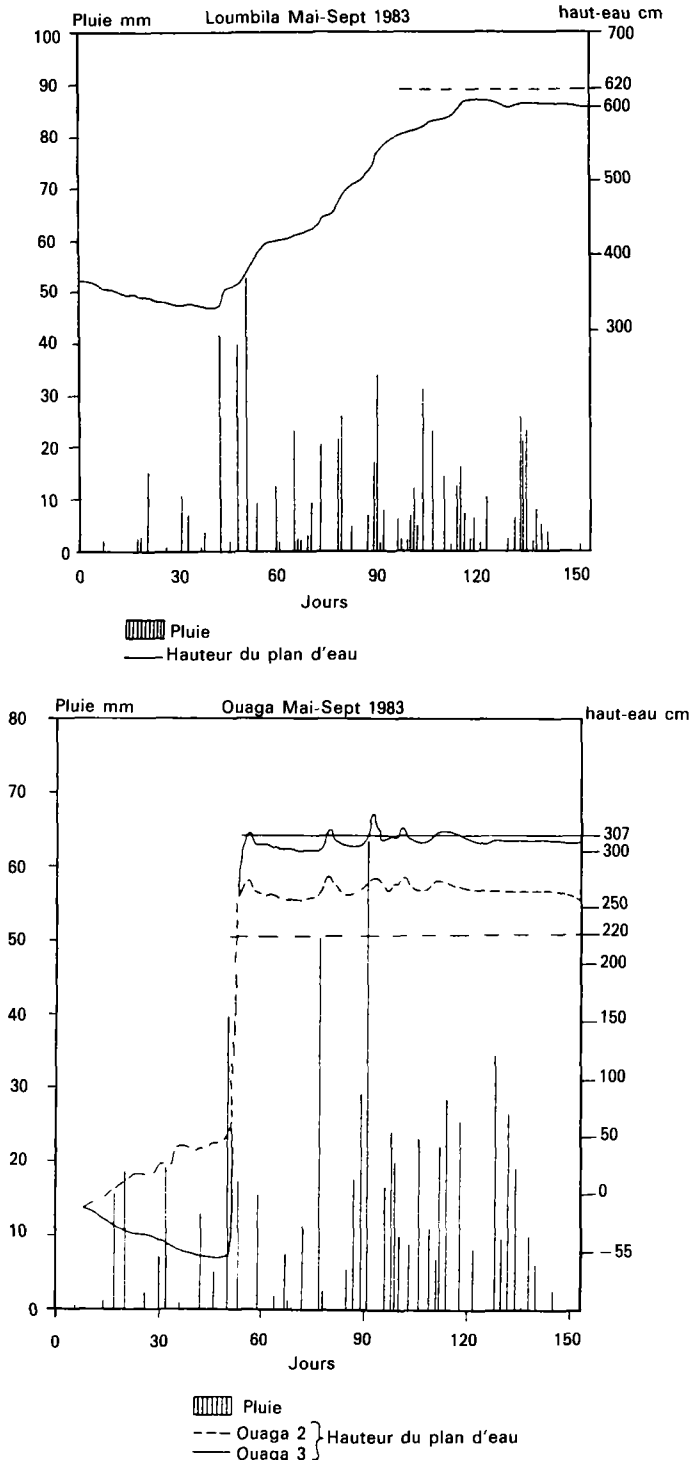


Figure 8. Relations entre la pluviométrie et le remplissage des barrages (1983).

aboutissons à des coefficients de ruissellement de 5 et 12 %. Le coefficient de ruissellement de Ouagadougou est modeste en raison de la présence de zones non urbanisées dans le nord du bassin.

À Loumbila, le faible coefficient résulte du caractère rural du bassin-versant. Le revêtement du substratum est tel, que l'écoulement dépend de l'état initial du bassin-versant et de la teneur en eau du sol. Les années prises en compte nous permettent de fixer le seuil de ruissellement entre 50 et 70 mm. A Ouaga, en revanche, celui-ci se situerait entre 5 et 30 mm. A ces différences, s'ajoute l'inertie du bassin de Loumbila; le faible développement du réseau hydrographique du Massili et la présence de larges zones d'épandage constituent autant d'éléments défavorables à l'écoulement des eaux. À Ouaga, par contre, la nature du revêtement du bassin induit une vélocité de l'écoulement telle, que la montée des plans d'eau est presque synchrone à l'événement pluvieux.

Étude de l'efficacité des retenues

Une bonne partie des eaux stockées est perdue par évaporation. Le volume d'eau ainsi prélevé est de loin supérieur à celui afférent à l'alimentation en eau humaine. Aussi, avons-nous essayé d'estimer l'efficacité des retenues en faisant un bilan qui débute le 30 septembre, car on estime qu'à partir de cette date, les apports susceptibles de faire varier le stock sont faibles et aléatoires. Il se termine en avril ou mai : c'est un bilan en régime non influencé (figure 9).

Résultats :

En se référant à l'année 1980-1981, les rendements des retenues sont de 30 % à Ouaga et 24 % à Loumbila. La période de pointe des prélèvements anthropiques est atteinte en mars à Loumbila et en avril à Ouaga. Les prélèvements par évaporation, variables en fonction de la superficie des plans d'eau, atteignent leurs valeurs maximales en octobre. Quelle que soit l'année prise en compte, cette tendance demeure la même. Une valeur moyenne de rendement de 37 % à Loumbila et 47 % à Ouaga semble être un maximum. Le faible rendement enregistré à Loumbila, malgré l'importance des volumes d'eau anthropiques qui y sont prélevés montre que ce barrage fonctionne comme un réservoir évaporatoire et que les retenues de Ouaga (surtout celle de l'aval conviennent le mieux d'un point de vue géométrique à une gestion optimale des ressources en eau, et ce d'autant plus que les conditions pluviométriques actuelles sont marquées du sceau d'une certaine précarité.

Conclusion

Cette étude nous permet de saisir les interrelations complexes entre la pluie, l'écoulement, et le milieu naturel et urbain. L'intensité, la succession des pluies et le mois de l'année où elles tombent constituent les clés de voûte des disponibilités hydriques à Ouagadougou. De ce point de vue, les pluies de juillet et août revêtent,

Les eaux de surface

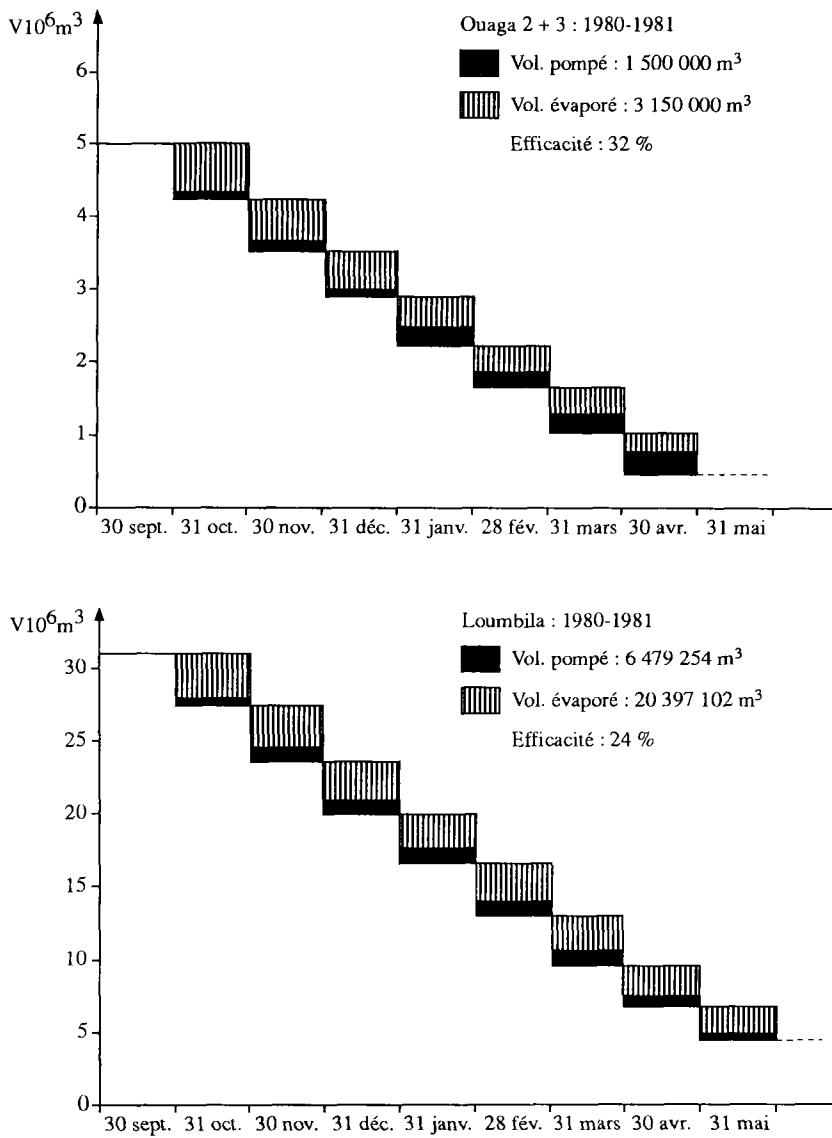


Figure 9. Bilan des retenues de Ouagadougou en 1980-81.

notamment à Loumbila, une importance capitale : les premières, en permettant la recharge de la réserve en eau du sol, assurent de bonnes conditions de ruissellement aux secondes. En revanche de longues pauses pluviométriques en plein hivernage, induisent des déficits d'écoulement et, partant, la précarité du remplissage des retenues. À Ouaga, la prédominance d'un mois sur l'autre est moins nette.

Par ailleurs, l'emprise de l'évaporation sur les volumes d'eau stockés est telle que, en année de mauvais remplissage, les retenues sont exploitées en dessous de leur capacité minimale acceptable, ce qui se traduit à l'aval par une consommation d'eau de qualité douteuse. De plus, la création de retenues pour les besoins agricoles en amont du bassin d'alimentation de Loumbila est préjudiciable en année de mauvais remplissage. On comprend dans un tel contexte que la recherche d'autres sources d'alimentation en eau pour la ville s'avère nécessaire.

17

Utilisation combinée de l'eau pour la Consommation et l'Énergie dans les cas de débits non pérennés

Y. ZECH et B. HUBERLANT

*Université Catholique de Louvain, Unité de Génie Civil,
Place du Levant, 11348 Louvain-la-Neuve, Belgique*

Le plus souvent, les régions les moins denses des pays sahéliens et subsahéliens de l'Afrique ont à faire face à un double défi concernant leur développement.

En effet, au problème évident de *manque d'eau* vient s'ajouter celui d'une *pénurie en ressources énergétiques*. Les villes et villages isolés sont en dehors des grandes lignes de transport électriques et sont souvent privés de voies de communication suffisantes pour un approvisionnement bon marché en combustible. De plus, leurs ressources ligneuses ont disparu dans le processus de désertification, rendant problématique l'approvisionnement local en énergie.

Cependant, dans les zones semi-arides, il n'est pas rare que le volume annuel d'eau soit globalement suffisant, mais mal réparti sur l'année. Dans ce cas, il est possible de créer des réservoirs de stockage de l'eau de la saison des pluies, pour pallier à l'insuffisance de la saison sèche.

Toutefois, l'infrastructure liée à ce type de projet est souvent tellement coûteuse que les moyens financiers locaux ne sont pas à même de répondre à cette demande. De plus, la situation d'isolement des régions concernées maintient celles-ci en dehors des plans internationaux d'aide au financement. Il importe donc de considérer tout ce qui peut contribuer à minimiser les coûts de ces infrastructures ou à en rentabiliser l'exploitation.

Précisément, dans le cas de ces régions isolées, il n'est pas rare que le volume d'eau se présentant en quelques semaines de saison des pluies dépasse de loin la consommation totale annuelle, du moins les années où l'hydraulicité est normale.

Dans ce cas, on peut penser à rationaliser l'utilisation de cette *eau excédentaire pour la production d'énergie hydroélectrique*. Cette voie a été peu explorée à ce jour, car les producteurs d'électricité répugnent à installer des moyens de production qui ne seraient pas permanentes, ou du moins disponibles de manière permanente. On peut cependant montrer qu'une microcentrale hydroélectrique, installée sur un site de barrage préexistant ou projeté à des fins de retenue d'eau de consommation, présente une *source importante d'économies, même pour un fonctionnement effectif de quelques semaines par an*.

La présente communication se propose de montrer un exemple de substitution partielle de production d'énergie Diesel coûteuse par une production hydroélectrique saisonnière, à un coût marginal extrêmement intéressant.

Cet exemple concerne Parakou, deuxième ville de la République Populaire du Bénin, dans la partie Centre-Nord du pays, où les rivières présentent des débits intéressants quatre ou cinq mois par an pour s'annuler pratiquement durant la saison sèche.

Structure de la production et de la distribution de l'énergie électrique au Bénin

Le Bénin (figure 1) est un pays dont la population avoisine les quatre millions d'habitants. Le produit national brut est de l'ordre de 250 à 300 US \$ par habitant, et la consommation électrique était évaluée en 1982 à 32 kWh par habitant et par an, avec une tendance à l'augmentation pouvant atteindre 4 % l'an. Cette croissance est en fait très irrégulière : l'électricité, qui ne représente d'ailleurs que 20 % de l'énergie totale consommée dans le pays, est utilisée principalement par les

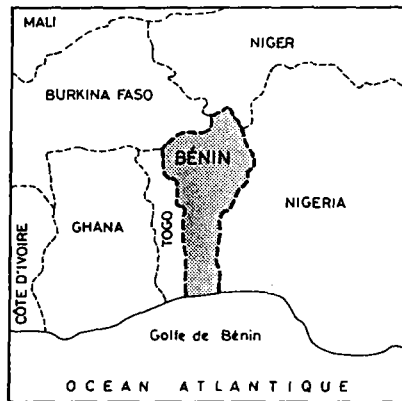


Figure 1. Le Bénin.

industries : cimenteries, sucreries, etc., la consommation domestique ne représentant qu'une part relativement faible du total. Or, l'activité industrielle est soumise à des aléas politiques importants, dépendant entre autre des relations du Bénin avec le Nigéria, qui constitue un de ses marchés principaux.

L'énergie d'origine locale est peu importante; les champs pétrolifères de Sémé, au large du Bénin, mis en service en 1982, ne produisent que du pétrole brut dans une proportion insuffisante pour assurer la consommation du pays.

En 1982, la population béninoise se voyait offrir l'accès à l'électricité seulement pour 21 % de sa population urbaine, soit 8 % de la population totale.

La structure de production est divisée en deux grands secteurs géographiques et repose sur deux sources principales d'énergie. L'*hydroélectricité* est prépondérante en puissance, mais surtout en productibilité, où elle représente plus de 95 % du total. Cette hydroélectricité est en réalité importée du barrage d'Akosombo au Ghana par l'intermédiaire de la Communauté Électrique du Bénin (CEB, société mixte bénino-togolaise) et du barrage de Nangbeto situé au Togo mais exploité en commun par le Bénin et le Togo. S'ajoutent à cette production hydroélectrique qui dessert principalement la région sud du pays (provinces du Mono, de l'Atlantique, de l'Ouémé et une partie de la province du Zou), des productions locales de type *Diesel*. Celles-ci constituent un appoint pour la région sud, et sont l'unique source d'énergie pour le centre et le nord du pays (partie nord de la province du Zou et les provinces de l'Atakora et du Borgou) (figure 2).

Le Tableau I présente schématiquement la situation de la distribution électrique pour la région sud [1].

Tableau I. présente schématiquement la situation de la distribution électrique pour la région sud [1].

Lieu de consommation	Puissance installée	Mai-juin 1984		
		Puissance utilisée		Consommation
	kVA	Maxi kW	Mini kW	MWh
Cotonou + Ouidah + Abomey + Calavi	20 410	20 410	1 000	10 315
Allada	280	55	35	6,93
Ketou	280	90	45	8,9
Lokossa	480	122	0	100,05
Bohicon	3 300	990	320	385,55

La production et la consommation peuvent être assez différentes. Par exemple, à Cotonou, la ville principale du Bénin, la demande moyenne en 1984 était de 10 315 MWh, couverte seulement à raison de 4 345 MWh par la production locale, le reste étant donc importé du Ghana ou du Togo.

Dans des statistiques de 1984, concernant la *partie centrale et la partie nord* du pays [1], seules ont été recensées les capacités de quelques grandes villes (Tableau II).

Tableau II.

Lieu de production	Puissance totale installée (kVA)	Groupes (kVA)
Parakou	3 375	3 × 1 125
Natitingou	1 080	3 × 300 + 2 × 90
Djougou	280	2 × 140
Kandi	280	2 × 140

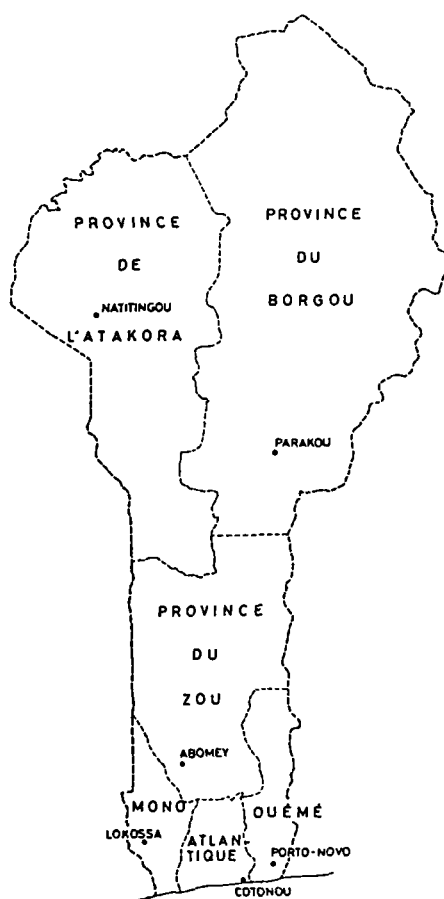


Figure 2. Province du Zou (partie Nord) et provinces de l'Atakora et du Borgou.

Les statistiques [1] de consommation portent seulement sur les villes de Parakou et Natitingou, les seules à assurer une distribution réelle à des particuliers depuis un certain nombre d'années (Tableau III).

Tableau III.

		Mai-juin 1984		
Lieu de consommation	Puissance installée	Puissance utilisée		Consommation
	kVA	Maxi kW	Mini MWh	
Parakou	3 375	1 600	250	668,2
Natitingou	1 080	308	75	113,2

Cette production est entièrement d'origine Diesel et est extrêmement *coûteuse*. Le Tableau IV [2] présente, pour les trois provinces concernées, le nombre de kWh produits, le coût de production et la consommation spécifique en gas-oil pour un kWh.

Tableau IV.

Avril-juin 1985	Production	Coût total	Coût unitaire	Consommation spécifique
	10 ³ kWh	10 ³ FCFA	FCFA/kWh	λ gas-oil/kWh
Prov. Zou	1 322	77 679	58,75	0,397
Prov. Borgou	2 043	107 205	52,46	0,280
Prov. Atakora	323	26 544	82,06	0,456

Si l'on considère que au-delà de 40 francs CFA par kWh, le coût de production unitaire est prohibitif, on peut constater que les conditions de production ne sont satisfaisantes dans aucune des trois provinces. Une des raisons, comme on peut le voir, en est la consommation spécifique très élevée des groupes, probablement due à des défauts de réglage et à une mauvaise structure de la consommation, qui conduit à une sous-utilisation systématique de la puissance installée.

Tableau V.

Demande prévue	1982		1988		1998	
	GWh	%	GWh	%	GWh	%
Réseau côtier	151	92	258	92	595	88
Villes intérieures	14	8	23	8	84	12
Total	165	100	281	100	679	100

Évolution de la consommation électrique

La consommation future du pays avait été évaluée par l'Organisation des Nations Unies comme indiqué dans le Tableau V [3].

On constate que l'augmentation de la consommation dans les villes intérieures est importante et nécessite de revoir complètement la politique énergétique future du Bénin.

Il est hors de questions pour le moment d'envisager une interconnexion des différents centres de consommation dans cette région, ceux-ci étant fort dispersés et l'interconnexion étant à rejeter d'un point de vue économique.

Par contre, la production locale est actuellement mal structurée, puisque, comme on l'a vu plus haut, les consommations spécifiques en gas-oil sont élevées. De plus, les prix du combustible sont très importants puisque celui-ci est en majeure partie importé et que les conditions de son transport ne sont pas excellentes.

Possibilité de production locale hydroélectrique

La carte de la figure 3 présente les villes des provinces Centre du Nord du Bénin qui répondent aux critères suivants :

1. *L'électrification*, soit existe, soit est programmée dans les prochaines années, en principe à partir d'une production Diesel.

Tableau VI.

Villes	Population		Charge basse tension (MWh)				Énergie à produire (MWh)				Puissance de pointe (kW)			
	1979	2000	1985	1990	1995	2000	1985	1990	1995	2000	1985	1990	1995	2000
Province du Borgou														
Banikoara	13 644	20 496	—	99	327	720	—	149	404	842	—	43	115	241
Kandi	17 086	25 629	141	465	769	1 129	207	562	901	1 304	59	161	257	373
Karimana*	8 885	13 328	—	—	91	300	—	—	129	362	—	—	37	103
Malanville	16 614	24 921	—	184	608	1 339	—	417	888	1 698	—	119	254	485
Parakou*	60 797	283 100	4 713	9 271	16 517	29 624	7 489	16 248	29 059	51 836	1 664	3 611	6 458	11 519
Tchaourou*	8 757	13 186	—	278	460	675	—	332	534	774	—	95	153	221
Province d'Atakora														
Boukouabe	13 863	17 144	—	195	646	1 422	—	256	755	1 614	—	73	216	461
Djougou	28 777	150 598	314	1 397	3 108	6 145	472	1 868	3 829	7 289	135	534	1 094	2 083
Kérou*	14 203	21 305	—	279	461	677	—	349	553	796	—	100	158	227
Natitingou	13 348	50 000	1 321	3 079	6 544	12 090	1 955	5 036	11 598	21 274	559	1 439	3 314	6 078
Tanguiéta	9 086	13 629	—	96	316	695	—	132	377	797	—	38	108	228
Province du Zou														
Ouèssé*	5 062	7 593	—	—	77	255	—	—	101	298	—	—	29	85
Savalou*	16 689	25 034	—	199	657	1 447	—	268	777	1 652	—	77	222	472
Savé*	18 389	27 584	—	205	676	1 490	—	279	804	1 705	—	80	230	487

2. Ces villes se trouvent suffisamment *près d'une rivière* pour qu'on puisse y envisager la construction de mini-centrales hydroélectriques.

Le Tableau VI présente plus en détails l'évolution de la population et de la consommation électrique de quelques villes de ces provinces, pour lesquelles l'électrification existe, est en voie de réalisation ou à l'étude.

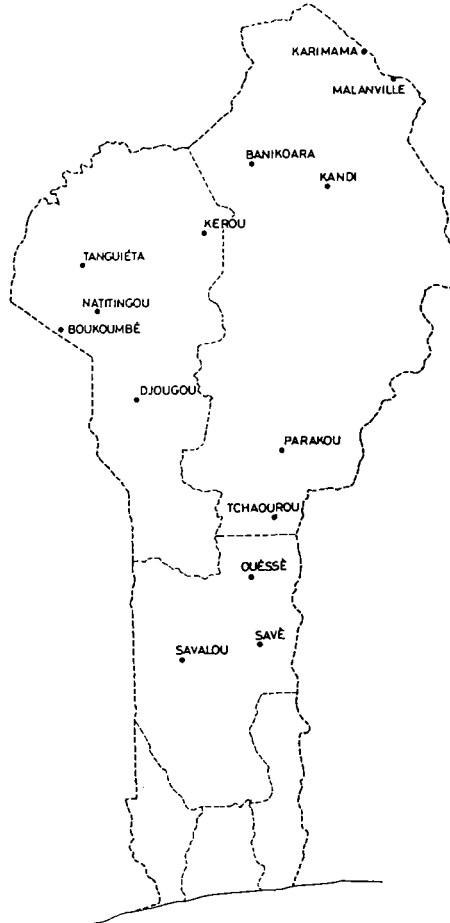


Figure 3. Provinces Centre et Nord du Bénin.

Situation hydrographique et hydrologique du Bénin par rapport à l'hydroélectricité

A priori, le Bénin ne semble pas un paradis pour l'hydroélectricité. Il y a peu de rivières importantes, et ces rivières ne présentent pas de chutes considérables; seuls quelques sommets culminent à 600 ou 700 mètres dans la partie Nord-Est du pays

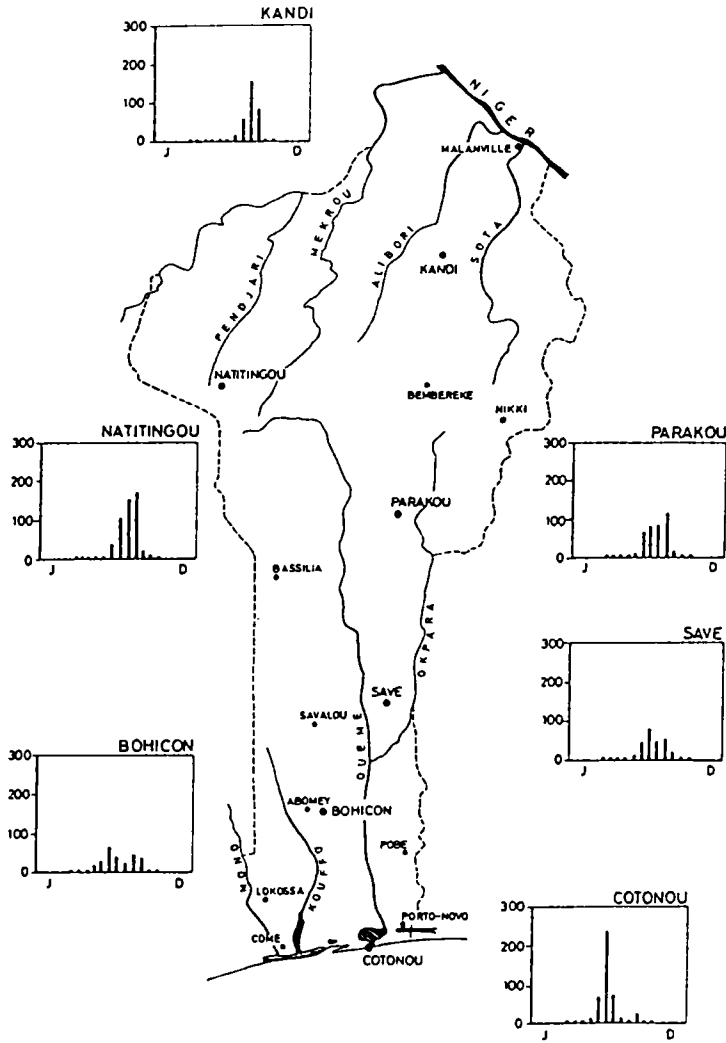


Figure 4. Précipitation mensuelle nette (mm).

et, surtout, la pluviosité relativement abondante en période de pluies est nulle pendant quasi toute la saison sèche. La figure 4 présente les hyétogrammes nets de certains lieux caractéristiques du pays. On comprend que ceux-ci ont pu décourager les concepteurs, qui ne trouvent pas de sites au Bénin pour construire les grandes retenues de régularisation annuelle qui leur permettraient d'utiliser les schémas de production hydroélectrique classique.

Par contre, si l'on se place du point de vue du *développement intégré* des ressources hydriques, certains sites, qui n'offrent pas a priori un potentiel hydroélectrique suffisant pour justifier leur aménagement, deviennent rentables si on combine

l'exploitation énergétique avec d'autres utilisations. Ainsi, des problèmes d'approvisionnement en eau existent pour les cités qui sont indiquées avec un astérisque dans le tableau VII. Pour celles-ci, c'est l'eau de surface qui constitue ou constituera l'apport principal pour la consommation d'eau dans les années à venir.

Dans ces villes, des projets de barrages et de réservoirs existent ou sont planifiés, et il est possible de combiner éventuellement le problème de production d'eau et de production d'énergie en détournant pour l'énergie électrique une part du volume d'eau retenu.

En effet, le plus souvent en saison des pluies, l'eau nécessaire pour la consommation annuelle de la ville à desservir ne constitue qu'un pourcentage limité du volume total qui se présente durant cette saison. On peut donc imaginer que l'opération de stockage de l'eau pour la consommation, qui représente par le fait même une élévation de cette eau et la création d'une *chute* artificielle, puisse être combinée avec l'exploitation de la chute ainsi créée et avec l'utilisation des *débites excédentaires* pour la production de l'énergie.

De plus, souvent ces réservoirs d'eau potable possèdent des installations de pompage qui ont nécessité la création d'une ligne de distribution électrique depuis la ville où se trouvent les centres de production Diesel. On pourrait imaginer que l'installation d'une centrale sur les lieux du réservoir puisse utiliser les mêmes lignes dans l'autre sens pour l'acheminement de la production locale hydroélectrique vers la ville proche.

Nous allons illustrer ce propos par un projet d'utilisation combinée d'un réservoir pour la distribution d'eau et pour la production d'hydroélectricité à Parakou, au centre du Bénin.

Exemple d'utilisation rationnelle combinée de l'eau pour la consommation et l'énergie à Parakou [4]

Parakou est la seconde ville du Bénin, avec une population d'environ 100 000 habitants en rapide croissance (60 000 habitants en 1979). Près de Parakou, à environ 15 km, un barrage avait été construit sur la rivière Okpara pour la production d'eau.

Le bassin versant, à cet endroit, est d'environ 2 067 km² avec une altitude moyenne de 295 mètres. Le tableau VII nous donne les valeurs des précipitations totales annuelles et des débits annuels pour les années 1953 à 59 et 1961 à 69. On constate que la précipitation moyenne annuelle, de l'ordre de 1 000 mm par an, n'est pas négligeable. Bien sûr, l'évaporation est très importante, et la précipitation nette correspond à une hauteur d'eau de 355 mm par an avec une concentration très importante sur 6 mois de l'année.

La longueur de la saison sèche est évaluée à partir du nombre de jours pendant lesquels le débit sur la rivière Okpara est inférieur à 0,4 m³/s, qui est la valeur de la consommation en eau de la ville de Parakou compte tenu des pertes par évaporation dans le réservoir.

Tableau VII.

Année	Précipitation annuelle mm/an	Débit annuel $10^6 \text{ m}^3/\text{an}$
1953	1 420	560
1954	1 149	383
1955	1 462	651
1956	1 048	202
1957	1 330	685
1958	823	42
1961	1 119	193
1962	1 607	659
1963	1 501	628
1964	1 061	112
1965	1 132	252
1966	1 145	199
1967	1 292	447
1968	1 460	666
1969	1 281	414

Le tableau VIII nous montre une évaluation de la longueur de la saison sèche à partir de deux types de distribution statistique. Durant cette période, la production hydroélectrique ne serait possible que à partir de l'utilisation de l'eau stockée dans le réservoir, utilisation qui menacerait l'approvisionnement en eau de consommation durant la saison sèche. On peut donc estimer que seuls les jours où le débit naturel dépasse $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ peuvent être envisagés a priori pour la production d'hydroélectricité.

Tableau VIII.

Nombre de jours secs	Distribution lognormale	Distribution Gumbel
$Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$		
Durée moyenne	162	162
Durée médiane	158	156
Durée maxi 50 ans	257	253
$Q < 0,4 \text{ m}^3/\text{s}$		
Durée moyenne	202	202
Durée médiane	200	197
Durée maxi 50 ans	270	278

La figure 5 nous donne un schéma du réservoir existant et du barrage en terre qui a constitué ce réservoir. Les caractéristiques de celui-ci sont les suivantes :

- la largeur au couronnement du barrage est de l'ordre de 14 m;
- le niveau maximum du réservoir est de 12 à 12,50 m;
- le volume maximum stocké dans celui-ci est de $9,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$;

- il y a deux évacuateurs de crues dont les crêtes, réglées par des vannes, sont situées respectivement à 11 et à 9 m;
- le lit de la rivière, à l'aval, a une altitude évaluée à 4 m.

Pour l'étude de faisabilité et de production hydroélectrique, les hypothèses suivantes ont été adoptées :

- Les débits ont été évalués à partir de ceux qui ont été mesurés en 1961 et 1962, deux années pour lesquelles les mesures ont été complètes et dont l'une correspond à une année plutôt sèche et l'autre à une année plutôt humide.
- Le niveau de l'eau au-dessus du lit de la rivière à l'aval du barrage a été supposé égal à 1 m pour des débits jusqu'à 20 m³/s, et à 2 m jusqu'à 60 m³/s. Cette hypothèse est nécessaire parce que, jusqu'à présent, aucune campagne topographique précise n'a été effectuée pour déterminer les profils en travers de la rivière à l'aval du barrage et calculer les axes hydrauliques au sein de celle-ci.

Moyennant ces hypothèses, il est possible de simuler la productibilité d'une centrale qui serait installée sur le site. Le Tableau IX résume le calcul d'une telle productibilité pour le cas d'une année fictive moyenne, comprise entre 1961, année sèche et 1962, année humide.

Tableau IX.

				Productibilité MWh/an (Chute H = 7,50 m, rendement η = 0,68)							
Débits m³/s	Nombre de jours où le débit est dépassé			P = 100 kW	200 kW	100 kW × 2	300 kW	150 kW × 2	400 kW	200 kW × 2	500 kW
	1961	1962	Valeur moyenne	Q = 2 m³/s	4 m³/s	2 m³/s × 2	6 m³/s	3 m³/s × 2	8 m³/s	4 m³/s × 2	10 m³/s
0	169	194	181,5	400	701	400	915	1 035	951	1 177	955
1	152	194	173								
2	142	191	166,5								
3	135	186	160,5								
4	121	171	146								
6	104	150	127								
8	73	125	99								
10	52	107	79,5								
15	38	98	68								
20	29	82	55,5								
				400	701	751	915	1 035	951	1 177	955

Par exemple, supposons qu'un groupe turbo-alternateur de 100 kW soit installé sur le site. Cette puissance correspondrait à un débit de 2 m³/s, ce qui veut dire que, pendant 142 jours par an pour une année sèche, 191 jours par an pour une année humide, en moyenne 166 jours par an, il serait possible de turbiner ces

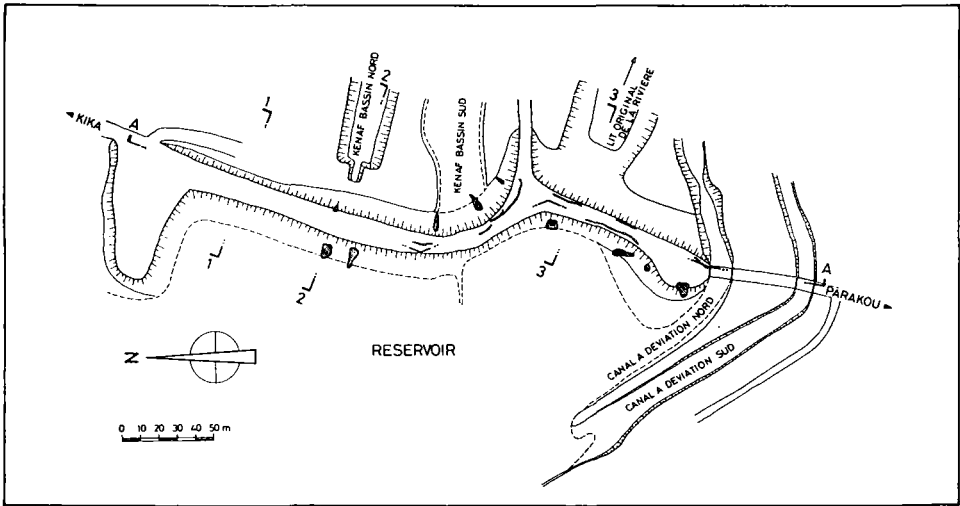


Figure 5.

2 m³/s. Pour la chute supposée de 7,5 m et le rendement global de 68 % qui a été adopté, une productivité de 400 MWh/an pourrait être attendue.

Diverses hypothèses de combinaisons de groupes turbo-alternateurs conduisent à des productibilités variant de 400 à près de 1 200 MW par an.

Le Tableau X présente une simulation économique d'un tel projet, dans l'hypothèse de deux turbo-alternateurs de 200 kW chacun, tandis que le tableau 11 établit le coût du kWh produit en tenant compte de l'amortissement.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Le coût de réparation et d'adaptation du *barrage* existant est de 40 000 kFCFA. L'amortissement du barrage se compte sur 50 années.
- Le coût des *groupes* et des auxiliaires électriques et mécaniques est évalué à 120 000 kFCFA, et celui du génie civil de la *centrale* à 15 000 kFCFA. Ces deux postes sont amortis sur 30 années.
- On prévoit une adaptation des *lignes* de 15 kV à concurrence de 10 000 kFCFA. L'amortissement est de 30 ans.
- Le poste « *aménagement* » comprend, outre le génie civil et l'électromécanique, 10 % du total pour frais d'administration, 6 % du total pour frais d'études sur le site, et enfin 10 % à titre d'imprévus.
- Les frais d'*entretien annuel* sont évalués à 1,5 % des postes barrage et aménagement et à 1 % du poste lignes.
- La réparation du barrage, la construction de la centrale et l'installation des groupes se réalisent en deux ans. L'adaptation des lignes se fait la deuxième année.
- Les emprunts sont contractés à un taux d'intérêt de 9 %. Le calcul de rentabilité économique porte sur 15 années d'exploitation à compter de la fin des travaux.

Eau, consommation et énergie

Tableau X.

Aménagement de Nanon-Parakou				1 177		Taux d'intérêt : 9 %				
Cons. spéc. gas-oil (λ/kWh)				0,280		Ratio bénéfice-coût : 1,550				
Prix unitaire gas-oil (FCFA/λ)				131		Taux de rentabilité du capital : 0,190				
Gain en entretien (FCFA/kWh)				2		Taux de rentabilité interne : 0,158				
Année	Taux	Investissement		Fonctionnement		Dépense totale		Recette totale		Résultat
		Nominal kFCFA	Actual. kFCFA	Nominal kFCFA	Actual. kFCFA	Nominale kFCFA	Actual. kFCFA	Nominale kFCFA	Actual. kFCFA	
1	0,917	111 550	102 339		0	111 550	102 339		0	-102 339
2	0,842	121 550	102 306		0	121 550	102 306		0	-102 306
3	0,772		0	3 447	2 661	3 447	2 661	45 526	35 155	32 493
4	0,708		0	3 447	2 442	3 447	2 442	45 526	32 252	29 810
5	0,650		0	3 447	2 240	3 447	2 240	45 526	29 589	27 349
6	0,596		0	3 447	2 055	3 447	2 055	45 526	27 146	25 091
7	0,547		0	3 447	1 885	3 447	1 885	45 526	24 904	23 019
8	0,502		0	3 447	1 730	3 447	1 730	45 526	22 848	21 118
9	0,460		0	3 447	1 587	3 447	1 587	45 526	20 962	19 375
10	0,422		0	3 447	1 456	3 447	1 456	45 526	19 231	17 775
11	0,388		0	3 447	1 336	3 447	1 336	45 526	17 643	16 307
12	0,356		0	3 447	1 225	3 447	1 225	45 526	16 186	14 961
13	0,326		0	3 447	1 124	3 447	1 124	45 526	14 850	13 726
14	0,299		0	3 447	1 031	3 447	1 031	45 526	13 624	12 592
15	0,275		0	3 447	946	3 447	946	45 526	12 499	11 599
16	0,252		0	3 447	868	3 447	868	45 526	11 467	10 599
17	0,231	-124 550	- 28 780	3 447	796	-121 104	- 27 984	45 526	10 520	38 504
Total	8,544	108 550	175 865	51 698	23 383	160 248	199 248	682 895	308 875	109 626

Tableau XI.

Amortissement annuel	Années	Somme kFCFA	Annuités	PR marginal	
				Prix kFCFA	Prix/kWh FCFA/kWh
Barrage	50	40 000	0,0912	3 649	
Aménagement	30	183 100	0,0973	17 822	
Postes + lignes	30	10 000	0,0973	973	
Frais d'entretien				3 447	
Total		233 100		25 891	22,00

On constate que le *coût marginal du kWh* est extrêmement intéressant (22 FCFA) par rapport au coût offert actuellement par l'énergie Diesel (52,46 FCFA en moyenne pour la province du Borgou). D'autre part, la *rentabilité* de l'ensemble peut être assurée en quelques années : le taux de rentabilité interne atteint 15,8 %, ce qui signifie que le projet est rentable pour tout taux d'intérêt inférieur à cette valeur. L'investissement qui serait consenti à Parakou pourrait très rapidement générer de nouveaux moyens financiers permettant de répéter l'opération ailleurs.

D'autre part, puisque l'énergie Diesel existe de toute façon à Parakou, la production mixte hydraulique/Diesel ne doit plus prendre en compte les coûts des installations qui existent déjà. D'autre part, la production Diesel soulagée par l'apport hydroélectrique pourrait être arrêtée pendant une partie de l'année, suivant une rotation à programmer, ce qui en permettrait l'entretien et conduirait probablement à une diminution spectaculaire de la consommation spécifique des groupes Diesel.

Conclusions

L'exemple de Parakou est extrêmement représentatif des possibilités d'utilisation rationnelle combinée de l'eau pour la consommation et pour l'énergie.

Dans la mesure où un site existe pour le *stockage de l'eau* à des fins domestiques ou agro-pastorales, à une distance raisonnable d'une ville, il y a lieu de vérifier qu'une *exploitation hydroélectrique même non permanente* ne pourrait pas se révéler intéressante. Le plus souvent, dans ce cas, les lignes de transmission électriques existent ou existeront dans le cadre du projet ne fût-ce que pour la station de pompage qui accompagne normalement l'exploitation de l'eau à des fins de distribution.

Le surcoût nécessité par la production d'hydroélectricité est en général relativement raisonnable par rapport au retour économique de cette solution.

Il est seulement nécessaire de vaincre une certaine inertie administrative ou technique qui décourage a priori une production mixte basée en partie sur l'énergie Diesel en période sèche, ou même partiellement en période humide, et pour une autre partie par l'appoint de l'énergie hydroélectrique. Il y a lieu de considérer froidement que la rentabilité en est tellement importante que la complication de cette double exploitation est largement compensée par les possibilités nouvelles offertes pour l'avenir.

Il nous semble que l'exemple présenté ci-dessus peut trouver de multiples applications dans des régions arides, mais surtout semi-arides, où le volume total annuel de l'eau n'est pas insuffisant mais où c'est sa distribution dans l'année qui laisse à désirer.

Références

1. Ministère des Finances et de l'Économie du Bénin, SBEE, Statistiques d'électricité et eau, mai-juin 1984.
2. Tractonel Electrobél Engineering, « Étude d'identification des sites potentiels pour petites centrales hydroélectriques au Bénin et au Togo : Bénin », Banque Ouest Africaine de Développement, Lomé, 1985.
3. PNUD/Banque Mondiale, « Étude d'inventaire des ressources hydroélectriques potentielles du Togo et du Bénin et plan directeur du développement de la production et du transport, Rapport B : Étude du marché de l'énergie », Vol. 3 : Bénin, mars 1984.
4. Zech Y., « Microcentrales hydrauliques en République Populaire du Bénin. Étude exploratoire ». Mission SPPS, Programme National R/D Énergie, 1985.

18

Aspects climatologiques liés aux possibilités d'alimentation en eau potable par collecte des eaux pluviales dans le Nord-Cameroun

M.A. MOREL ⁽¹⁾, J.-P. LABORDE ⁽²⁾

⁽¹⁾ *Université Cheikh Anta Diop, Dakar, Sénégal*

⁽²⁾ *Université de Nice, Faculté de géographie, Nice, France*

La collecte des eaux pluviales pour la satisfaction des besoins en eau potable est une technique utilisée depuis la plus haute antiquité. Dans le monde des pays développés son utilisation est tombée en désuétude, mais pour les pays en développement c'est encore souvent un moyen sûr, peu coûteux et autonome pour alimenter en eau des populations à l'habitat dispersé.

Plusieurs solutions sont envisageables selon la climatologie, l'hydrogéologie et l'hydrologie.

— L'utilisation individuelle des eaux de surface ne nécessite pas d'investissement mais se heurte à des problèmes d'hygiène difficilement surmontables. La pérennité de la ressource est par ailleurs assez aléatoire.

— Le captage de sources est bien sûr une solution quasi-idéale puisque de faible coût et de qualité hygiénique généralement acceptable. Malheureusement toutes les régions ne disposent pas d'aquifère donnant des sources pérennes et même si c'est le cas, on se heurte souvent à un problème de transport entre la source et le lieu de consommation.

— En l'absence de sources mais en présence de nappes phréatiques, il est bien sûr possible de procéder à des forages, mais leur coût est tel qu'ils ne peuvent être économiquement envisagés que pour des villages.

— La collecte des eaux pluviales à partir des toitures ou d'impluvium, et leur stockage temporaire dans des réservoirs, est une technique simple et peu coûteuse. Chaque famille peut construire un tel système et l'entretenir sans intervention

extérieure importante. Il ne faut donc pas s'étonner si la Banque Mondiale et d'autres organismes d'aide au développement préconisent cette technologie qui mérite bien le qualificatif d'"adaptée".

Cette solution n'est cependant pas la panacée. Elle connaît ses limites, qui sont principalement de deux ordres.

Le premier est celui du maintien de la qualité de l'eau. Ceci nécessite une information des populations qui doivent bien comprendre les précautions élémentaires à prendre au moment de la collecte des eaux (nettoyage des toitures), de leur stockage (hygiène des réservoirs) et de leur consommation (moyen de puisage). Le problème de la qualité ne sera qu'effleuré ici. Cependant, les règles d'hygiène à suivre sont simples, quasiment les mêmes dans tous pays et ce problème est surmontable puisqu'il l'est en Asie du Sud-Est, par exemple.

Le deuxième aspect auquel nous nous attacherons ici est essentiellement climatologique et quantitatif :

- l'abondance des précipitations est-elle suffisante pour satisfaire, au moins partiellement, les besoins en eau d'une famille à partir de la surface de toiture dont elle dispose ?

- la durée de la période sèche est-elle compatible avec un stockage de l'eau dans un réservoir de dimensions raisonnables ?

Les réponses à ces deux questions sont essentielles à l'étude de faisabilité d'un tel système d'alimentation. En effet, économiquement il est difficile d'envisager de faire des toitures supplémentaires, et la construction du réservoir est à la fois la plus coûteuse et techniquement la plus difficile.

La zone étudiée et les données utilisées

La zone Nord Cameroun est une région où malgré les progrès récents, le problème de l'eau en habitat dispersé est loin d'être réglé. Comme l'indique la figure 1 ci-dessous, cette zone s'étend sur le territoire de la république du Cameroun entre 7° et 12° de latitude nord. Elle est limitée à l'ouest par le Nigéria et à l'est par le Tchad.

Sur cette zone, nous disposons des relevés jusqu'en 1985 de 19 pluviomètres pour des durées de 14 à 40 ans. Ces pluviomètres sont gérés par la SODECOTON, organisme d'Etat s'occupant de la culture et de l'exploitation du coton. Compte tenu de l'utilisation faite par la SODECOTON de l'information pluie, il est possible que des cumuls sur plusieurs jours n'aient pas été signalés, aussi avons-nous préféré ne travailler que sur les totaux mensuels, beaucoup plus fiables. Cependant, une étude critique des données pluviométriques menée par l'ORSTOM et le CIEH nous donnait également des données journalières fiables sur la station de Guider, de 1948 à 1971. Cette dernière série nous a permis d'évaluer les écarts entre les études aux pas mensuels et journaliers (figure 2).

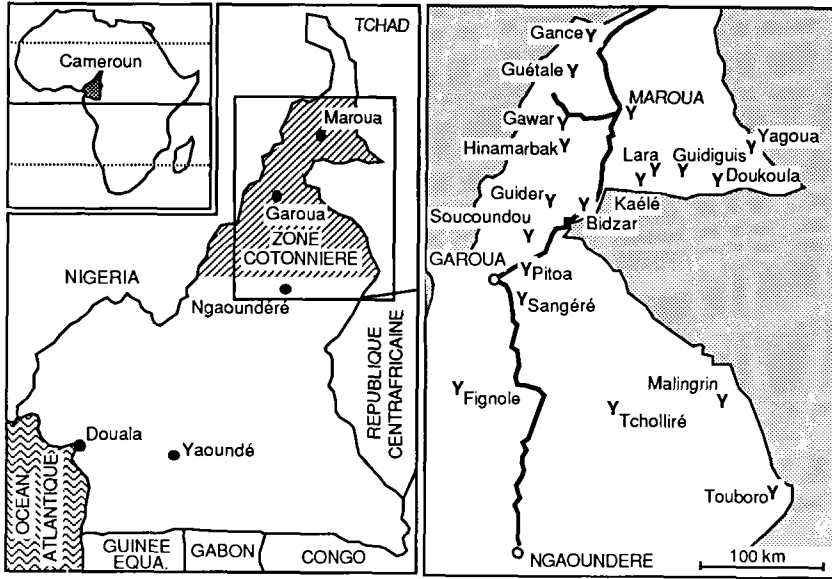


Figure 1. La zone d'étude et les postes pluviométriques utilisés.

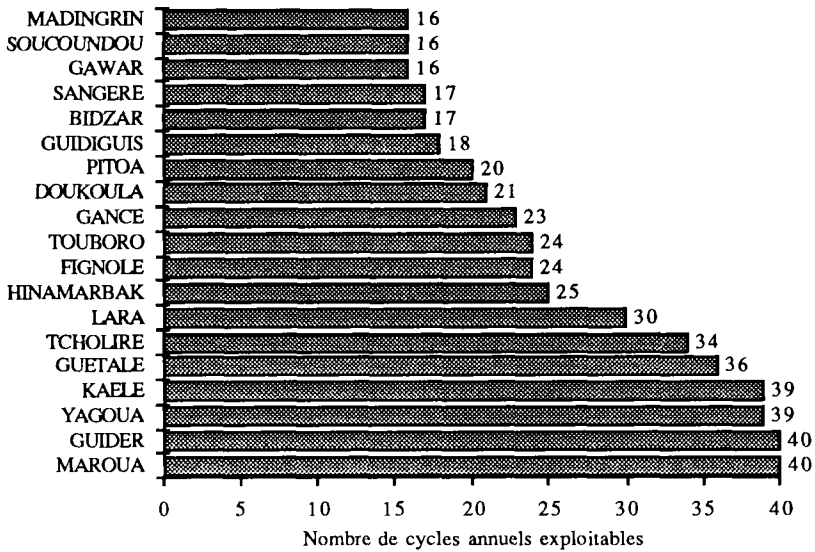


Figure 2. Nombre de cycles annuels exploitables.

Etude à l'échelle mensuelle

Dans un premier temps, nous allons considérer que l'intensité des précipitations est constante pendant un mois et égale à la hauteur de pluie mensuelle divisée par la durée du mois (Tableau I).

Tableau I. Exemple d'un cycle annuel de précipitations.

Mois	pluie du mois en mm	pluie cumulée en mm
Janvier 55	0,0	0,0
Février 55	0,0	0,0
Mars 55	0,5	0,5
Avril 55	22,4	22,9
Mai 55	66,5	89,4
Juin 55	213,2	302,6
Juillet 55	270,9	573,5
Août 55	260,9	834,4
Septembre 55	274,6	1109,0
Octobre 55	53,9	1162,9
Novembre 55	0,0	1162,9
Décembre 55	0,0	1162,9
Janvier 56	0,0	1162,9
Février 56	0,0	1162,9
Mars 56	1,9	1164,8
Avril 56	16,1	1180,9
Mai 56	31,9	1212,8
Juin 56	130,9	1343,7

Réservoir de stockage non limitant

Ce tableau s'exploite comme le montre la figure 3; nous avons reporté de janvier 1955 à juin 1956 les pluies cumulées à Kaélé. On a ainsi des successions de segments de droites dont la pente est égale à l'intensité des précipitations. On y voit clairement que pendant cette période, les pluies sont faibles ou nulles, puis fortes et enfin à nouveau faibles ou nulles. Si maintenant on cherche à appuyer une droite sur les « limites inférieures » de cette courbe, on obtient celle figurée par une flèche oblique. Cette droite tangente est la courbe des pluies cumulées le 01/06/1955 avec une hauteur de pluies cumulées de 89,4 mm, et le 01/06/1956 avec un cumul de 1212,8 mm.

Ceci s'interprète ainsi : du 1/6/55 au 1/6/56 il est tombé 1123,4 mm de pluie, soit en moyenne $1123,4/365 = 3,08$ mm/j. Par ailleurs, la distance verticale entre la droite de pente 3,08 mm/j et la courbe des pluies cumulées donne à chaque date l'excédent de la pluie qu'il faut stocker par rapport à l'intensité moyenne. Cette distance maximale figurée par une flèche verticale est atteinte au 1^{er} octobre 1955 avec une valeur de 640 mm environ.

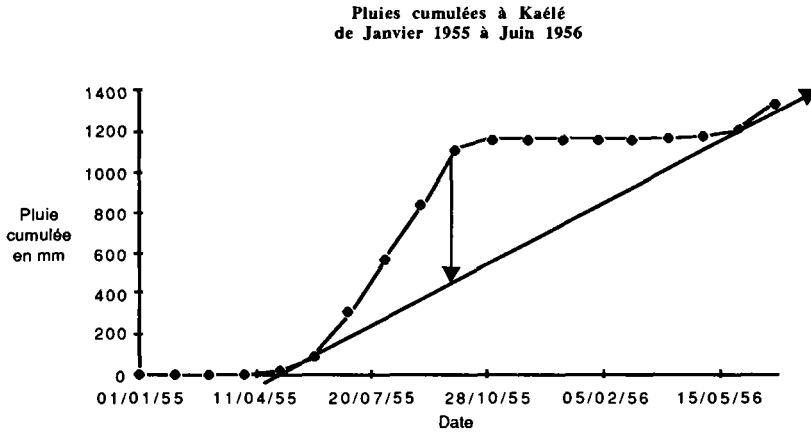


Figure 3. Détermination d'un volume de réservoir minimal pour une consommation potentielle maximale.

Dans le premier exemple, nous ne nous sommes pas donné a priori le volume du réservoir. Supposons que nous ayons eu un réservoir de capacité supérieure à 640 litres, nous aurions pu y prélever 3,08 l/j mais le réservoir ne se serait pas rempli au-delà de 640 l/m².

Si le volume du réservoir n'est pas un facteur limitant, 3,08 l/h/m² est la consommation maximale possible pour l'année hydrologique 1955-1956.

Dimensions du réservoir limitées

Supposons maintenant que pour chaque mètre carré de toiture, supposée ruisseler à 100 %, nous installions un réservoir de 200 l/m².

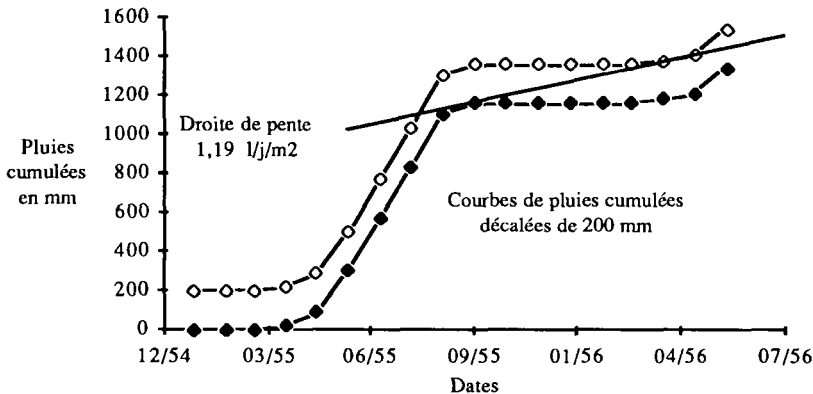


Figure 4. Détermination de la consommation potentielle pour un réservoir de stockage de 200 l/m².

La droite de consommation n'aurait plus une pente de $3,08 \text{ l/j/m}^2$, mais une pente inférieure telle que le réservoir soit vide en fin de saison sèche (courbe des pluies cumulées tangente à la droite de consommation), et qu'il ait pu néanmoins se remplir durant la saison des pluies. Pour évaluer la consommation maximale possible avec un réservoir de 200 l/m^2 en 1955-1956, il suffit de tracer comme précédemment la courbe des pluies cumulées, puis une seconde décalée verticalement de 200 mm. La pente de la droite tangente en début de saison humide à la courbe des pluies cumulées et tangente en fin de saison sèche à celle des pluies cumulées décalée de 200 mm, donne cette consommation. La figure 4 illustre cette méthode.

On constate alors qu'avec un réservoir de 200 l/m^2 on pourrait assurer une consommation de $1,19 \text{ l/j/m}^2$ du 10 septembre 1955 au 1^{er} mai 1956 et que le réservoir aurait été rempli le 1^{er} novembre 1955.

Ce travail a été fait pour des capacités de réservoir de 100, 200, 300, 400 et 500 l/m^2 (ou mm). Pour la station de Kaélé et l'année hydrologique 1955-1956 on obtient les résultats suivants (Tableau II).

Tableau II. Exemple de l'évolution de la consommation potentielle en fonction du volume du réservoir.

Capacité du réservoir en l/m^2	100	200	300	400	500	non limité
Consommation potentielle en l/j/m^2	0,64	1,19	1,64	2,11	2,48	3,08

Etude statistique des consommations potentielles

Nous avons recommencé ce travail pour toutes les années disponibles. Ainsi, pour Kaélé, 37 années hydrologiques complètes permettent de retrouver 37 consommations pour ces différentes capacités de réservoir; on constate que ces consommations potentielles sont distribuées sensiblement comme des lois de Gauss. La figure 5 présente l'ajustement à une loi de Gauss des consommations potentielles à Kaélé pour un réservoir de 200 l/m^2 .

La moyenne est de $1,156 \text{ l/j/m}^2$ et l'écart-type de $0,139 \text{ l/j/m}^2$. On peut donc admettre que dans 90 % des cas (période de retour de 10 ans) la consommation potentielle sera supérieure à :

$$1,156 - 1,28 \times 0,139 = 0,978 \text{ l/j/m}^2$$

On peut bien sûr faire un travail identique pour d'autres périodes de retour et les autres capacités. Les résultats obtenus pour Kaélé sont précisés sur la figure 6.

Si l'on examine la variation de la consommation potentielle décennale en fonction du volume du réservoir pour la station de Guider (elle nous servira de terme de référence plus loin), on conçoit aisément que pour des volumes faibles de réservoir c'est essentiellement ce volume qui détermine la consommation potentielle. En appelant x la consommation et v le volume du réservoir, la courbe $x(v)$ est linéaire de pente m pour les valeurs faibles de v ; cette courbe doit d'ailleurs passer par $x = 0$, $v = 0$. Lorsqu'au contraire le volume devient très grand, la consommation potentielle ne dépend plus de ce volume du réservoir mais des

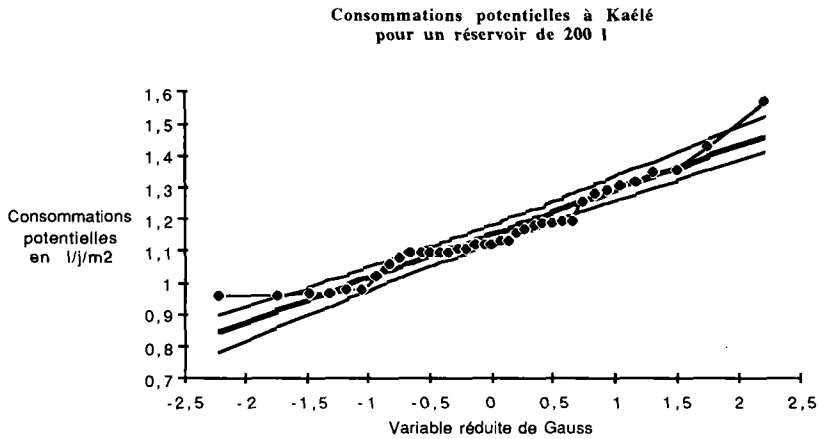


Figure 5. Ajustement à une loi de Gauss des consommations potentielles à Kaélé pour un réservoir de 200 l/m².

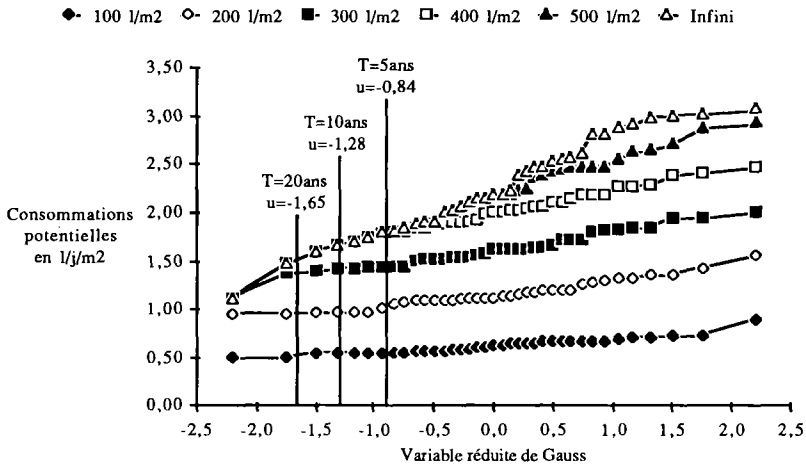


Figure 6. Ensemble des ajustements à des lois de Gauss des consommations potentielles à Kaélé.

N.B. Il aurait été plus judicieux d'imposer à cette courbe de se raccorder tangentiellement à l'asymptote horizontale, car la première méthode minimise le volume du réservoir. Parmi les courbes simples susceptibles de répondre à ces contraintes, nous avons choisi une cubique à trois paramètres calés par ajustement graphique aux points expérimentaux, puis une horizontale (travail en cours).

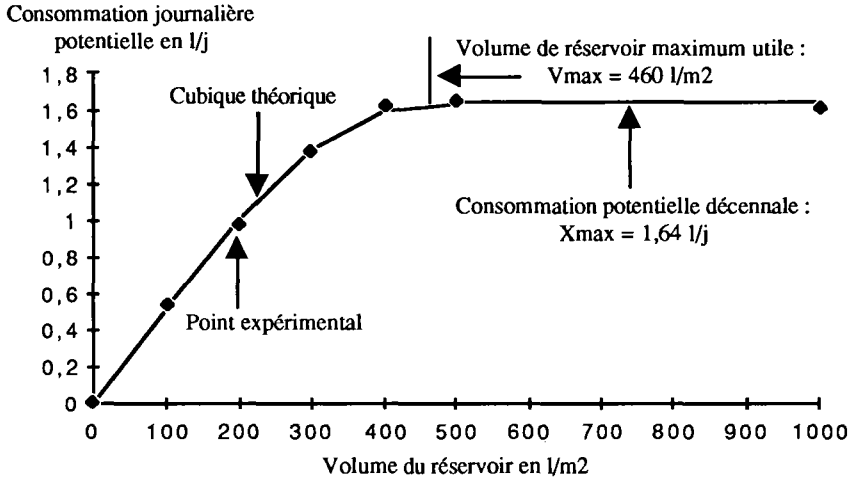


Figure 7. Ajustement d'un modèle théorique « consommation-volume » pour la station de Kaélé dans des conditions décennales.

précipitations disponibles. On peut donc préjuger que la courbe $x(t)$ est constante et égale à une consommation potentielle maximale $X_{\max}$ à partir d'un volume maxima utile $V_{\max}$.

Notre idée fut d'assimiler la courbe oblique à une droite (calculée à l'aide des deux derniers points) et de trouver son intersection avec la droite horizontale $x = X_{\max}$. Les résultats présentés ici ont été obtenus avec cette méthode.

Ce travail a donc été réalisé pour les 19 stations disponibles et les trois périodes de retour : 5 ans, 10 ans et 20 ans.

Les résultats obtenus montrent l'existence de corrélations linéaires étroites entre les différentes variables.

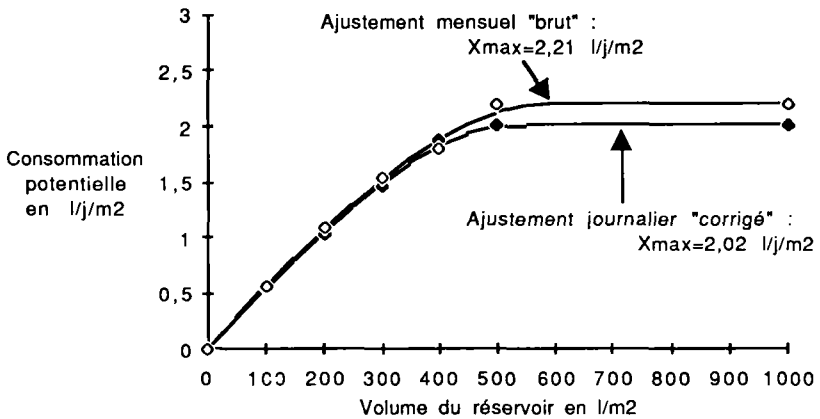


Figure 8. Ecart entre traitements mensuel et journalier pour une période de retour de 10 ans à la station de Guider pour la période 1948-1972.

Etude corrigée à l'échelle journalière

Les relevés journaliers n'étaient facilement disponibles et fiables que pour la station de Guider, qui disposait d'ailleurs d'une longue période d'observation (40 ans). Ces données nous ont permis de fixer les ordres de grandeur des coefficients de correction.

Le coefficient de ruissellement

Plusieurs auteurs ont donné des coefficients de ruissellement des toitures en fonction de leur nature. En effet, une partie des précipitations rebondit et tombe à l'extérieur (effet de bord), une autre partie fuit. Si on appelle K_r le coefficient de ruissellement, P. Martin et W. Weyns [24] proposent pour des tôles un K_r de 0,95; Frazier [14] penche pour une valeur plus faible $K_r = 0,88$.

En fait, le coefficient K_r se comporte comme un coefficient multiplicateur s'appliquant aux précipitations. Chacun pourra donc adapter la valeur de K_r à la nature de l'impluvium envisagé. Dans le cas du Cameroun, les toitures modernes sont faites en tôles d'aluminium pour lesquelles on adoptera par la suite un K_r moyen de 0,91.

L'évaporation de la première partie de la pluie

Dans la littérature, et en particulier dans l'ouvrage de P. Martin et W. Weyns [24], on trouve des ordres de grandeur cohérents sur la partie de la pluie qui s'évapore en début d'averse. Sur des tôles chaudes, on admet qu'environ 0,4 mm de pluie sont soustraits par évaporation en début d'averse. Au milieu de la saison des pluies, le ciel étant voilé, les tôles chauffent moins et nous admettrons une évaporation plus faible de seulement 0,2 mm en début d'averse.

Le nettoyage de la toiture

S'il n'a pas plu durant plusieurs jours, la toiture s'encrasse de poussières de latérites, de fientes d'oiseaux... On peut admettre qu'il faut de l'ordre de 2,5 litres d'eau pour nettoyer 1 m² de toiture. Par contre, s'il pleut chaque jour, un nettoyage plus sommaire de l'ordre de 0,5 litre par m² paraît suffisant.

Evaluation des consommations potentielles à l'échelle journalière

Nous avons donc procédé à une nouvelle simulation selon le principe décrit précédemment, mais en travaillant à l'échelle des pluies journalières diminuées de 2,9 mm (0,4 + 2,5), s'il n'a pas plu depuis 5 jours, ou diminuées de 0,7 mm (0,2 + 0,5), s'il a déjà plu la veille. Tout calcul fait on aboutit à la courbe des consommations potentielles décennales en fonction du volume stocké et en tenant compte de l'évaporation et du nettoyage.

On constate ici que la prise en compte des pertes réduit la consommation potentielle dans un rapport moyen de 0,91. (0,90 pour $T = 5$ ans, 0,91 pour $T = 10$ ans et 0,92 pour $T = 20$ ans).

Règles de correction

Pour obtenir les consommations potentielles journalières en tenant compte du ruissellement et du nettoyage de l'impluvium, il suffit de multiplier les consommations potentielles obtenues à l'échelle mensuelle par 0,91 Kr.

En ce qui concerne la correction du volume des réservoirs, il nous suffit de porter dans la relation linéaire trouvée précédemment entre $X_{\max}$ et $V_{\max}$ la consommation corrigée.

Résultats

Tableau III. Relations linéaires reliant les différentes grandeurs.

Période de retour	Relations	Coef. corrélation	Erreur type
$T = 5$ ans	$X_m = 0,0021 P - 0,1130$ $V_m = 134,14 X_m + 164,21$	0,9868 0,9492	0,057 19,0
$T = 10$ ans	$X_m = 0,0019 P - 0,1012$ $V_m = 154,69 X_m + 115,67$	0,9733 0,9022	0,076 29,6
$T = 20$ ans	$X_m = 0,0018 P - 0,0814$ $V_m = 211,43 X_m + 4,85$	0,9611 0,8778	0,086 43,5

X_m en $l/j/m^2$; V_m en l/m^2 .

Courbes d'égales consommations et d'équi-réservoirs

Comme nous arrivons à des relations linéaires simples, de bonne précision, il nous est possible à partir des isohyètes, c'est-à-dire des courbes d'égales pluviométries de tracer des courbes d'égales consommations, de volumes de réservoir égaux (figure 9).

Exemple de réalisation type

Réalisation type

Jusqu'à $22 m^3$, la citerne en ferrociment nous semble être la plus solide et la plus simple à construire par les maçons du village. On creuse un trou circulaire dans

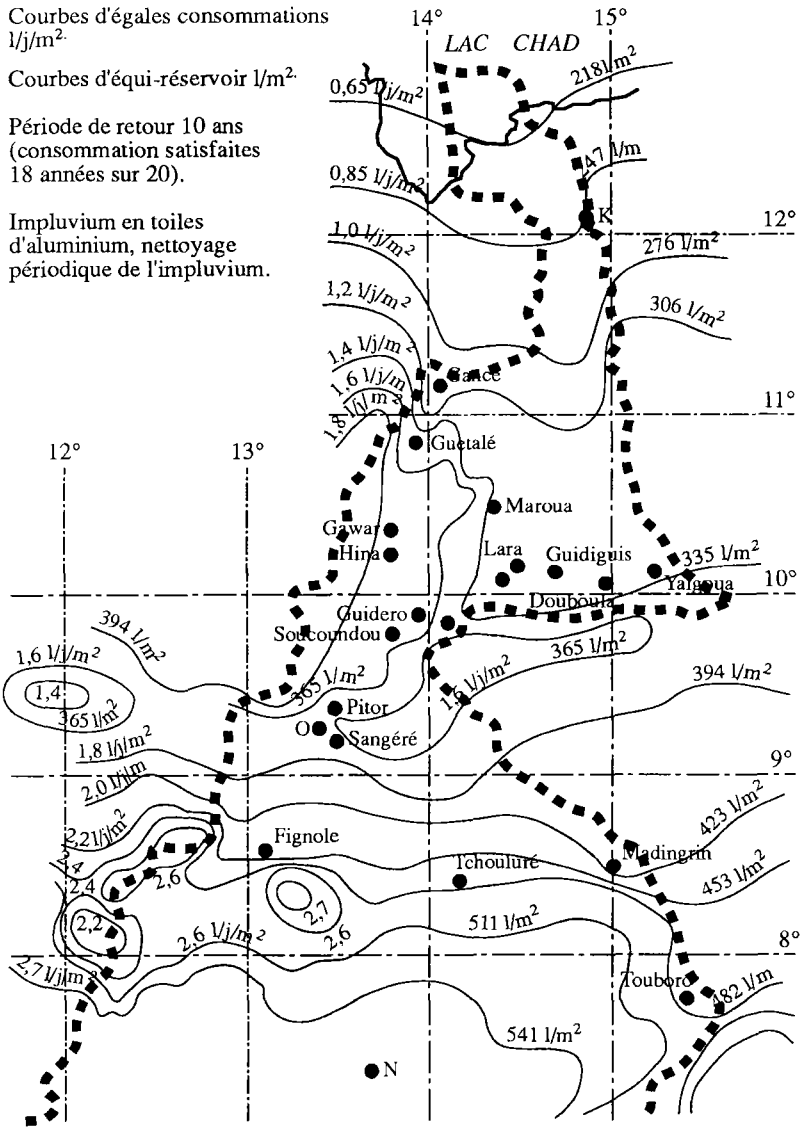


Figure 9. Courbes d'égales consommations et d'équi-réservoirs.

le sol qui servira de coffrage au ciment. L'armature est du grillage de poulailler; le ciment est projeté sur le grillage jusqu'à le recouvrir. On lisse ensuite le ciment pour l'étanchéité. Nous renvoyons les personnes qui voudraient plus de détails pour une telle construction aux publications citées, et notamment celles du CIEPAC [11] du GRET [15] et de HEGRON [16].

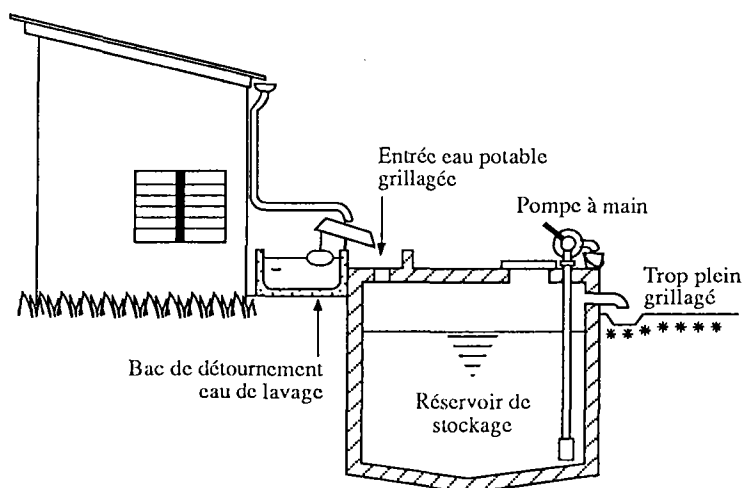


Figure 10. Récupération des eaux de pluie sur la toiture d'une maison et stockage dans un réservoir ferrociment enterré.

Matériaux nécessaires

Les quantités sont des ordres de grandeur établis d'après les bibliographies. Les prix sont ceux de 1988 en Francs Français (Tableau IV).

Tableau IV.

Matériaux	Quantité	Prix Unitaire (FF)	Prix Total (FF)
Tôles alu 2 m ² (2*1)	40	38,00	1520,00
Pointes à tôles	3 boîtes	88,00	264,00
Chéneau PVC de 4 m	2	238,00	476,00
Tube PVC Ø 60	3 m	11,00	33,00
Ciment sac 50 kg	13	57,00	741,00
Fer béton 8 mm	60 m	3,90	234,00
Fer béton 6 mm	2 m	2,30	4,60
Grillage poulailler 150 cm de large	15 m	28,00	420,00
Fil de fer galvanisé (fin et gros)	2,2 kg	19,60	43,10
Sable	1,2 m ³	200,00	240,00
Gravier	0,25 m ³	2000,00	500,00
Grillage moustiquaire galvanisé	1 m ²	59,60	59,60
Bois blanc de coffrage de 35 mm	10 m ²	48,00	480,00
Contreplaqué de 5 mm	1 m ²	20,00	20,00
Pointes 60 mm	3 kg	16,00	48,00
Bascule à flotteur	1	200,00	200,00
Robinet	2	90,00	180,00
Tube PVC Ø 30	3 m	5,50	16,50
Crépine clapet de pied	1	180,00	180,00
Pompe à main « japy »	1	695,00	695,00
Totaux :			6354,80

Nous pouvons donc conclure que le surcoût d'aménagement pour récupérer les eaux de pluie coûtera environ 4 600 FF auxquels il faudra ajouter 1 800 FF pour la toiture.

Conclusion

Cette étude permet de montrer que la collecte et le stockage des eaux de pluie dans la zone du Nord Cameroun permettrait un appoint non négligeable en eau potable pour l'habitat dispersé. En ce qui concerne l'aspect sanitaire et les précautions élémentaires à prendre, on pourra consulter les directives de l'OMS.

D'un point de vue financier, l'investissement est modeste mais malheureusement pas encore à la portée des populations rurales. Cette solution économique ne peut donc être mise en œuvre qu'avec une forme d'aide à déterminer.

Dans la pratique, les résultats que nous donnons permettent aisément de dimensionner les ouvrages de collecte et de stockage pour une consommation souhaitée et un certain risque de défaillance accepté.

Enfin, nous pouvons préciser que la démarche est applicable à bien d'autres pays où l'alimentation en eau potable est notoirement insuffisante, spécialement en zone d'habitat dispersé.

Références

1. Al Azharia J.S., Omar A.H. (1985). Improved traditional day water jars waterlines, 1985; 4 (n° 1) : 25-27.
2. Ativon K.L. (1979). Recherches sur l'amélioration des techniques de collecte et de stockage de l'eau de pluie. Ouagadougou : CIEH, 1979 : 30.
3. Appan A. (1984). Harnessing of rainwater, the underutilised source in developing countries. In 10th WEDC conf, Singapour, 1984 : 32-36.
4. Barneaud J.C., Martin P. (1977). Recueil et stockage de l'eau de pluie. Bassin type « Botswana ». Paris : IRFED, 1977 : 21.
5. Barneaud J.C. (1978). Recueil et stockage de l'eau de pluie - sac à eau. Paris : IRFED, 1978 : 10.
6. Bernus E. (1964). Un type d'habitat ancien en Côte d'Ivoire : la maison annulaire à impluvium des Dida Mimini. Les cahiers d'outre-mer, 1964, 65 : 81-94.
7. Bichet E., Martin P. (1976). Collecte, stockage, utilisation des eaux pluviales dans les pays du Sahel - utilisation des techniques au niveau des villages. Bibliographie sélective et analytique. Paris : IRFED, 1976 : 104.
8. Boum J.P. (1977). Synthèse sur les lois de distribution des pluies au Cameroun. DEA.
9. Bilodeau G. (1974). Sirikukubé : case annulaire à impluvium des Dida Gagou, Gaus et certains Baoulé. Bulletin de liaison du Centre Universitaire de Recherches et Développement, Abidjan.
10. CIEH/ORSTOM (1972). Précipitations journalières de l'origine des stations à 1972. République du Cameroun.

11. CIEPAC (1983). Fabrication d'une citerne enterrée en ferrociment. Lyon/Dakar, 42.
12. Demassieux L. Documents de la Banque Mondiale sur la récupération et le stockage des eaux de pluie. Traduction et adaptation.
13. Edgars D. (1986). Systèmes de captage d'eau de pluie. Session de formation internationale, CEFIGRE.
14. Frasier G.W., Myers L.E. (1983). Handbook of water harvesting. Washington : US Dept. Agric, 47.
15. Gret (1984). Le point sur la construction des citernes : recueil et stockage des eaux de pluie. Paris : Cepaze : 102.
16. Hegron. Réalisation d'une citerne type PIKRO en ferrociment. Dakar : ENDA ed.
17. Huisman L., Azevedo Netto J.M., Sundaresan B.B. (1983). Récupération de l'eau de pluie dans « Alimentation en eau des petites collectivités ». Rijswijk, CIR : 53-64.
18. IRA-CRA-SODECOTON MAROUA. Zone cotonnière du Nord Cameroun. Pluviométrie de l'origine des stations à 1985.
19. Laborde J.P. (1979). Programmes de calculs sur Apple II.
20. Laborde J.P. (1985). Collecte, stockage et conservation des eaux pluviales. Session de formation International, CEFIGRE.
21. Maikano G.J., Nyberg L. (1980). Collecte des eaux pluviales au Botswana, in « Approvisionnement en eau dans les régions rurales des pays en voie de développement », symp. Zomba : Malawi, 13-16.
22. Martin P. (1975). Note technique. Mesure du ruissellement sur différents types d'impluvium. Langomak, Sénégal.
23. Martin P. (1976). Les cases annulaires à impluvium et approvisionnement en eau. Paris : IRFED.
24. Martin P., Weyns W. Collecte et stockage des eaux pluviales (besoins familiaux). Manuel pédagogique. Paris : CIEPAC, 67.
25. Morel M. (1988). Possibilité d'alimentation en eau potable par collecte des eaux pluviales au Nord Cameroun.
26. Olivry J.C. (1986). Fleuves et rivières du Cameroun, 733.
27. Suchel J.B. (1972). La répartition et les régimes pluviométriques au Cameroun. Travaux et documents de géographie tropicale n° 5. CEGET-CNRS, Bordeaux.
28. Weyns W. (1984). Collecte et stockage des eaux pluviales. Captage et traitements simples des eaux de surface. Captage des sources - Hygiène de l'eau, in cours CEFIGRE, « Hydraulique villageoise », Sophia-Antipolis/Bamako, 46.
29. Anonyme (1986). La citerne en ferrociment, une contribution à la résolution des problèmes d'AEP en milieu rural, 13^e Cons. des Ministres du CIEH. Brazzaville, 18/02-26/02. Thèmes : J. Tech., 2, 9.

19

Comparaison d'algorithmes de prévision des crues sur le fleuve Sénégal

C. THIRRIOT⁽¹⁾, S. SAMBOU⁽²⁾, J.P. LAMAGAT⁽³⁾

⁽¹⁾ *ENSHEIET, Toulouse, France*

⁽²⁾ *Faculté des Sciences, Dakar, Sénégal*

⁽³⁾ *ORSTOM, Dakar, Sénégal*

Modèles de prévision

La subdivision classique distingue deux types de modèles :

- modèles déterministes, basés sur les équations de Saint-Venant, dont la résolution, essentiellement par voie numérique, s'effectue soit par la méthode des différences finies à l'aide de schémas explicites ou implicites, soit par la théorie des caractéristiques;

- modèles stochastiques pour lesquels on considère la réalisation d'un débit comme un phénomène aléatoire.

La distinction entre ces deux méthodes n'est pas nette, les méthodes déterministes présentant un caractère stochastique par la détermination des coefficients.

Sur le bief Bakel-Matam, nous avons distingué les modèles de prévision en une station et les modèles de prévision entre deux stations.

Prévision en une station

A partir d'observations antérieures à la date t_0 , à la station donnée, nous avons construit par interpolation puis par lissage des polynômes que nous avons utilisé pour faire de la prévision à la date $t_0 + Dt$.

Polynôme d'interpolation

Nous partons du fait que pour un polynôme de degré $p-1$, la différence à l'ordre p est nulle.

En utilisant les propriétés des opérateurs d'avancement et de différence arrière, qui s'expriment respectivement par :

$$EQ_k = Q_{k+d} \quad \text{et} \quad DQ_k = Q_k - Q_{k-d}$$

nous montrons que la différence à l'ordre p s'écrit, en utilisant la formule du binôme :

$$D^p Q_k = \sum_{i=0}^p C_i^p (-E^{-1})^{p-i} Q_k \quad (1)$$

Si nous utilisons un polynôme de degré $p-1$, cette expression devient nulle, ce qui donne suivant les valeurs de p les algorithmes pour l'extrapolation linéaire, parabolique, et avec un polynôme de degré 3.

Polynôme de lissage

Nous ajustons à n couples (i, Q) , $i \in [n - t_0, t_0]$, des fonctions d'expression connue, en utilisant la technique des moindres carrés. Nous extrapolons ces fonctions à la date $t_0 + Dt$ pour la prévision.

Suivant les fonctions choisies, nous aurons, en posant :

$$V_{n-i} = Q_i \quad U_i = \frac{n-i}{Dt}$$

— lissage linéaire :

$$V_{n-i} = a_0 + a_1 U_i + \epsilon_i \quad (2)$$

— lissage parabolique :

$$V_{n-i} = a'_0 + a'_1 U_i^2 + a'_2 U_i^3 + \epsilon_i \quad (3)$$

Les coefficients sont déterminés par la méthode des moindres carrés et nous en avons déduit les algorithmes de prévision suivant le nombre de couples utilisés.

Prévision entre deux stations

Nous utilisons l'information collectée en deux ou plusieurs stations et antérieure à la date t_0 pour faire la prévision à la date $t_0 + Dt$. Nous avons étudié deux types de modèles :

- modèles déterministes dérivés des équations simplifiées de Saint-Venant;
- modèles stochastiques, basés sur les processus ARMA.

Prévision par Muskingum avec extrapolation amont

A partir de l'équation de continuité en présence d'apports intermédiaires mise sous la forme :

$$\frac{dV}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) + \int_{x_1}^{x_2} \int_{t_1}^{t_2} q(x,t) dx dt$$

nous intégrons par la méthode des trapèzes en faisant les hypothèses suivantes :

- absence d'apports intermédiaires;
- courbe de tarage univoque;
- loi section mouillée-débit de la forme : $S(Q) = a Q$;
- volume stocké dans le bief : $V = (\theta S_1(t) + (2 - \theta) S_2(t)) Dx$.

Nous obtenons l'algorithme aux différences finies ci-dessous :

$$Q_s(t + Dt) = C_0 Q_m(t) + C_1 Q_m(t + Dt) + C_2 Q_s(t)$$

où Q_s et Q_m respectivement débits entrant et sortant du bief étudié, C_0 , C_1 et C_2 coefficients dépendant des caractéristiques du bief.

En temps réel, cet algorithme ne permet pas de faire de la prévision des crues, d'où un recours à l'extrapolation. Par ailleurs, si nous ajoutons un terme d'innovation ϵ_i , nous obtenons un algorithme analogue à ceux décrivant les processus stochastiques, ce qui justifie l'utilisation de la méthode des moindres carrés pour la détermination des coefficients C_i . D'où l'équation utilisée pour la prévision en temps réel (figure 3) :

$$Q_s(t + Dt) = C_0 Q_m(t) + C_1 (2 Q_m(t) - Q_m(t - Dt)) + C_2 Q_s(t) + \epsilon_i \quad (4)$$

Prévision par analyse des temps de propagation

En toute rigueur, le temps de propagation dépend du débit. Cette relation, négligeable pour les faibles crues, compte tenu de l'échelle de temps choisi (un jour), ne peut plus être ignorée pour les fortes crues. La prévision ne peut alors plus être faite avec un délai constant quel que soit le débit. Nous allons construire une méthode de prévision basée sur l'évolution du temps de propagation avec le débit.

Partant du système d'équations de dispersion parabolique :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta Q}{\delta x} + \frac{\delta S}{\delta t} &= q \\ \frac{\delta H}{\delta x} &= I - J \end{aligned} \right\}$$

si nous supposons : $\frac{\delta H}{\delta x} \approx 0$

$$S = S_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^m$$

et si nous prenons une loi de perte de charge de la forme :

$$J = \frac{Q^2}{C^2 R S^2}$$

nous obtenons pour le débit une expression de la forme :

$$Q = Q_0 \left(\frac{H}{H_0} \right)^{m/2}$$

Le système se réduit alors à une seule équation :

$$\frac{\delta H}{\delta t} + V_0 \frac{n}{2 m} \frac{\delta H}{\delta x} = \frac{q}{f(H)} \quad (5)$$

$$\text{avec } f(H) = H^{m-1} \frac{m}{2} \frac{Q_0}{H_0}$$

or $H = H(x, t)$, d'où

$$\frac{\delta H}{\delta t} + \frac{dx}{dt} \frac{\delta H}{\delta x} = \frac{dH}{dt} \quad (6)$$

En identifiant les expressions (5) et (6) terme à terme, il vient en définitive :

$$\frac{dx}{dt} = \frac{n}{2 m} V_0 \quad (7)$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{q}{f(H)} \quad (8)$$

La propagation de la crue entre les deux stations peut être décrite par les deux fonctions :

- $\tau(H1)$ qui à une hauteur (resp. débit) amont fait correspondre son temps de propagation;
- $H2(H1)$ qui à une hauteur (resp. débit) amont associe une hauteur (resp. débit) à l'aval au bout d'un temps égal au temps de propagation $\tau(H1)$ de l'onde d'amplitude $H1$.

Nous verrons au cours des essais, qu'en pratique, ces modèles présentent un caractère stochastique très poussé, de sorte qu'on pourrait les construire a priori,

en faisant fi de toute tentative de justification physique, ce qui va nous conduire aux modèles ARMA.

Modèles ARMA

Les séries temporelles des débits moyens journaliers se caractérisent par une dépendance marquée entre observations successives. Les modèles ARMA, par leur conception, permettent de les modéliser.

Ces modèles expriment la quantité à prévoir comme une combinaison linéaire des n_0 observations antérieures, avec un terme aléatoire qui représente l'erreur de prévision. Les paramètres de ces modèles sont déterminés à partir des techniques d'estimation.

En pratique, pour des prévisions entre deux stations situées sur les emplacements x et $x + Dx$, l'algorithme peut se mettre sous la forme :

$$Q(x + Dx, t + Dt) = \sum_{j=1}^{n_0} a_j Q_v(x + Dx, t - j * Dt) \\ + \sum_{k=1}^{n_1} a_k Q_m(x, t - k * Dt) + \epsilon(t)$$

où a_j et a_k sont des coefficients constants, Q_m et Q_v respectivement les débits à l'amont et à l'aval du bief considéré.

Les valeurs de j et k doivent être aussi faibles que possible pour éviter l'instabilité du schéma.

Application au bief Bakel-Matam

Le cadre physique

Les modèles ont été appliqués sur le bief Bakel-Matam, long de 172 km, sur un échantillon de crues couvrant la période de 1960 à 1982.

Le sous-bassin étudié se situe dans la zone climatique de type sahélien, avec une pluviométrie moyenne de 495 mm/an à Bakel.

Le relief est pratiquement plat, en dehors de quelques buttes, mais par contre, la microtopographie est très complexe. Le fleuve coule entre deux hautes levées entaillées de brèches qui communiquent avec les parties basses du lit majeur. Lors des fortes crues, l'écoulement latéral par ces brèches provoque l'inondation du lit majeur (figure 1).

Cette morphologie du bassin met en évidence deux types de crues. Les crues faibles qui se propagent essentiellement dans le lit avec un temps de propagation de l'ordre de 2 à 3 jours entre Bakel et Matam et les crues fortes, qui du fait du débordement sont amorties, ralenties et lissées à Matam. Leur temps de propagation déterminé par l'analyse des corrélogrammes est de l'ordre de 8 à 10 jours (figure 2).

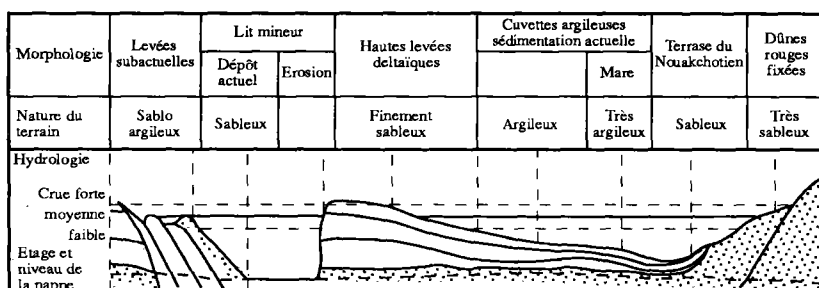


Figure 1. Coupe schématique de la basse vallée du Sénégal. Levées et cuvettes (traits noirs continus). Dépôts sableux : zones pointillées (d'après P. Michel).

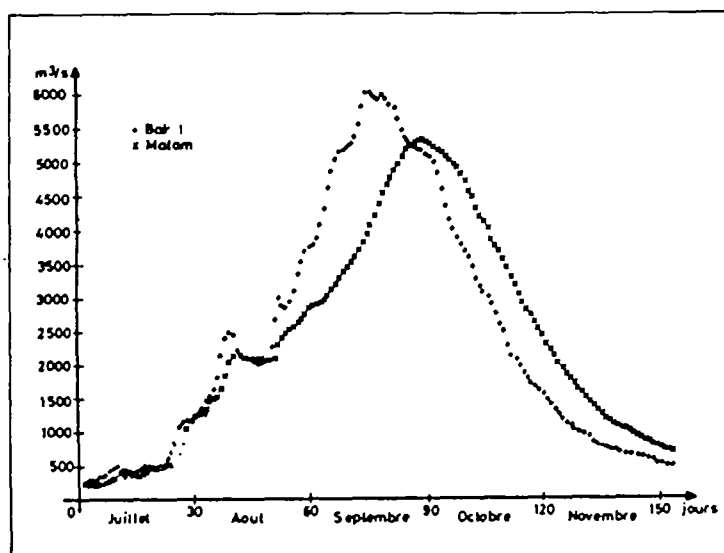


Figure 2. Bakel-Matam (1967). Hydrogrammes observés.

Analyse des essais. Critères de qualité

Pour étudier et comparer les différents modèles entre eux, nous utiliserons parmi tous les moyens existant, les critères graphiques (graphes calculés-observés) et les fonctions de répartition des critères statistiques ci-dessous :

- l'écart quadratique moyen ramené au débit maximum qui permet de comparer les hydrogrammes calculé-observé dans leur globalité;
- l'erreur relative de pointe qui, ponctuellement, va tester la prévision du maximum.

Simulation des prévisions : calage

Nous avons testé les différents modèles sur le bief Bakel-Matam, sur une série de 20 crues, de 1961 à 1982.

Prévision en une station extrapolation-lissage

Les critères se dégradant au fur et à mesure que le délai de prévision augmente, nous nous sommes limités à 2 jours.

L'augmentation du degré du polynôme (extrapolation : figures 3a, 3b) ou du nombre de points de base (lissage : figures 4a, 4b) n'améliore pas la prévision, par suite de l'instabilité due à l'alternance de signes + et -.

Ces méthodes conviennent donc pour des délais faibles, lorsque les hydrogrammes ne sont pas très irréguliers.

Prévision entre deux stations

Muskingum avec extrapolation amont. Régression linéaire

Ces deux méthodes, dans leur version définitive, peuvent être considérées comme des cas particuliers des processus ARMA, avec en différence l'importance accordée à l'influence des débits provenant des stations amont.

Les essais de prévision à délais constants et égaux au temps de propagation ont mis en évidence deux comportements différents :

- pour les crues faibles, les résultats sont généralement satisfaisants (figure 5);
- pour les crues fortes ou très fortes, il apparaît un décalage entre hydrogrammes calculés et observés, qui se résorbe ensuite au voisinage du maximum (figure 6).

Ce dernier comportement s'explique par l'évolution du temps de propagation en fonction du débit, l'écoulement latéral par les brèches ayant pour effet de ralentir les crues.

Dans ce cas, en utilisant les coefficients différents suivant le temps de propagation, nous avons amélioré, de façon notable, les simulations (figure 7).

Les mêmes phénomènes ont été observés en utilisant la méthode de régression linéaire.

Les essais ont mis en évidence, dans les deux cas, la nécessité, pour les crues fortes, de tenir compte de l'évolution du temps de propagation avec le débit.

Analyse des temps de propagation entre deux stations

Nous avons travaillé avec les débits, bien qu'en toute rigueur les stations de tarage ne soient pas univoques.

Cette méthode généralise la prise en compte de l'adéquation temps de propagation-délai de prévision.

Nous l'avons utilisée sur le bief Bakel-Matam.

Nous avons effectué deux calages différents suivant l'importance des crues :

- 1975-1978 pour les années sèches (écoulement uniquement dans le lit mineur) (figures 8a, 8b);

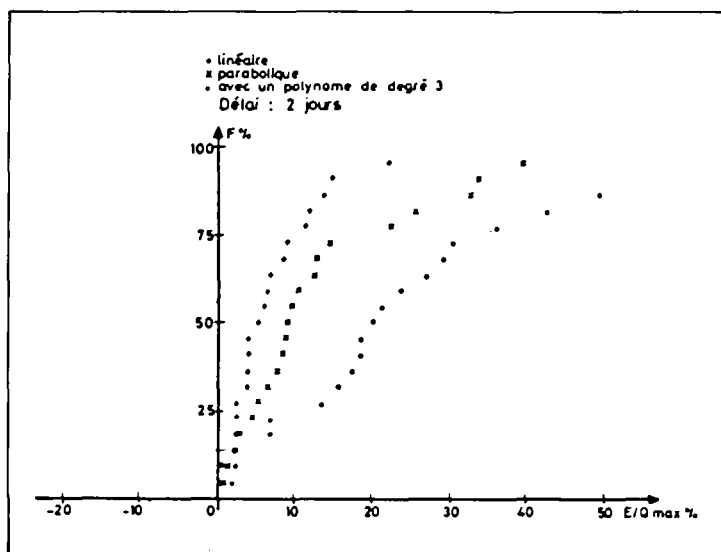


Figure 3a. Station de Matam. Prédiction par extrapolation. Fonction de répartition de l'erreur relative de pointe E/Q_{max} .

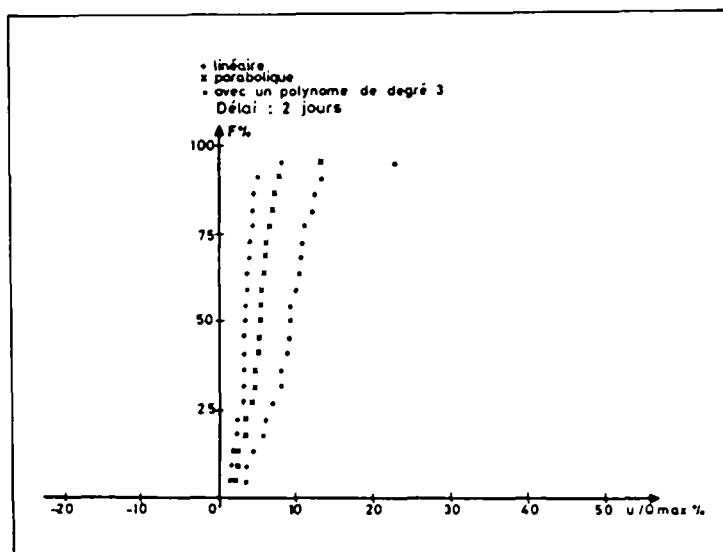


Figure 3b. Station de Matam. Prédiction par extrapolation. Fonction de répartition de l'écart-type des écarts u/Q_{max} .

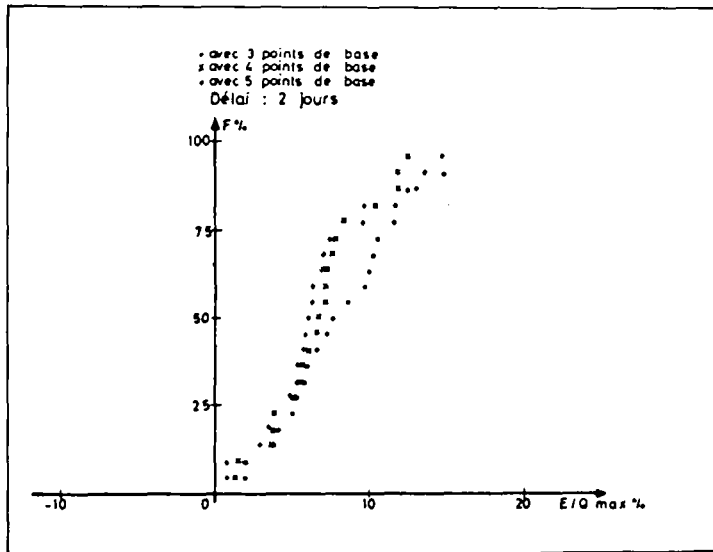


Figure 4a. Station de Matam. Prévision par lissage linéaire. Fonction de répartition de l'erreur relative de pointe E/Q_{max} .

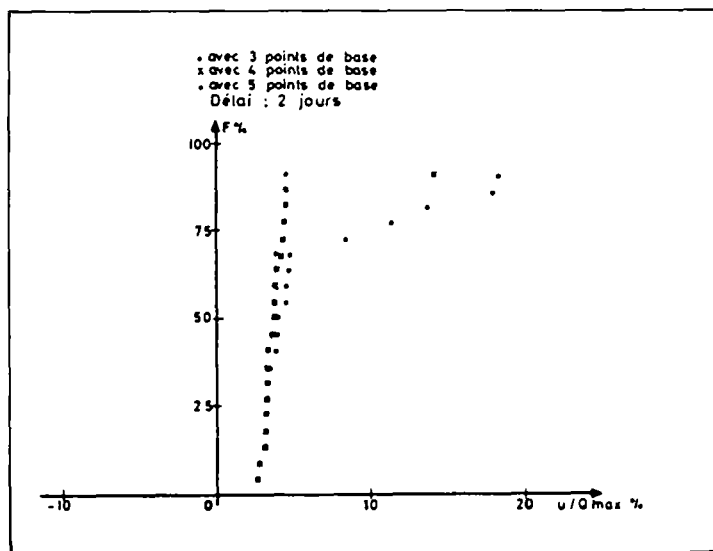


Figure 4b. Station de Matam. Prévision par lissage linéaire. Fonction de répartition de l'écart-type des écarts u/Q_{max} .

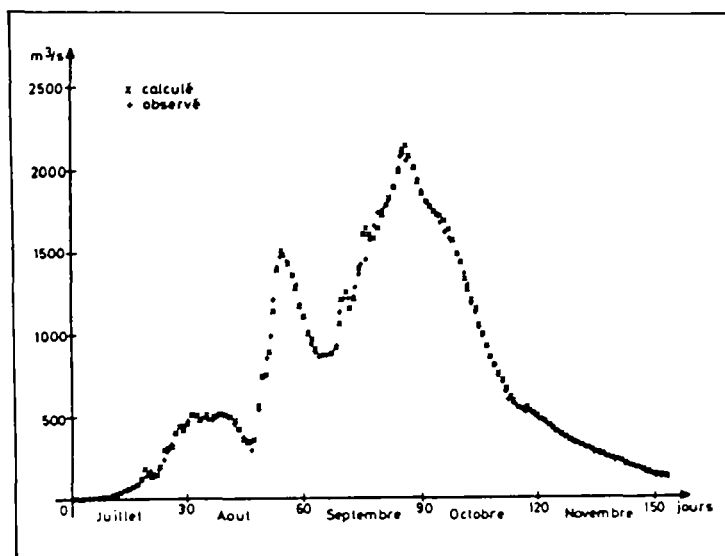


Figure 5. Bakel-Matam (1977). Muskingum avec coefficients constants. Délai 2 jours.

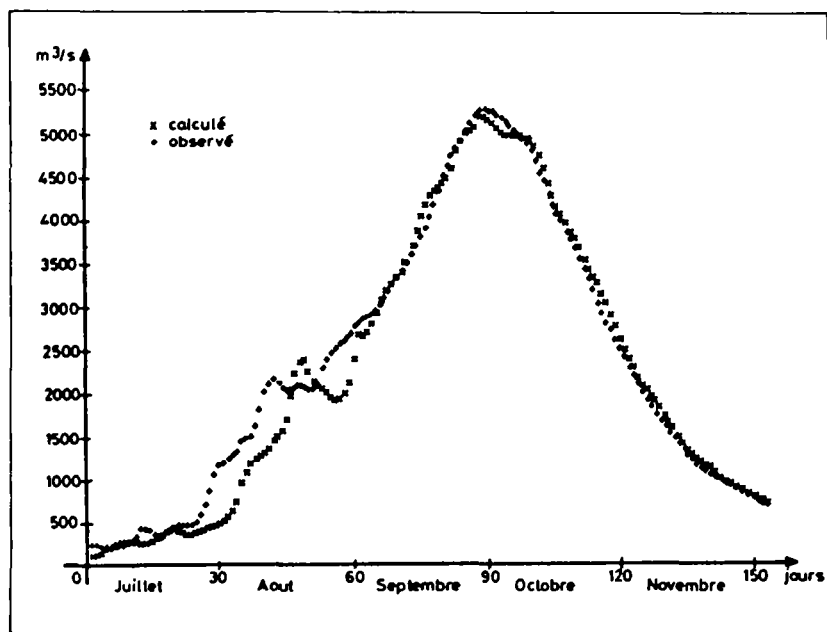


Figure 6. Bakel-Matam (1967). Muskingum avec coefficients constants. Délai 8 jours.

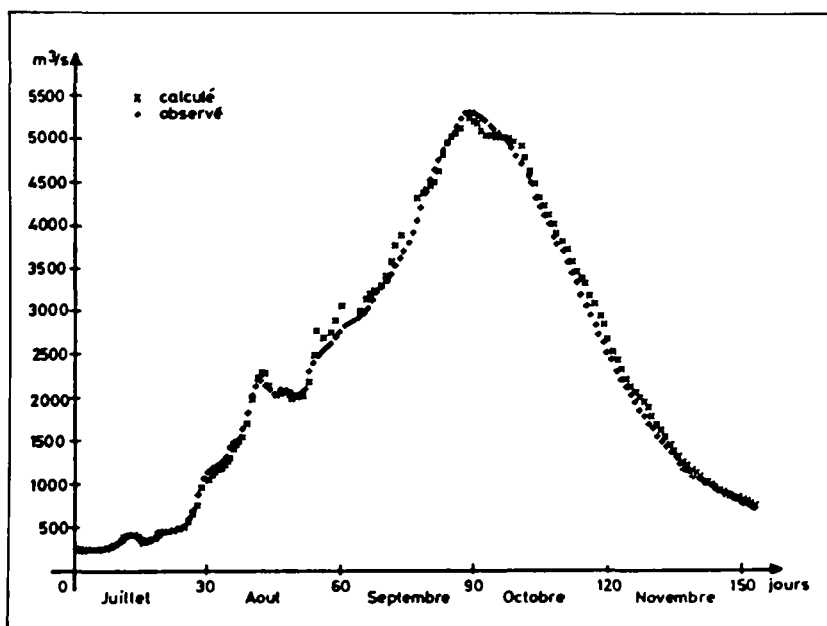


Figure 7. Bakel-Matam (1967). Muskingum avec coefficients variables. Délai 8 jours.

— 1961-1964 pour les années humides (écoulement dans le lit majeur) (figures 9a, 9b).

Entre les deux périodes de calage, sur le bief Bakel-Matam, nous avons constaté une évolution différente, suivant l'importance de la crue, des lois $t(Q)$ et $Q_2(Q_1)$, que nous attribuons à l'influence de la nappe alluviale, qui pourrait, selon les cas, alimenter le fleuve ou être alimenté par l'écoulement fluvial. Ceci, pour être confirmé, nécessiterait une étude approfondie du mécanisme d'échanges fleuve-nappe.

Les essais sont plus satisfaisants sur les périodes sèches (figure 10) que sur les périodes humides (conformément à l'hypothèse faite d'un écoulement unidimensionnel) (figure 11). Il serait intéressant d'étendre ce modèle à un écoulement bidimensionnel.

Comparaison des modèles

Nous avons utilisé les critères statistiques (locaux et globaux) pour comparer les modèles entre eux (Tableaux I, II et III).

Tableau I. Bief Bakel-Matam. Compétition entre méthodes : comparaison entre écarts-types des écarts.

Année	MSKC	REGRC	MSKV	REGR	ANLTP
1962	0.054	0.052	0.025	0.031	0.052
1964	0.062	0.062	0.041	0.041	0.047
1966	0.062	0.064	0.087	0.033	0.059
1967	0.044	0.045	0.048	0.019	0.040
*1976	0.028	0.030			0.031
*1977	0.016	0.017			0.033
*1978	0.015	0.020			0.039
*1980	0.012	0.016			0.038
*1981	0.017	0.029			0.043
*1982	0.019	0.024			0.036

Tableau II. Comparaisons des écarts relatifs de pointe.

Année	MSKC	REGRC	MSKV	REGRV	ANLT
1962	0.048	0.033	0.005	0.037	0.164
1964	0.000	-0.026	-0.002	-0.034	-0.014
1966	0.086	-0.024	0.069	0.039	0.043
1967	-0.022	-0.005	-0.017	-0.004	-0.118
*1976	-0.005	0.033			0.050
*1977	0.029	0.040			0.061
*1978	0.020	0.052			0.011
*1980	0.023	0.046			-0.002
*1981	0.052	0.009			-0.122
*1982	0.050	0.083			

Nous avons tenu compte de l'évolution des conditions naturelles d'écoulement en utilisant deux périodes d'essais différents. Nous attirons l'attention sur le fait que pour la méthode d'analyse des temps de propagation, les conditions d'application qui sont faites ne sont pas les meilleures.

L'influence du lit majeur intervient sur la performance des différents modèles.

Lorsque les crues sont faibles (1976-1982), la méthode Muskingum est la plus robuste, comme l'indiquent les deuxième colonnes des Tableaux I, II et III. En

Tableau III. Comparaison des coefficients d'Aitken.

Année	MSKC	REGRC	MSKV	REGRV	ANLTP
1962	0.996	0.996	0.997	0.998	0.985
1964	0.981	0.982	0.987	0.992	0.985
1966	0.975	0.969	0.934	0.992	0.971
1967	0.997	0.998	0.979	0.999	0.989
*1976	0.996	0.996			0.916
*1977	0.999	0.999			0.978
*1978	0.999	0.998			0.945
*1980	1.000	0.999			0.951
*1981	1.000	0.999			0.976
*1982	1.000	1.000			0.985

MSKC : Méthode Muskingum avec extrapolation amont avec coefficients constants; REGRC : Méthode de régression linéaire avec coefficients constants; MSKV : Méthode Muskingum avec coefficients variables; MSKC : Méthode régression linéaire avec coefficients variables; ANLTP : Méthode de prévision par analyse des temps de propagation; * : essai à coefficients constants uniquement (crue faible).

effet, dans ce cas, les crues se déplacent comme une onde de translation, et on a là pratiquement un modèle de propagation pure, sans débordement.

Pour les crues fortes, il est nécessaire de tenir compte de l'évolution du temps de propagation. La méthode basée sur les équations de Saint-Venant simplifiées fournit les meilleurs écarts-types grâce à la prise en compte de l'évolution des temps de propagation en fonction du temps. Cette amélioration n'est cependant pas obtenue pour ce qui concerne le débit maximum, compte tenu de l'instabilité de la courbe de correspondance amont aval pour les débits élevés.

Conclusion

Les modèles présentés se caractérisent par leur simplicité et leur facilité de mise en œuvre, mais aussi par leur caractère stochastique assez poussé, de sorte qu'ils ne nécessitent pas, de façon explicite, un nombre important d'informations sur le bassin versant. Dans les régions tropicales, où la collecte de l'information, pour des questions de moyens, n'est pas souvent faite avec une attention en accord avec son importance, les modèles étudiés peuvent répondre, une fois étendus aux caractéristiques liées aux régimes des cours d'eau et à leurs conditions d'écoulement, aux multiples problèmes faisant intervenir la prévision des crues.

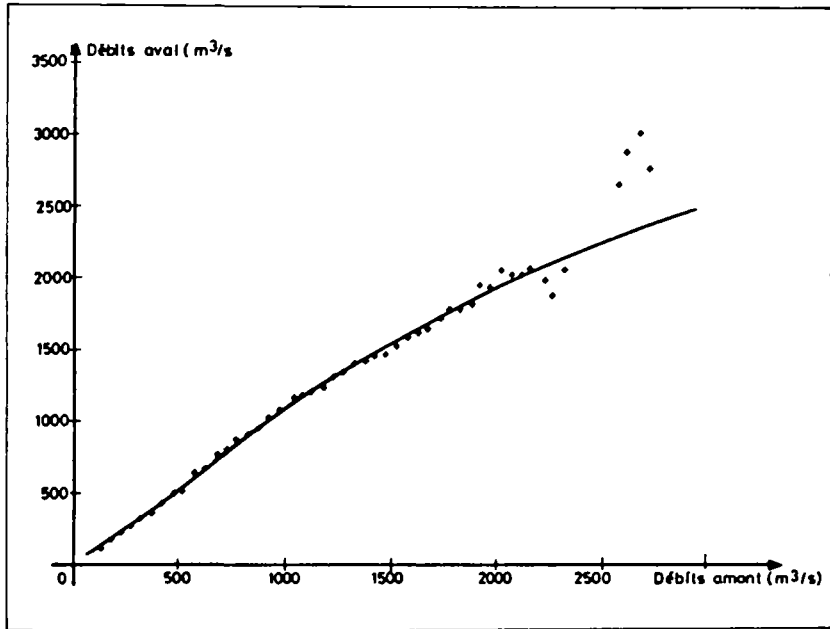


Figure 8a. Bakel-Matam (1975-1978). Correspondance amont-aval.

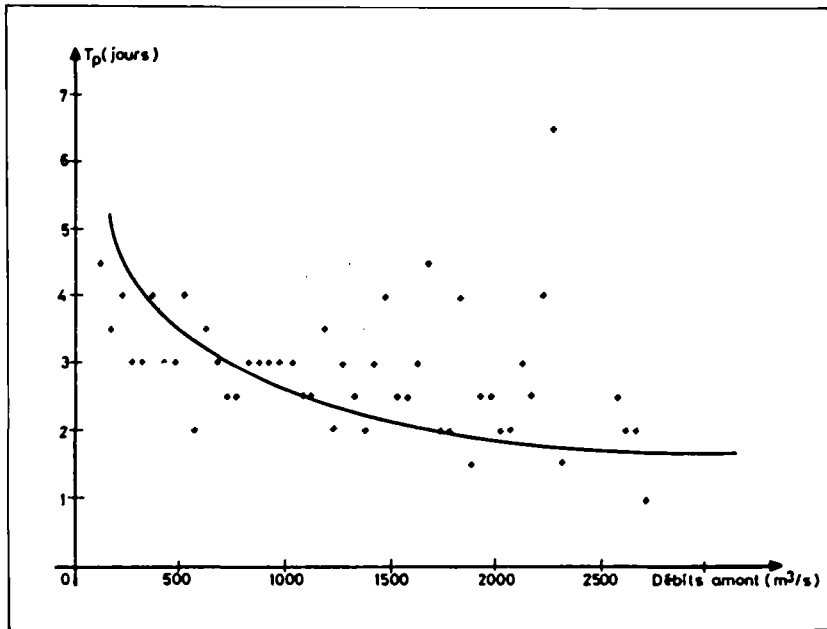


Figure 8b. Bakel-Matam (1975-1978). Evolution des temps de propagation avec le débit.

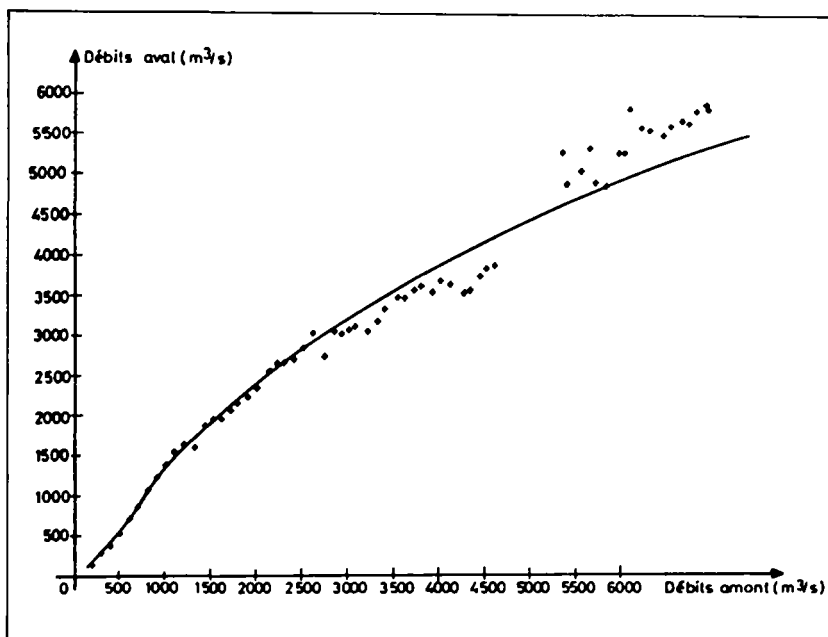


Figure 9a. Bakel-Matam (1961-1964). Correspondance amont-aval.

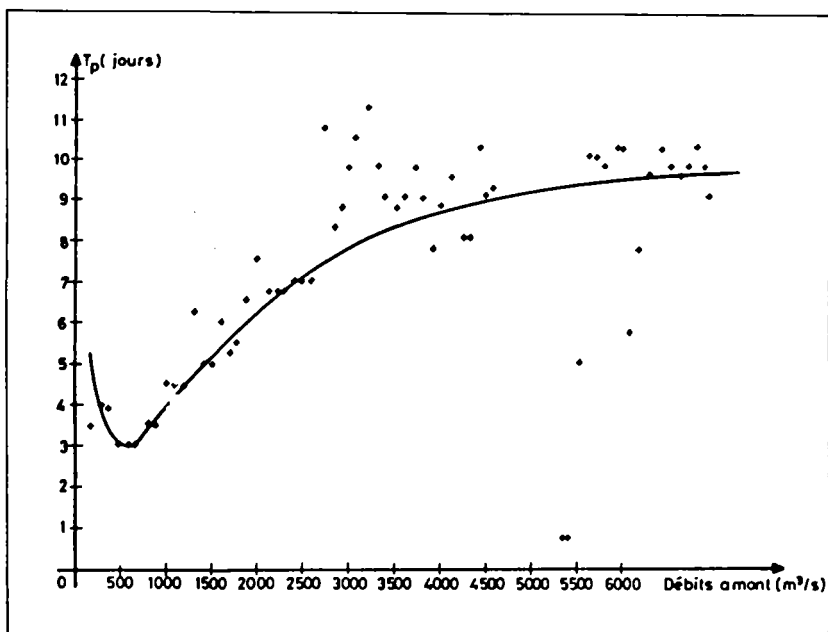


Figure 9b. Bakel-Matam (1961-1964). Evolution des temps de propagation avec le débit.

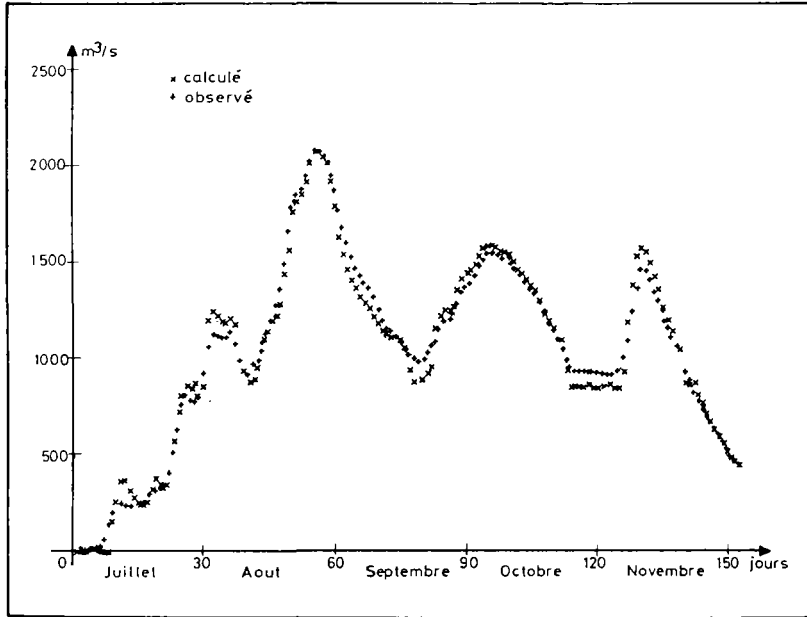


Figure 10. Bakel-Matam (1976). Prédiction par analyse des temps de propagation.

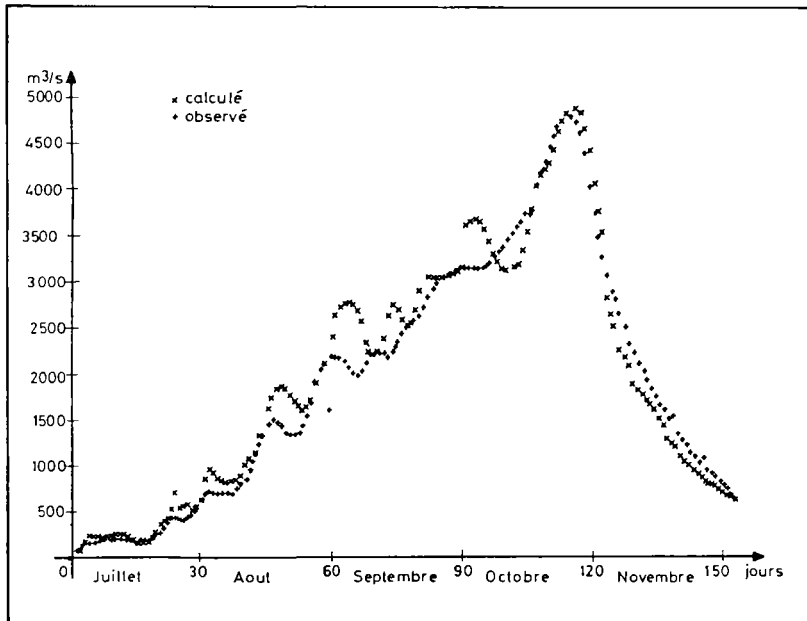


Figure 11. Bakel-Matam (1966). Prédiction par analyse des temps de propagation.

Références

- Habaieb H. (1987). Contribution à l'étude d'algorithmes de prévision de crues en temps réel. Exemples de l'Aveyron et de la Médjerdah. Thèse de Doctorat de l'INPT.
- Lamagat J.P. (1985). Analyse des temps de propagation. Rapport interne ORSTOM.
- Lamagat J.P. (1987). Modèle de propagation des crues du Niger entre Koulikoro et Macina. Ouvrage publié avec le concours de la CEE, ORSTOM.
- Sambou S. (1989). Etude des régimes du fleuve Sénégal en vue de la prévision des crues. Thèse de Doctorat de 3^e cycle.
- Thirriot C. (1984a). Extrapolation par lissage aux moindres carrés. Rapport interne IMFT.
- Thirriot C. (1984b). Point de vue de la méthode Muskingum pour le suivi de la propagation des crues.
- Thirriot C. (1984d). Les méthodes de propagation dans la prévision des crues. Rapport interne IMFT, CT 635.
- Thirriot C., Habaieb H. (1986). Application comparée de certaines méthodes de prévision des crues en temps réel. Rapport interne IMFT, CT 676.
- Tucci *et al.* (1987). Comparaison entre modèles de prévision des crues. Hydrologie continentale. Vol. 1, p. 57-70.

20

Avantages et techniques du barrage de régulation

P. J. MARTIN

EIER, Ouagadougou, Burkina Faso

Le barrage de régulation, conçu et réalisé en tant que tel, est pratiquement inexistant dans la panoplie des ouvrages mis en œuvre pour maîtriser et gérer les ressources en eau des petits bassins versants en zone aride. C'est pourtant un type d'ouvrage auquel on a recours très fréquemment par ailleurs, pour la protection contre les crues, par exemple.

Pourquoi n'est-il pas davantage utilisé, alors que ses caractéristiques en font un ouvrage performant et économique, dans certaines configurations de site particulières ?

Caractéristiques et fonctionnement hydraulique d'un barrage de régulation

L'objectif premier d'un tel barrage est d'écarter les crues et de laisser s'écouler, en aval, un débit aussi régulier que possible. Le barrage de régulation est donc conçu pour développer au maximum l'effet de laminage des crues.

Cet effet de laminage est fonction essentiellement de la capacité de stockage de la cuvette, au moment où la crue arrive.

Or, pour les barrages conventionnels, la crue est réputée survenir alors que le barrage est plein, c'est-à-dire alors que le plan d'eau affleure la crête du déversoir : PEN. Le stockage disponible pour le laminage correspond dans ce cas au volume

déterminé par la lame d'eau maximum admissible au-dessus du déversoir, multipliée par la surface correspondante du plan d'eau.

En général, comme on évite les lames d'eau importantes, pour économiser le volume utile de la retenue, l'effet de laminage est faible : au Burkina Faso les valeurs les plus couramment observées vont de 80 à 90 %. En d'autres termes, le débit maximum, à l'évacuateur, atteint encore 80 à 90 % du débit maximum d'entrée (figure 1).

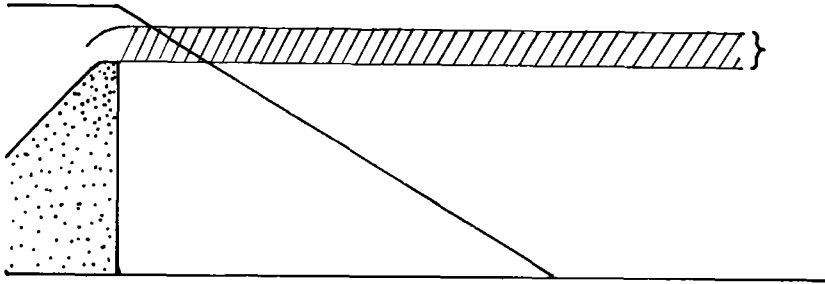


Figure 1. Volume tampon disponible pour le laminage. Evacuateur de surface.

Le barrage de régulation, quant à lui, est conçu pour recevoir les crues alors qu'il est vide : c'est donc la totalité du volume de la retenue qui est mise à contribution pour amortir les pointes des hydrogrammes (figure 2).

L'écoulement des eaux s'effectue donc par un pertuis de fond.

Le fonctionnement hydraulique d'un pertuis est par ailleurs peu sensible à la charge d'eau, comparativement à un déversoir : les débits sont respectivement fonction des puissances $1/2$ et $3/2$ de la charge.

Cette dernière caractéristique contribue encore à augmenter la régularité du débit à l'aval.

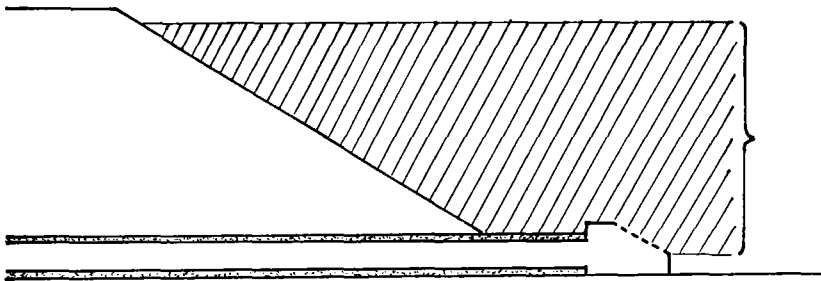


Figure 2. Volume tampon disponible pour le laminage. Pertuis de fond.

Le fonctionnement hydraulique d'un barrage de régulation est donc simple : « Il est soit vide, soit en train de se vider » pourrait-on dire, puisqu'il est percé !

On comprend dès lors son peu de succès auprès des aménageurs des zones arides qui s'évertuent en principe à conserver l'eau.

Intérêts d'un barrage de régulation

Régulation des crues

Malgré la taille réputée réduite des bassins versants auxquels on s'intéresse présentement, les conditions climatiques et géomorphologiques des zones arides sont susceptibles de provoquer localement des écoulements très violents, avec les nuisances que l'on connaît : érosions, transports, cultures des bas-fonds dévastées...

Avec la persistance des sécheresses, ces deux dernières décennies, les paysans ont pris l'habitude de cultiver davantage et toujours plus bas, dans les bas fonds, ce qui accroît d'autant les dommages en cas de crue violente.

La régulation des crues d'un marigot apporte donc une sécurité à ce niveau et contribue à la mise en valeur de surfaces cultivables particulièrement propices.

Solution économique pour l'évacuation des crues

L'évacuateur de crues est toujours l'organe le plus sensible d'un barrage en zones arides, que ce soit par son coût (couramment de 30 % à 50 % du prix du barrage), ou par la fragilité de ses organes vis-à-vis des phénomènes d'érosion.

En cas de débits de pointes très importants, le coût du traitement correct, avec un niveau de sécurité acceptable, de tous les organes d'évacuation : déversoir, bassin de dissipation, éventuellement coursier, chenal, digue de protection, est souvent rédhibitoire. Cette situation est encore plus sensible lorsque le volume des écoulements annuels est très supérieur au volume de la retenue.

On connaît bien maintenant, par ailleurs, ce qu'il advient de la solution prétendue économique d'un déversoir latéral implanté sur un site qui ne s'y prête pas naturellement.

L'évacuation des crues par un pertuis de fond apparaît alors comme une solution particulièrement économique, puisque les organes qui le composent sont tous dimensionnés pour une fraction faible du débit maximum des crues, de l'ordre de 20 à 30 % pour fixer les idées.

La restitution des eaux se fait dans des conditions de débit et d'énergie parfaitement contrôlées, directement dans le lit du marigot.

Il convient de mentionner ici un inconvénient de l'évacuateur vanné de fond, par rapport à l'évacuateur de surface : son fonctionnement peut être altéré par des embâcles lors de fortes crues.

Pour y parer, il suffit de concevoir une protection accrue du bassin de réception amont.

Possibilités d'associer les fonctions régulation et stockage d'eau

L'idée de transformer un barrage de régulation en barrage de retenue par une simple manœuvre d'obstruction du pertuis de fond est bien sûr tentante :

- en période de crue, le pertuis reste ouvert et assure la régulation du débit par effet de remplissage et de vidange de la retenue;
- en fin d'hivernage, le pertuis de fond est fermé, afin de conserver l'eau dans la retenue. L'idéal serait de pouvoir le fermer au bon moment pour que les dernières pluies de la saison remplissent juste la retenue.

Difficulté majeure d'un tel dispositif

Les hydrologues sauront-ils déterminer le moment précis auquel il convient de fermer le pertuis, pour que la retenue se remplisse, ni trop, ni trop peu ?

Un remplissage insuffisant constitue un sous-emploi de la capacité de stockage de la retenue; à l'inverse, en cas de remplissage excessif, le risque d'un déversement par dessus la crête de la digue n'est pas acceptable non plus.

On serait donc conduit :

- soit à concevoir un évacuateur secondaire en position haute de la retenue, dont la fonction est d'évacuer les crues tardives qui surviendraient alors que la retenue est déjà pleine. Cet ouvrage supplémentaire annule les avantages économiques du système proposé;
- soit à concevoir une manœuvre ponctuelle de la vanne du pertuis de fond pour évacuer au bon moment les volumes d'eau excédentaires, qu'ils arrivent sous forme d'écoulements moyens ou de crues.

Solution à l'évacuation des trop-pleins

Les ouvrages importants, à l'image du barrage de la Kompienga au Burkina Faso, par exemple, sont dotés d'automatismes électriques et hydrauliques qui manœuvrent les vannes en cas de crue, sans intervention humaine. Ces systèmes sophistiqués, qui comportent plusieurs dispositifs de sécurité en cascade, nécessitent un entretien de haute technicité, et surtout une source d'énergie. Ces contraintes sont incompatibles avec les aménagements envisagés ici.

Laisser la manœuvre des vannes à l'appréciation d'un gardien ou d'un préposé n'est pas concevable non plus : l'enjeu est trop important au regard du risque de non-exécution de la manœuvre en temps utile.

Reste la solution purement mécanique, qui offre à notre sens, avec la maîtrise actuelle des matériaux et des techniques, une solution à la fois rustique et fiable.

La vanne de fond est couplée à un flotteur de dimensions suffisantes pour développer la force nécessaire à la manœuvre de la vanne, en cas de montée excessive des eaux (figure 3).

Les techniques de l'hydraulique agricole nous ont suffisamment habitués aux régulateurs et autres ouvrages automatiques pour que la fiabilité d'une telle solution ne soit pas prise en défaut.

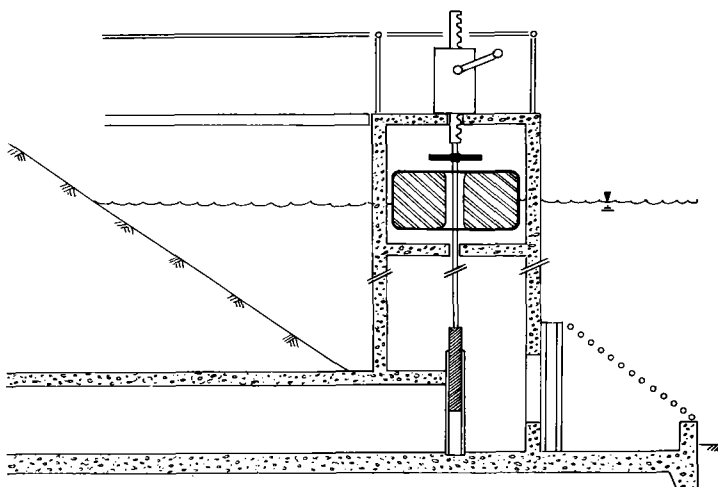


Figure 3. Schéma d'une vanne commandée par flotteur.

Section du pertuis, revanche et durée de retour de la crue considérée, seront adaptées aux exigences de sécurité requises. Un niveau supérieur de protection pourra également être obtenu en doublant les équipements.

Applications préférentielles du barrage de régulation

L'ouvrage proposé rend en fait les mêmes services qu'un barrage de retenue, tel qu'on le conçoit habituellement : il est capable de mettre pleinement à profit le volume utile de sa retenue pour stocker l'eau.

Ses avantages spécifiques résident :

- dans la fonction supplémentaire qu'il assure, de réguler le cours d'eau pendant l'hivernage. En cas de volume important de la retenue, il est possible de programmer des « lâchers » qui maintiendront des apports d'eau dans le marigot en saison sèche, selon les besoins en aval, et suivant un plan de gestion qui aura été défini;
- dans la solution particulièrement économique qu'il offre pour l'évacuation des crues, en cas de gros débits et d'écoulements annuels importants.

Cette solution est d'autant plus avantageuse que le barrage est haut et que le site ne se prête pas à l'implantation économique d'un évacuateur latéral; c'est le cas des vallées bien marquées, à pentes transversales fortes, constituées de sols érodables.

Les caractéristiques d'un site pour lequel ce type de barrage est le plus performant peuvent être résumées ainsi :

- débits de crue importants, hydrogrammes pointus;
- écoulements annuels importants, en comparaison du volume de la retenue;
- configuration du site rendant particulièrement onéreux les déversoirs centraux ou latéraux;
- possibilités de mise en valeur des bas fonds en aval du site.

Etude des organes hydrauliques

Importance particulière de l'étude hydrologique

En raison de ses fonctions mêmes et de ses particularités de fonctionnement, les études d'un tel ouvrage nécessitent une connaissance particulièrement approfondie de l'hydrologie locale. Les paramètres suivants doivent être connus :

- débits moyens journaliers pour apprécier la future gestion du réservoir;
- hydrogrammes des crues pour réaliser des simulations de laminage;
- répartition statistique des écoulements et des crues pendant la durée de l'hivernage pour optimiser le choix du moment où l'on fermera le pertuis;
- estimation des crues exceptionnelles pour doter l'ouvrage d'un niveau de sécurité adapté.

Si le déversoir vanné proposé dans cette étude offre les avantages certains déjà énumérés, il présente aussi un autre inconvénient par rapport à l'évacuateur de surface : il laisse peu de sécurité vis-à-vis d'une éventuelle sous-estimation des débits de pointe.

La précision requise pour la connaissance du régime des crues n'est alors pas compatible avec une méthode de détermination basée uniquement sur l'exploitation des données pluviométriques.

Il est indispensable, à notre sens, pour une telle étude, de disposer de données hydrométriques du marigot, ne serait-ce que celles résultant de l'observation du site pendant un hivernage. Il sera alors possible de recouper les valeurs théoriques calculées avec les valeurs réelles observées.

Détermination de la section du pertuis

La détermination de la section optimale du pertuis s'obtient en procédant à plusieurs séries de simulations. Ces simulations tiennent compte des paramètres imposés suivants :

- le débit maximum souhaité à l'évacuation. Le choix de ce débit peut découler par exemple d'une condition de non-débordement du lit du marigot sur une certaine distance en aval du barrage;

Avantages et techniques du barrage de régulation

- la cote maximum atteinte par le plan d'eau, dans la retenue.

Les paramètres que l'on pourra faire varier dans les simulations sont les suivants :

- plusieurs sections du pertuis;
- plusieurs épisodes de crues ($T = 5, 10, 50, 100$ ans);
- divers niveaux d'eau initiaux dans la retenue, y compris celui qui correspond au scénario d'une crue qui survient en fin d'hivernage, alors que la retenue est pleine.

Il apparaît que pour un débit aval et une cote du plan d'eau maximum donnés, la section du pertuis de fond peut être déterminée.

Protection contre les crues extrêmes

Les méthodes usuelles (celle de GRADEX, par exemple) peuvent être utilisées pour déterminer le débit de crue extrême contre lequel on souhaite protéger l'ouvrage.

On pourra prendre alors diverses hypothèses pour le calcul des paramètres hydrauliques du projet :

- évacuation du débit de pointe de la crue de projet avec l'ensemble des vannes ouvertes, sous le niveau des PHE;
- évacuation du débit de pointe de la crue de projet en supposant une vanne bloquée en position fermée, avec une revanche minimale sous la crête de la digue;
- évacuation du débit de pointe de la crue extrême, toutes vannes ouvertes, avec une revanche minimale sous la crête de la digue.

Utilisation d'un logiciel de simulation

Les nombreux cycles de simulation, nécessaires à l'optimisation des paramètres hydrauliques d'un tel ouvrage, ainsi qu'à la prise en compte des nombreuses configurations de crues, imposent pratiquement le recours au calcul informatique.

Nous utilisons actuellement un logiciel mis au point par le CEMAGREF d'Aix-en-Provence : CERES. Ce logiciel, écrit en quick-basic, résoud l'équation différentielle du laminage par la méthode de Runge-Kutta.

Les saisies sont les suivantes :

- courbe hauteur-surface de la retenue;
- hydrogramme de la crue à laminer;
- données relatives aux évacuateurs (ce logiciel en accepte jusqu'à 6 différents);
- paramètres de la simulation.

Le logiciel fournit les éléments suivants, qui peuvent être stockés sur un fichier et reproduits graphiquement :

- la simulation d'un cycle de laminage avec, pour chaque pas de calcul, les indications suivantes : temps, débit d'entrée, cote du plan d'eau, débit de chacun des évacuateurs;
- le dessin des hydrogrammes, entrée et sorties;

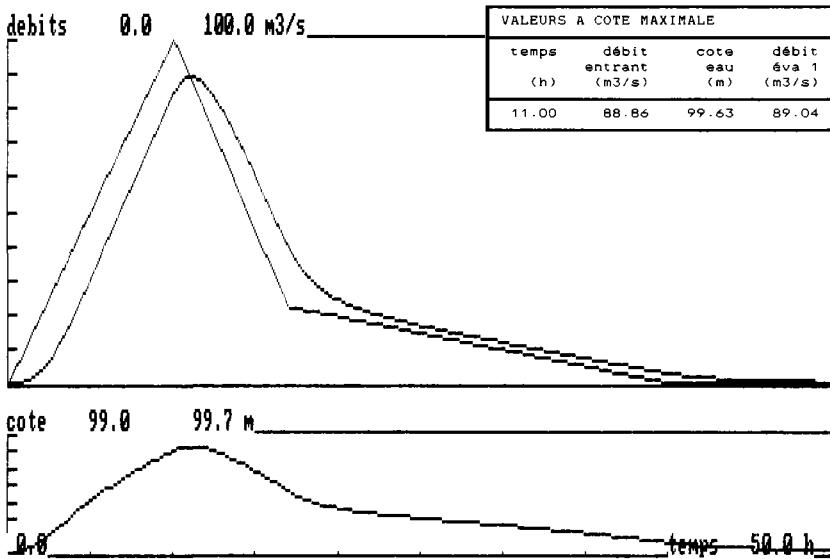


Figure 4. Laminage d'une crue par un évacuateur de surface calé à la cote 99.00 (longueur du déversoir : 100 m).

- le dessin de la courbe : cote du plan d'eau/temps;
- un tableau récapitulatif de la simulation.

Le logiciel est par ailleurs conçu pour que les paramètres d'entrée soient facilement modifiés et qu'un nouveau cycle de simulations permette de vérifier rapidement les répercussions des corrections apportées.

On trouvera en annexe une application de ce logiciel montrant pour un même site le comportement hydraulique de deux ouvrages : l'un équipé d'un évacuateur de surface, l'autre équipé d'un puits de fond (figures 4 et 5).

Conclusion

Le barrage de régulation, complété par une fonction d'ouvrage de retenue, apparaît finalement bien séduisant, par les multiples avantages qu'il offre :

- régulation du marigot pendant l'hivernage;
- coût sensiblement réduit de l'ouvrage évacuateur de crues et des ouvrages annexes;
- pleine utilisation de la capacité de stockage de la retenue.

La contre-partie de ces avantages se trouve sans doute dans la nécessité d'une maîtrise particulière de l'hydrologie locale avec l'obtention de réponses à des questions que les hydrologues ne se sont peut-être pas encore posées : quelle probabilité d'avoir une crue exceptionnelle à partir d'une date donnée ?

Avantages et techniques du barrage de régulation

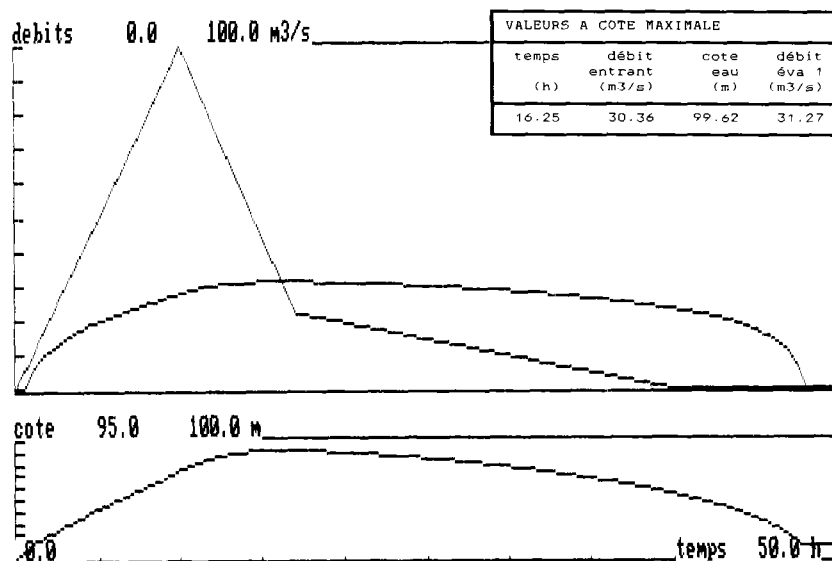


Figure 5a. Laminage de la même crue par un pertuis de fond de cale à la cote 95.50. Section du pertuis : 5,8 m². Cote initiale du plan d'eau : 95.00.

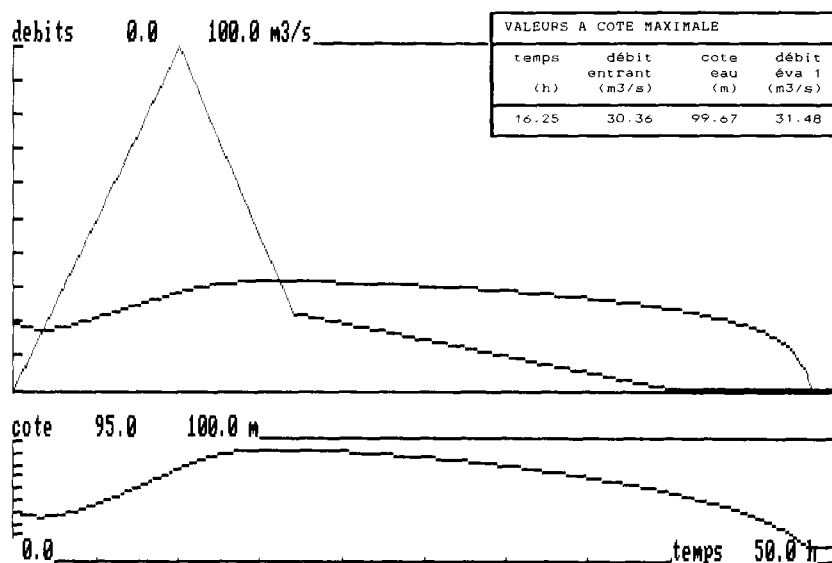


Figure 5b. Simulation de laminage de la même crue par le même ouvrage, pertuis calé à 95.50. Niveau initial de l'eau : 97.00.

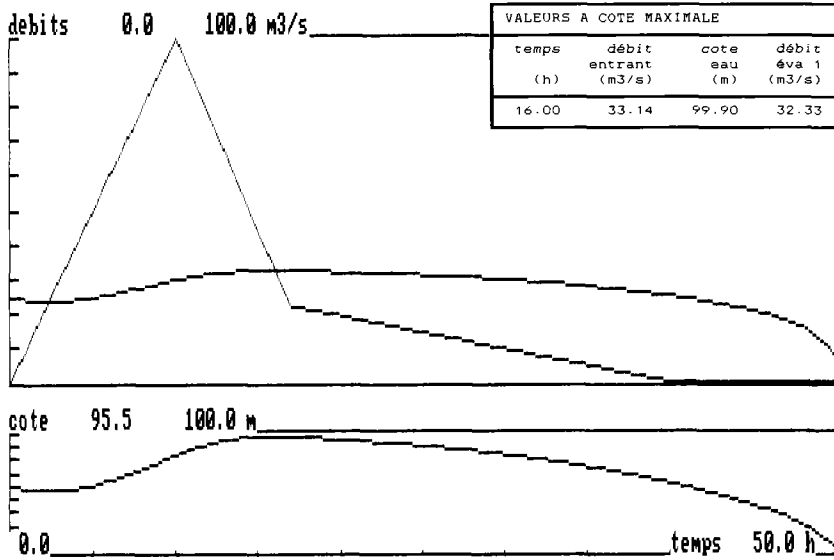


Figure 5c. Simulation de laminage de la même crue par le même ouvrage, pertuis calé à 95.50, cote initiale de l'eau : 98.00.

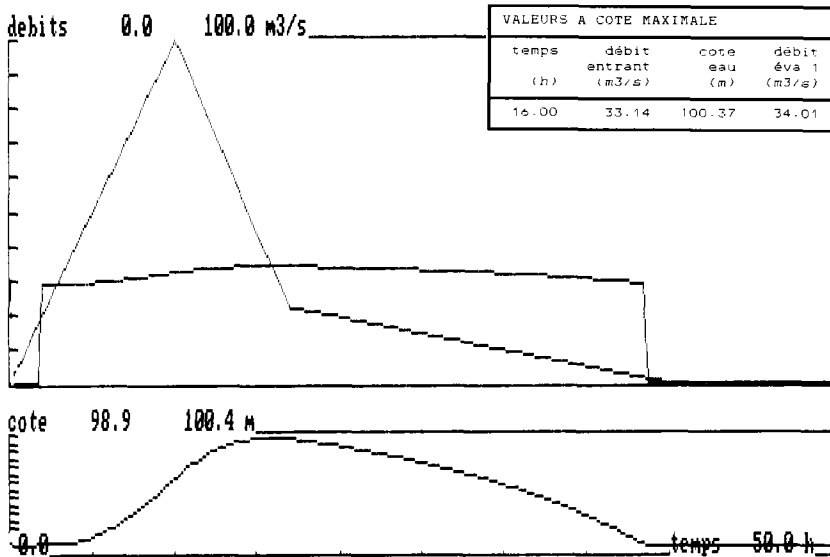


Figure 5d. Simulation de laminage de la même crue par le même ouvrage. Retenue pleine. Cote initiale du plan d'eau : 99.00.

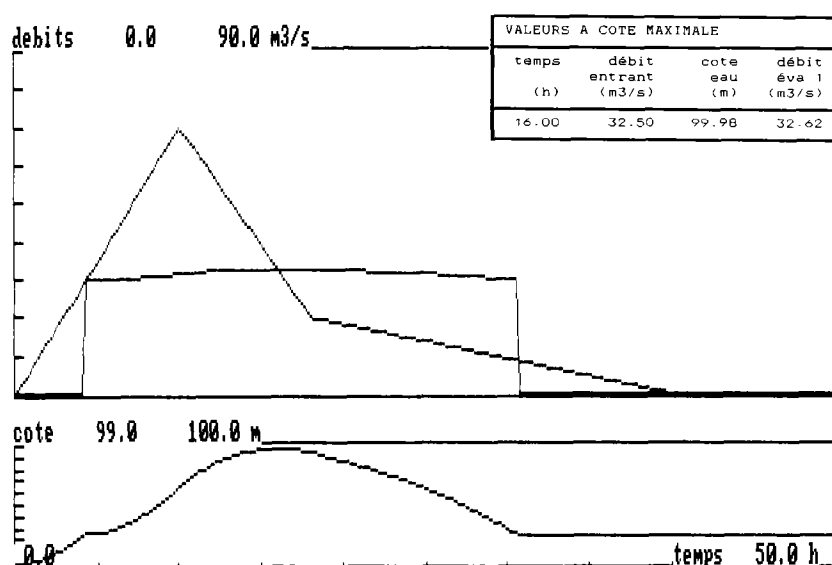


Figure 5e. Simulation de laminage d'une crue de $70 \text{ m}^3/\text{s}$ par le même ouvrage. Cote initiale de l'eau : 99.00. Cote d'ouverture : 99.25.

Ce type d'ouvrage ne trouvera en fait son réel intérêt que pour les sites qui s'y prêtent : loin d'être un ouvrage passe-partout, il nécessite au contraire une étude d'adaptation assez élaborée. Mais si le site est favorable, il est permis d'espérer des résultats intéressants de cette solution. Encore faut-il l'avoir présente à l'esprit.

Par ailleurs, le mécanisme de fonctionnement du pertuis, d'une certaine technicité, impose à plusieurs reprises pendant l'année une intervention humaine : pour l'entretien et pour les manœuvres saisonnières d'ouverture ou de fermeture des vannes.

La mise sur pied d'un tel projet suppose par conséquent un degré d'intégration avancé avec les futurs usagers, par opposition à un barrage équipé d'un déversoir qui peut fonctionner pendant des années sans que personne n'y prête attention.

Mais n'est-ce pas là l'évolution souhaitée ?

21

Influence du seuil d'épandage sur la végétation naturelle et les perspectives d'utilisation pour la production végétale (vallée de Tamazalak, Aïr, Niger)

H. BENDER ⁽¹⁾, J. BOZZA ⁽²⁾, I. OUSSEINI ⁽³⁾

⁽¹⁾ EPFZ, IGB ETH-Honggerberg, CH-8093 Zürich, Suisse.

⁽²⁾ IRAT-EPFZ, BP 195, Agadez, Niger.

⁽³⁾ Université de Niamey, BP 418, Niamey, Niger.

Le programme « Conservation et gestion des eaux et des sols au Niger » initié en 1986 par l'Ecole Polytechnique Fédérale de Zurich (Suisse) collabore sur le plan scientifique avec les départements des Sciences du Sol (Faculté d'Agronomie) et de Géographie (Faculté des Lettres et Sciences Humaines) de l'Université de Niamey depuis 1987. Il est conçu comme un appui technique et scientifique aux organismes aménageant des terroirs. Son financement est assuré par la Coopération Suisse.

Présentation du programme de recherche-développement

L'essentiel des activités du programme présenté ici reste circonscrit à la région montagneuse de l'Aïr en zone aride (50-150 mm de pluie), au Centre-Nord de la république du Niger (latitude 18° Nord) (figure 1).

Dans cette région, l'érosion hydrique a imprimé dans le paysage des réseaux hydrographiques denses constituant de vastes bassins versants. Ces bassins, dont les pentes induisent de forts coefficients de ruissellement, concentrent ces faibles précipitations dans des vallées étroites bien alluvionnées en sédiments limoneux et sableux. A titre d'exemple, la vallée de Tamazalak où intervient le projet, s'étend sur 10 km² pour un impluvium de 1 000 km² ! Ces vallées s'ouvrent sur de vastes plaines limono-argileuses situées en bordures immédiates de la montagne.

Deux économies de subsistance tirent parti de ces écoulements :

- l'agriculture oasienne dans les vallées met à profit la nappe stockée dans les sédiments;
- le pastoralisme dans les plaines exploite une végétation naturelle de steppe discontinue, tributaire des écoulements diffus au gré des micro-reliefs.

Problématique

Depuis la dernière décennie, la dégradation des espaces pastoraux et la sédentarisation des nomades ont conduit la quasi totalité de la population à se concentrer dans les vallées. Ces dernières zones refuges de l'Aïr sont menacées à leur tour par :

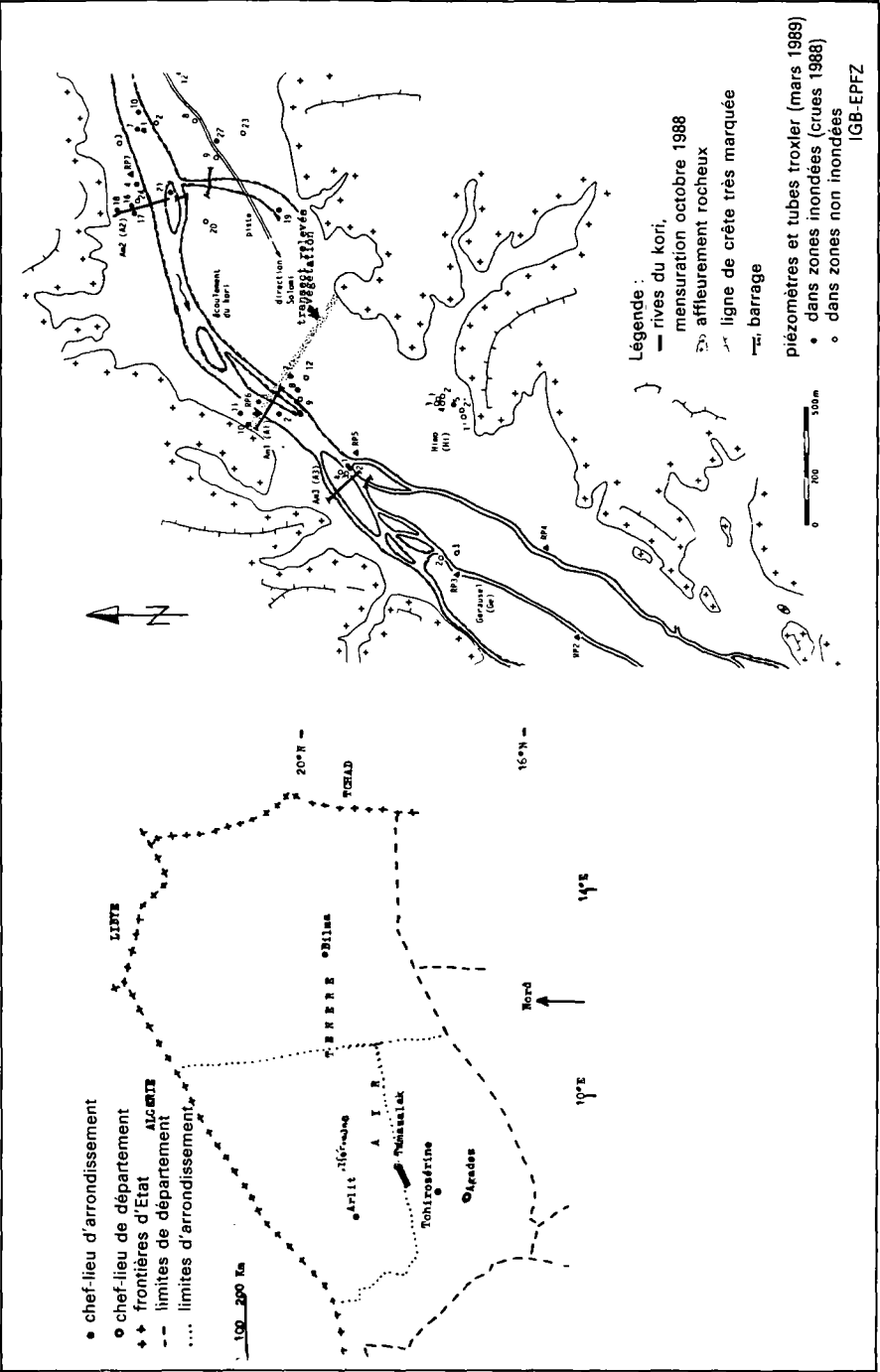
- la surexploitation du couvert végétal (coupes du bois pour l'approvisionnement local ou des centres urbains d'Arlit et d'Agadez; coupe des jeunes palmiers doums pour la vannerie...),
- les surpâturages,
- l'extension des jardins oasiens.

Or, étant donné la forte instabilité des sols (prépondérance des limons et sables fins par rapport aux argiles représentant souvent moins de 3 % du stock sédimentaire), le maintien de l'écosystème dépend essentiellement de l'importance de la végétation naturelle, tributaire des régimes hydriques :

- dans les vallées, le méandrement et l'épandage de crue assurent la recharge de la nappe, mais plus encore la réalimentation des horizons de subsurface dont dépend la végétation naturelle pour plus de 90 %,
- dans les plaines, les écoulements en nappe entretiennent une végétation diffuse.

Aussi toute dégradation du couvert végétal par les sécheresses et la pression anthropique, en ne faisant plus obstacle aux écoulements préférentiels, engendre des manifestations d'érosions hydriques irréversibles : encaissement du lit mineur limitant les épandages sur le lit majeur aux plus grandes crues, formation de ravines, puis de ravins dans les plaines avec rabattement des nappes d'eau souterraines et dépérissement de la végétation.

Le seuil d'épandage par l'étalement des écoulements diminue le premier facteur d'érosion : le débit par mètre linéaire. Bien localisé dans le paysage, l'ouvrage doit permettre le retour à l'état d'équilibre avec arrêt de l'érosion d'une part, et d'autre part, la réimplantation de la végétation naturelle après rétablissement des régimes hydriques antérieurs.



Les résultats

Les investigations ont porté d'une part sur la maîtrise de seuils d'épandage adaptés aux conditions locales et d'autre part sur les effets concernant le bilan de l'eau et la régénération de la végétation naturelle.

De la maîtrise des seuils d'épandage

(a) Concernant les techniques de construction sur sols instables, l'utilisation d'un écran étanche (briques en banco ou tôles métalliques récupérées à partir de fûts) et la limitation de la hauteur de l'ouvrage à un maximum de 0,50 m, ont résolu les problèmes d'érosion interne particulièrement sensibles dans ces sols. Le prolongement des seuils par des ailes sur le lit majeur semble avoir résolu dans nos conditions le problème du contournement des contreforts. (Dans les cas d'un abaissement important du lit mineur, comme dans la plaine d'Etaghas à l'ouest d'Iférouane, une digue étanche rehaussée pour empêcher tout débordement et prévenir des affouillements en aval, est en cours de réalisation).

Enfin, une protection végétale est recherchée grâce à des espèces locales exploitables : *Calotropis procera*, *Hyphanea thebaïca*, *Acacia* spp...

(b) La localisation de l'ouvrage dans le paysage doit stopper l'abaissement du niveau du lit mineur et des ravines latérales avec sédimentation et reprofilage du niveau de base. Il doit être implanté dans un endroit relativement large où le lit mineur est peu encaissé : on recherche ici l'étalement maximum sur les ailes et la limitation de la hauteur de l'ouvrage dans le lit mineur (exemple, figure 2).

(c) L'appropriation des techniques par les populations locales est recherchée grâce à des constructions simples et fiables.

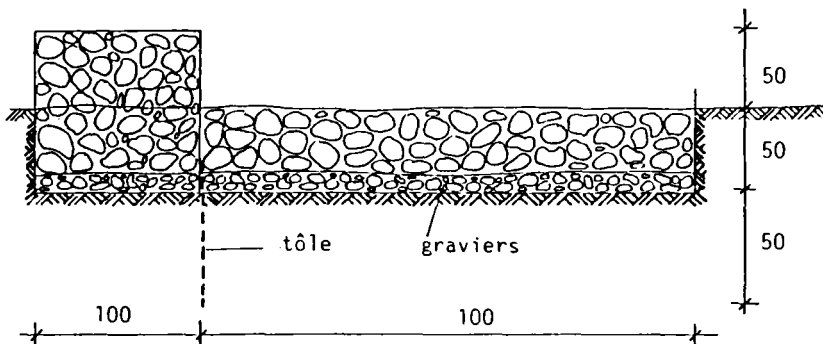


Figure 2. Coupe d'un seuil dans le lit mineur avec écran étanche pour réduire les risques d'érosion interne et de renardage.

Des effets sur le bilan de l'eau

Dans les vallées, au niveau des seuils d'épandage, l'effet positif de ceux-ci sur la restauration du milieu est visible. Le rétablissement de l'épandage de crue a été possible sur près des 3/4 de la largeur du fond de vallée. Des suivis de l'évolution des profils hydriques des sols sur des saisons des pluies montrent que la submersion est indispensable pour la réalimentation des couches de subsurface. Le tableau I présente les teneurs en eau pour des zones non submergées, submergées pendant deux saisons et plus de deux saisons de pluies; il indique également la possibilité de report de stock interannuel avec des réserves de 100 l/m³ en mars comme observé sous une végétation naturelle arbustive (*Calotropis p.*).

Tableau I. Teneur en eau moyenne dans la couche de subsurface de 0,25 à 2,0 mètres de profondeur pour des zones d'inondations différentes.

Zone	Teneur en eau moyenne de 0,25 à 2,0 mètres de profondeur en kg/m ³	
	Février/mars 88	Février 89
Zone non inondée par les crues	20 cm (10-30)	20 cm (10-30)
Zone inondée depuis 1988	35 cm (20-50)	35 cm (20-50)
Zone inondée déjà avant 1988	80 cm (60-110)	90 cm (60-150)

Ainsi, outre la recharge de la nappe, le rétablissement de l'épandage de crue assure la réalimentation des horizons de subsurface (0 - 3 m) dont dépend la végétation herbacée et le resemis naturel des espèces ligneuses.

Des effets sur la régénération de la végétation naturelle

Les Photos 1 et 2 montrent le développement de la végétation naturelle autour du seuil Amaksoz 2 en mars 1988 (au cours de l'édification) puis en octobre 1989 (après un an de fonctionnement). Les relevés de la végétation autour du seuil Amaksoz 1 (édifié en juin 1987), effectués en février 1988 puis en décembre 1989 permettent de préciser de façon quantifiée l'évolution de cette biomasse végétale par géofaciès (figure 3).

La zone inondée régulièrement avant 1988

Elle se limite à l'aire de divagation du lit mineur. C'est à l'origine un géofaciès — G1 — totalement dénudé à l'exception de très rares petits bancs de sable partiellement fixés par *Calotropis procera*. Dès la première année, la sédimentation à l'aval du seuil a permis par la multiplication des bancs de sable, d'y faire venir des densités moyennes à l'are de 2 à 50 (figure 3a). Ces densités sont moins disparates (8 à 31) la troisième année. La réitération très active assure après trois saisons de pluies des taux de recouvrement au sol de plus de 20 % (figure 3b). Le

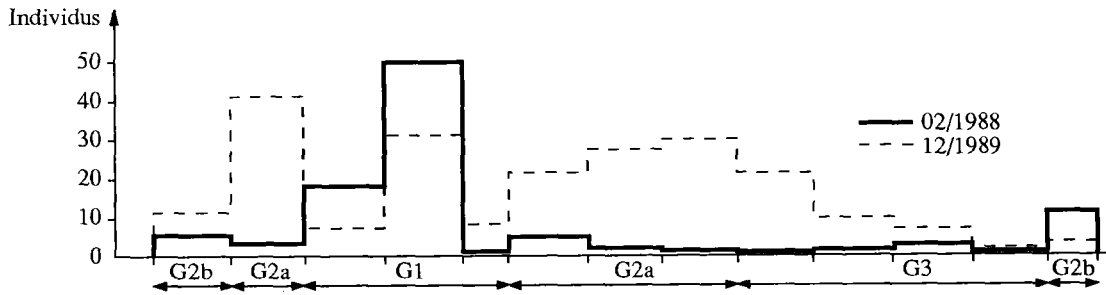


Figure 3a. Seuil d'épandage Amaksoz 1. Densités moyennes des ligneux à l'are (toutes strates confondues).

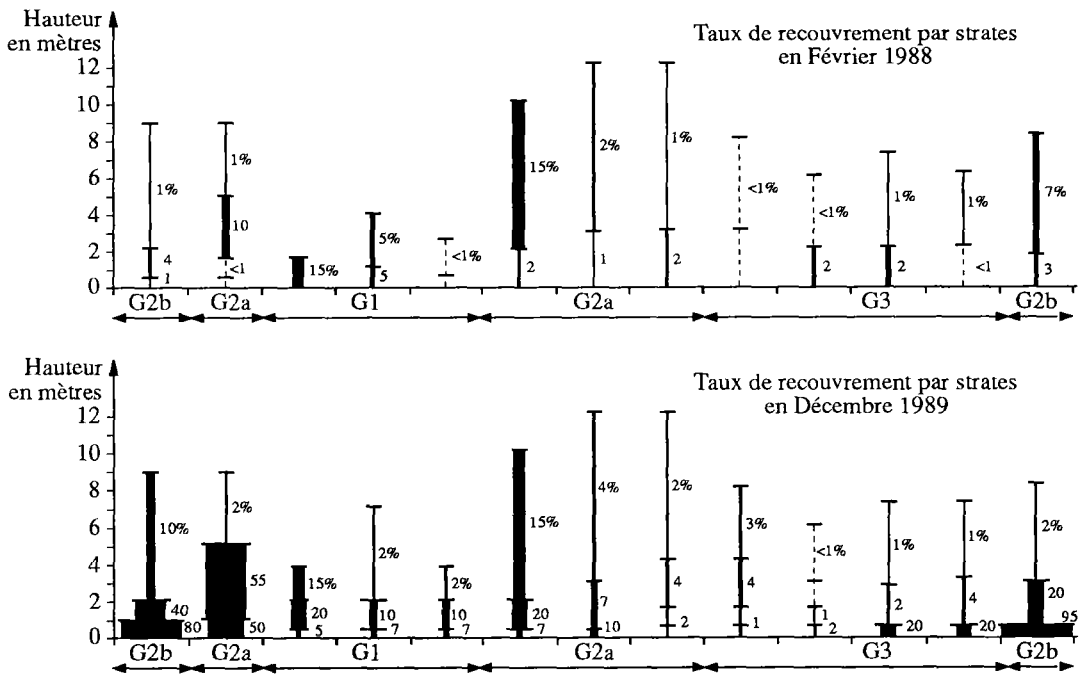


Figure 3b. Seuil d'épandage Amaksoz 1. (A) Taux de recouvrement par strates en février 1988. (B) Taux de recouvrement par strates en décembre 1989.

profil de la végétation devient plus complexe. Cette végétation est certes assez monospécifique (*Calotropis p.*) mais elle stabilise davantage les sols et bonifie leurs caractères par le piégeage des débris végétaux alluvionnés.

Les zones d'extension de crues régulières depuis l'édification du seuil

Elles étaient auparavant épisodiquement inondées. On y distingue deux géofaciès : G2a et G2b. Les unités G2a situées en bordures de G1 correspondent à des secteurs



Photo 1. Seuil d'épandage Amaksoz 2/Tamazalak, avril 1988.

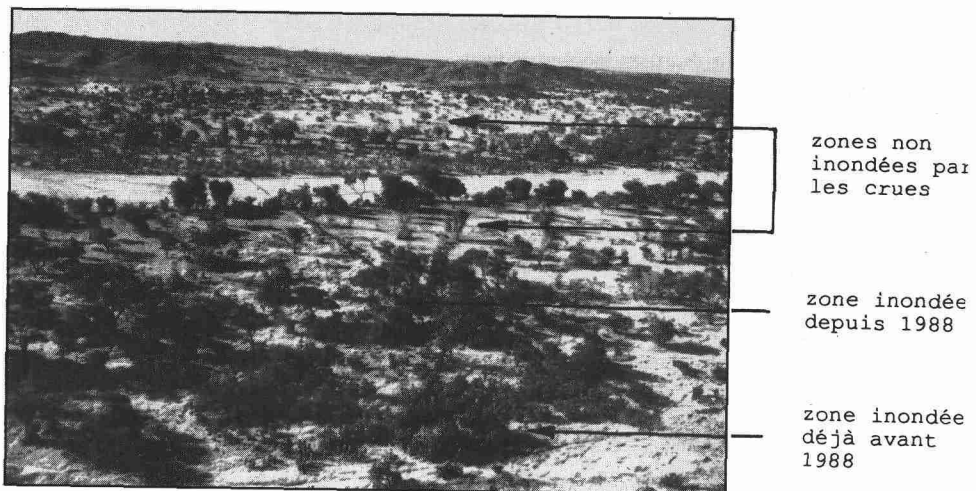


Photo 2. Seuil d'épandage Amaksoz 2/Tamazalak, octobre 1989.

d'épandages maintenant fréquents à vitesses d'eau moyennes à fortes. La végétation ligneuse y présente le meilleur potentiel de croissance (strate arborescente jusqu'à 12 m), la structure la plus complexe et les densités initiales les plus fortes (1 à 15/are). L'effet du seuil est visible par une régénération atteignant des densités de 21 à 41/are en 1989 (figure 3a) accompagnée d'un enrichissement du spectre spécifique : *Calotropis p.*, *Acacia spp.*, *Boscia s.*, *Hyphanea t.*, *Panicum t.*, etc.

Les unités G2b situées en bordures extrêmes de la vallée sont des secteurs où les vitesses des crues sont les plus faibles. Cette dynamique permet le maintien des semis naturels d'herbacées. Les plages discontinues d'herbacées observées en 1988 se sont étendues en un tapis continu en 1989 avec des taux de recouvrement au sol de 80 à 85 % (figure 3b). Ce nouveau potentiel fourrager est cependant encore dominé surtout par *Aristida spp.* de palatabilité médiocre en dehors de la saison pluvieuse.

La zone non inondée

Elle correspond aux aires — G3 — légèrement exhaussées par les petites accumulations éoliennes de sables. Au terme des trois ans de fonctionnement du seuil, l'influence de celui-ci reste encore peu perceptible. Les densités sont très aérées : 1 à 2 par are. La mortalité y est toujours élevée : 59 %. Le recru herbacé rare (*Tribulus t.*, *Zornia g.*) semble lié surtout aux maigres précipitations locales.

Conclusion et perspectives pour une production végétale

L'aménagement par les seuils d'épandage, tout en assurant une lutte anti-érosive efficace dans ces vallées de l'Aïr, permet d'une part de restaurer les équilibres écologiques rompus et d'autre part, autorise des innovations valorisant les ressources en eau de subsurface (capillaire) par des systèmes mixtes agro-sylvo-pastoraux.

L'extension des jardins oasiens par la technique de protection des berges contre les débordements de crues s'oppose en partie à l'approche du seuil d'épandage — surtout en années à faibles écoulements. En effet, ces mesures de protection induisent des effets pervers sur l'environnement : canalisation des écoulements, limitation de la recharge des nappes et impossibilité de réalimenter les horizons de surface.

La technique du seuil d'épandage accroît les possibilités d'aménagement des terroirs par les populations locales et offre une complémentarité au système d'exploitation actuel par le jardin oasien.

A titre d'exemple, selon l'importance des épandages et des réserves en eau, il est possible de proposer :

(1) sur le lit majeur, des cultures vivrières avec complémentarité d'irrigation en fin de cycle, si nécessaire, ou bien des rotations vivriers-jachère pour reconstitution du stock d'eau;

(2) sur le lit mineur, des cultures de décrue pour lesquelles des tests sur niébé, tournesol, maïs et blé (avec complément d'irrigation : 2 arrosages en fin de cycle) ont donné des résultats encourageants.

22

Gestion d'un barrage anti-sel en Basse Casamance (Sénégal)

J. ALBERGEL, D. BRUNET, G. DUBÉE, J.P. MONTOROI,
P. ZANTE

*Département Eaux Continentales de l'ORSTOM, ORSTOM, BP 1386,
DAKAR, Sénégal*

La période de sécheresse 1969-1985, bien connue au Sahel, a eu également des conséquences graves dans les zones soudano-guinéennes mieux arrosées, en particulier sur les écosystèmes fragiles des zones côtières. La Casamance a été durement éprouvée. La baisse de la pluviométrie et de l'écoulement fluvial a eu pour conséquences : l'invasion des eaux marines dans tout le réseau hydrographique, la baisse généralisée du niveau des nappes, la salinisation et l'acidification des vasières occupées par la mangrove qui a disparu sur de grandes étendues. De nombreuses rizières, aussi bien salées (zones de mangrove) que douces (vallées inondées), ont été abandonnées. Les activités liées à l'exploitation de la mangrove (ostréiculture, chasse, pêche, collecte de bois), comme celles liées à la production halieutique, ont nettement diminué. Il s'en est suivi un important exode rural (ISRA/CRODT, 1986 ; Dacosta, 1989 ; Montoroi et Zante, 1989).

Au plus fort de la période sèche, au début des années 80, deux types d'aménagements ont vu le jour pour combattre les effets de la salinité. D'une part, des grands projets de barrages anti-sel (Affiniam et Guidel) ont été construits, d'autre part, à l'instar des populations locales et des organismes de développement, de petits ouvrages anti-sel ont été pour arrêter l'entrée des eaux salées à l'intérieur des petites vallées alluviales (Barry, 1986 ; Barry *et al.*, 1988 : USAID/SOMI-VAC/ISRA, 1985).

Cette communication présente un travail, mené par l'ORSTOM et l'ISRA, sur la gestion d'une digue anti-sel qui a permis la réhabilitation d'une petite vallée de basse Casamance, abandonnée en grande partie par les paysans.

Le site de Djiguinoum

La vallée de Djiguinoum se localise à environ 15 km au nord-est de Ziguinchor et à 60 km de l'embouchure du fleuve Casamance, sur sa rive droite. La superficie du bassin versant est de 26,52 km², et celle de la vallée de 271 ha dont 150 ha pour le bas-fond inondable.

Le bassin versant de Djiguinoum se localise dans les formations sédimentaires du Continental Terminal. Le bas-fond est constitué par des dépôts quaternaires appartenant au domaine fluvio-marin de basse Casamance, qui s'est constitué au cours de transgressions successives (Kalck, 1978).

En 1988, Brunet classe les sols du bas-fond en deux grands ensembles : les sols sulfatés acides et les sols hydromorphes.

Le premier ensemble occupe la zone basse, qui était, avant la construction du barrage, soumise au balancement des marées à partir d'un marigot central. Actuellement, cette zone est ennoyée pendant l'hivernage par les eaux météoriques. Les sols sont très salés, ainsi que la nappe phréatique. Cette salure est surtout chlorurée sodique. Le pH est faiblement acide (4,5 et 5,5) et la texture est surtout argileuse.

Le second-ensemble se situe principalement en bordure de plateau et en tête de vallée. On distingue deux sous-ensembles :

- une zone de terrasses et d'anciens lits de marigot comblés par colluvionnement. Cette zone n'était pas atteinte par les marées. Les sols et la nappe sont peu salés mais très acide ; pH de 4 en surface à 3,5 en profondeur pouvant descendre à 2,5 localement. La nappe est riche en aluminium dissous. En lisière de la palmeraie, apparaissent des précipitations de sulfate d'aluminium, en particulier de tamarugite (Le Brusq *et al.*, 1987). Les sols sont argileux et sableux ;

- le second sous-ensemble occupe la tête de vallée et la zone de transition avec les sols des versants de plateaux. Ces sols sableux sont ni salés, ni acides. Occupés par la palmeraie, celle-ci peut être affectée localement par la salure et/ou l'acidité de la nappe.

Pour encourager la reprise des activités agricoles dans cette vallée un barrage anti-sel a été édifié sur le site de Djilakoun en 1984. Cet ouvrage comprend une digue en latérite et un petit édifice en béton au niveau du lit principal, présentant trois ouvertures munies de batardeaux, dont la hauteur est prévue pour empêcher l'intrusion des plus hautes marées. Jusqu'en 1987, aucun dessalement tangible des sols n'a été observé (Boivin & Brunet, 1990). A partir de cette constatation, il est apparu indispensable d'initier une gestion rationnelle de ce barrage, qui doit permettre d'évacuer les sols lessivés pendant toute la période de culture en profitant des niveaux aval de marées basses.

En 1988, le dispositif d'ouverture a été modifié pour permettre la vidange par le fond des eaux de remplissage du barrage. Il s'agit d'une porte pleine actionnée verticalement par une crémaillère. Ce système a l'avantage d'être fonctionnel pendant tout l'hivernage et simple d'utilisation. De plus, il rest peu onéreux. En 1989, les deux autres ouvertures du barrage ont été également équipées, afin d'accroître la capacité de vidange. L'ensemble du système d'ouverture fait une largeur de 15 m. En même temps, un dispositif d'observation des bilans hydrologi-

ques et hydrochimiques a été mis en place et un essai rizicole est pratiqué dans une zone où les contraintes « sel et acidité » sont des plus fortes.

Dispositif et protocole expérimentaux

Le dispositif expérimental est présenté sur la figure 1. Il comprend 64 piézomètres, 3 stations hydrométriques, dont une d'acquisition automatique des hauteurs à l'amont et à l'aval du barrage, 10 points de mesures des précipitations dont trois pluviographes, un bac flottant de mesure de l'évaporation, deux parcelles de mesure du ruissellement (50 m²) et un casier rizicole comprenant 8 parcelles de 220 m² chacune et équipées de bougies de prélèvement de la solution du sol.

Le dispositif hydrologique et hydrochimique

En début de saison des pluies, les règles de gestion du barrage ont été adoptées en fonction de quatre objectifs.

La première règle répond à une préoccupation des villageois de Djiginoum : éviter l'inondation de la piste qui relie ce village à la route de Ziguinchor. Il a donc été décidé de réaliser des lâchers d'eau, à marée basse, afin de maintenir une cote inférieure à 90 cm à l'échelle située dans le drain principal du casier rizicole.

La seconde règle a été dictée par la nécessité de pouvoir étalonner des débits sortant au barrage en fonction des hauteurs lues à l'échelle amont de celui-ci. Un ensemble de jaugeages, réalisé début juillet a montré qu'il était nécessaire d'avoir une différence de cote de 3 cm entre les échelles amont et aval.

La durée du flot et du jusan étant pratiquement constante pendant la saison des pluies, le temps de vidange est donc fonction du niveau de remplissage amont (figure 2).

La troisième règle est de conserver une quantité d'eau suffisante pour la pratique du riz inondé. La fréquence des vidanges est ralentie lorsque la cote à l'échelle du casier rizicole se situe en dessous de 90 cm et que le repiquage du riz est effectué.

La quatrième règle est d'évacuer le maximum de sel en faisant le maximum de lâchers.

Les paramètres mesurés pendant la saison des pluies doivent servir à réaliser le bilan hydrologique et hydrochimique de la vallée. Tous les lâchers d'eau ont été jaugés en continu et des prélèvements réguliers ont permis de suivre l'évolution de la qualité des eaux évacuées (salinité, pH, aluminium, fer).

Après chaque pluie, le ruissellement a été mesuré sur les parcelles de 50 m² installées sur les sols de palmeraie et les sols de plateau.

Le niveau et la qualité des eaux de nappe ont été mesurés sur l'ensemble du dispositif piézométrique au début et à la fin de l'hivernage. Deux transects ont été choisis pour un suivi bimensuel.

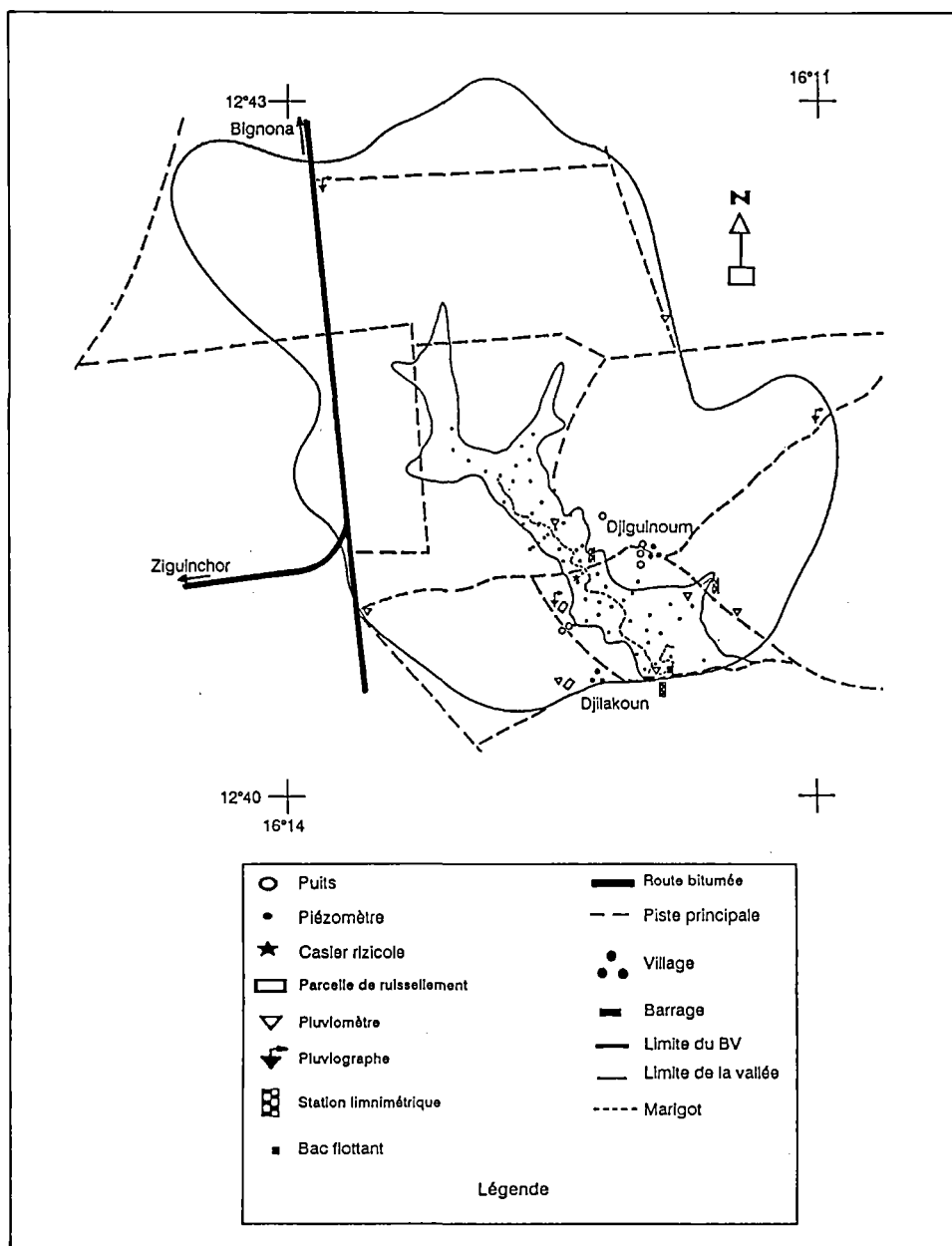


Figure 1. Le site expérimental de Djiounom.

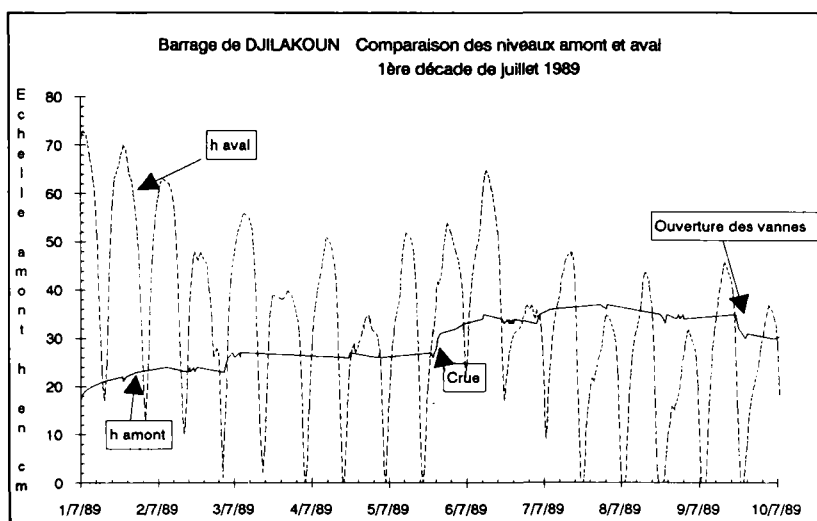


Figure 2. Barrage de Djilakoun. Comparaison des niveaux amont et aval, 1^{re} décade de juillet 1989.

L'essai agronomique

L'ensemble de l'aménagement occupe une aire de 2 500 m². Les travaux cultureux ont été réalisés suivant les techniques traditionnelles de la riziculture en basse Casamance. Trois variétés connues pour leur tolérance au sel ont été employées. Le calendrier cultural a comporté les phases suivantes ;

- désherbage et billonnage dans la dernière décade de juillet;
- mise en place d'une pépinière sur les sols de plateau du 11 au 22 juillet;
- repiquage le 6/9 pour les variétés Rock 5 et Étouhal, et le 16/9 pour la variété DJ684D;
- récolte du 8 au 12/12.

Un dispositif de contrôle in situ des paramètres physico-chimiques (pH, Eh, et température), associé à des bougies de prélèvement de la solution du sol, a permis de suivre l'évolution de la qualité de l'eau dans l'essai rizicole.

Pendant toute la période culturale, des observations agronomiques et des prélèvements de sol ont été réalisés. Le niveau de remplissage des parcelles et des drains est mesuré sur des mires limnimétriques.

Résultats en 1989

Dans cette communication, nous présentons les principaux résultats relatifs à la gestion du barrage et son impact sur la qualité de l'eau et sur la production agricole.

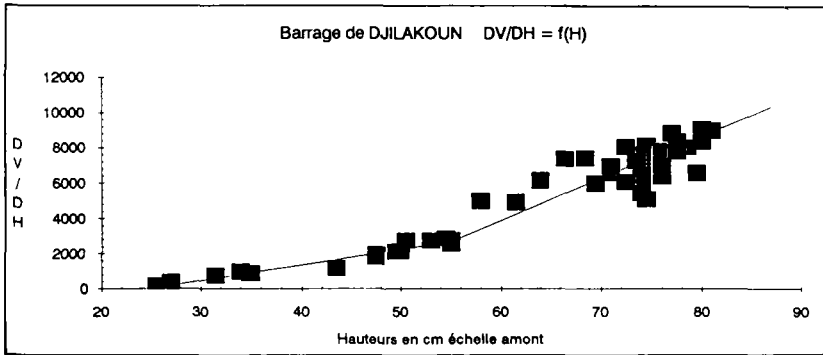


Figure 3. Barrage de Djilakoun. $DV/DH = f(H)$.

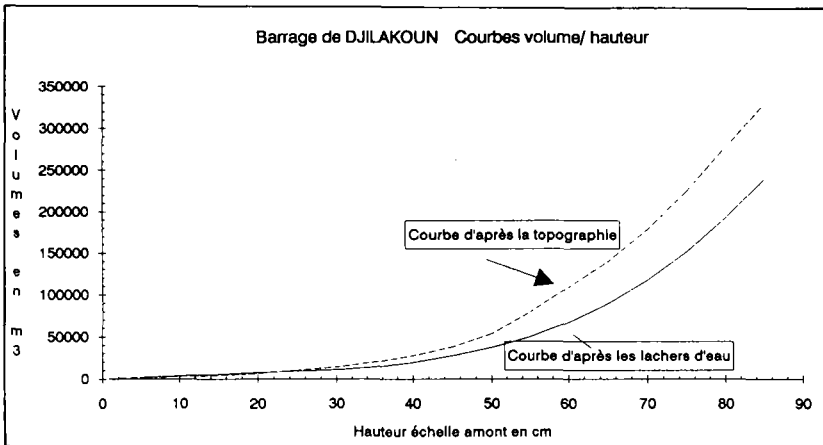


Figure 4. Barrage de Djilakoun. Courbes volume/hauteur.

Bilan hydrologique et hydrochimique

La pluviométrie enregistrée cette année reste déficitaire (1 200 mm). Sa répartition dans le temps a été bonne, excepté deux périodes de sécheresse (du 3 au 10 août, et du 17 au 22 août).

En suivant les règles de gestion préétablies, 55 lâchers ont été réalisés, dont le plus important est celui du 22/09, avec 50 280 m³. Le volume total évacué pendant tout l'hivernage a atteint 1,025 millions de m³.

La figure 3 présente le volume de chaque lâcher, rapporté à la différence de cote entre le début et la fin du lâcher, en fonction de la cote au début du lâcher (dV/dH

= $f(H)$). La primitive de cette fonction donne la courbe des volumes d'eau disponibles dans la retenue en fonction de la cote à l'échelle. Cette courbe est différente de celle obtenue à partir de la topographie de la vallée (figure 4). En effet, des volumes importants sont stockés par des digues latérales dans la partie aval de la vallée. Ce résultat se retrouve dans l'étude des transects piézométriques.

Les limnigrammes de la retenue ont pu être traduits en volumes disponibles (figure 5). On remarque la période de sécheresse des deux premières décades d'août. Les volumes journaliers ont été calculés, en rajoutant le volume des lâchers s'il y a lieu. La figure 6 donne la variation des apports journaliers en fonction du temps.

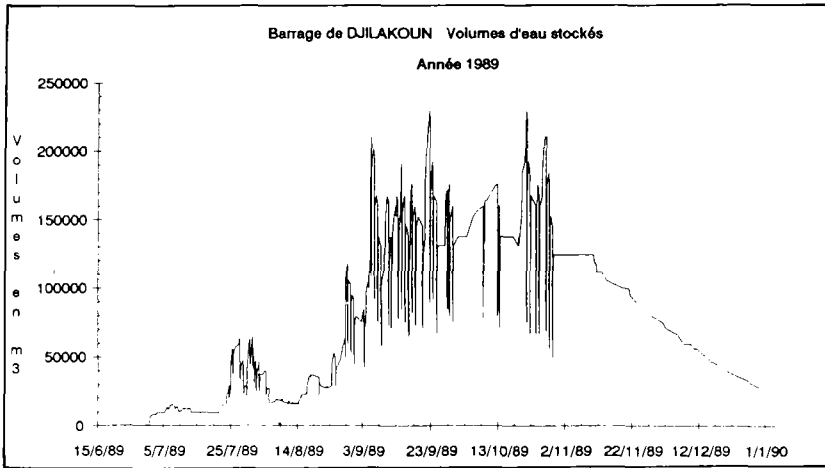


Figure 5. Barrage de Djilakoun. Volumes d'eau stockés. Année 1989.

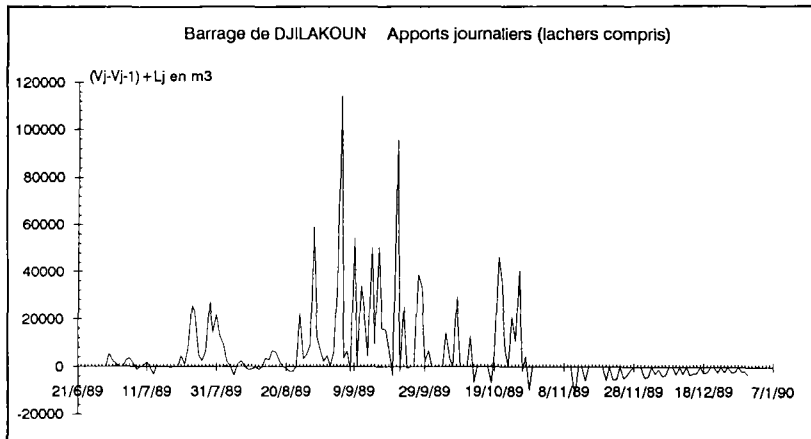


Figure 6. Barrage de Djilakoun. Apports journaliers (lâchers compris).

Les limnigrammes ($H = f(t)$) ont été discrétisés au pas de temps de 5 minutes et transformés en hydrogrammes ($dV/dT = f(T)$) pour l'étude des crues. Huit crues résultant des principales averses ont été analysées. Pour toutes les pluies supérieures à 30 mm, ces hydrogrammes présentent deux pics : le premier survient quelques minutes après le corps de l'averse et correspond au volume précipité sur le plan d'eau, le second, arrivant 2 à 3 heures après, est généralement moins haut mais plus long et correspond au ruissellement du bassin. Les coefficients de ruissellement sont de l'ordre de 1 à 5 % (figure 7). La limite de 30 mm et la faiblesse de ces coefficients sont confirmées par les observations sur parcelles.

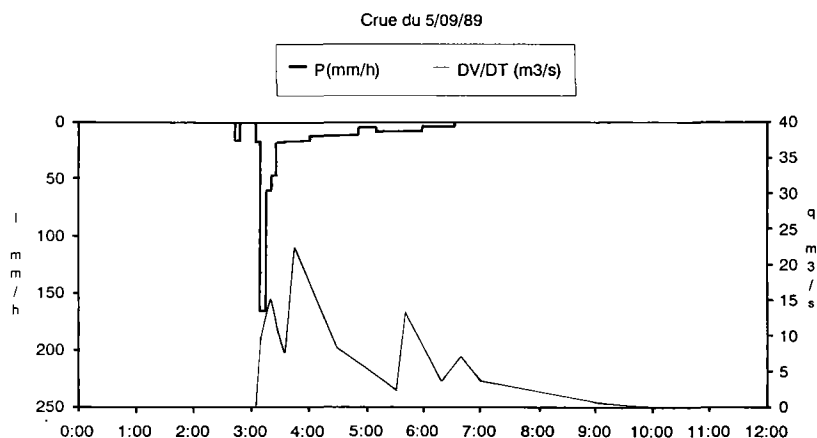


Figure 7. Crue du 5/09/89 (— P(mm/h) (— dV/dT (m³/s).

L'échantillonnage des eaux évacuées indique une baisse significative de la salinité qui passe de 20 à 2 m S/cm en fin d'hivernage. Une remontée importante a été enregistrée durant la période sèche du mois d'août (figure 8). La quantité de sel exporté est estimée à 2 250 T, ce qui correspondrait à une évacuation de 15 T/ha, la salinisation est cependant loin d'être uniforme.

La figure 9 donne l'évolution du niveau hydrostatique de la nappe d'eau souterraine et de la nappe d'eau libre sur le transect aval de la vallée. En amont comme en aval, on observe un creux piézométrique sous la terrasse alluviale. À partir de la mi-août, on distingue nettement une alimentation de la retenue par la nappe des plateaux. C'est d'ailleurs elle qui contribue le plus au remplissage du barrage (comparaison des volumes ruisselés et des apports journaliers). Le suivi physico-chimique montre un pic de salure au voisinage du lit du marigot (lieu des anciennes intrusions marines). Le dessalement au cours de l'hivernage est plus marqué en bordure de plateau qu'au milieu de la vallée. Le pH et les teneurs en aluminium indiquent une forte dissymétrie de la vallée, surtout en aval. C'est sous la terrasse de rive gauche que l'on rencontre les concentrations aluminiques les plus fortes s'exprimant sous forme de précipités minéraux en surface (tamarugite, alunite...).

Barrage anti-sel en basse Casamance

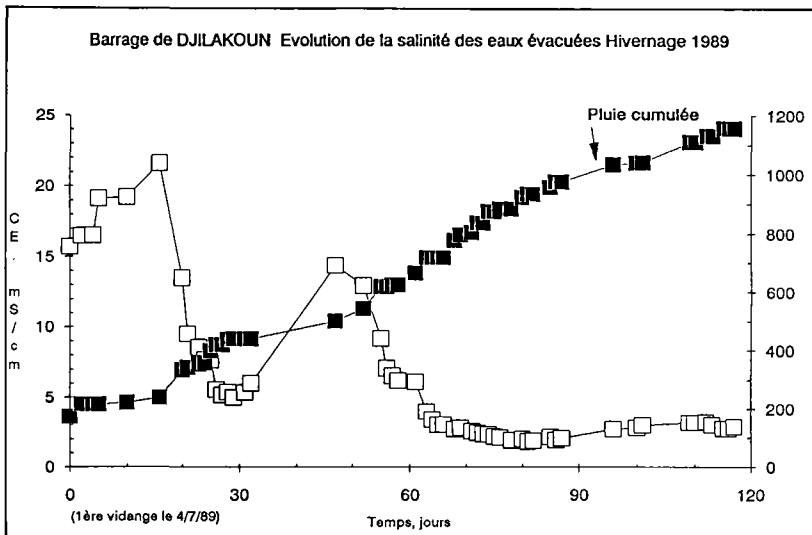


Figure 8. Barrage de Djilakoun. Évolution de la salinité des eaux évacuées. Hivernage 1989.

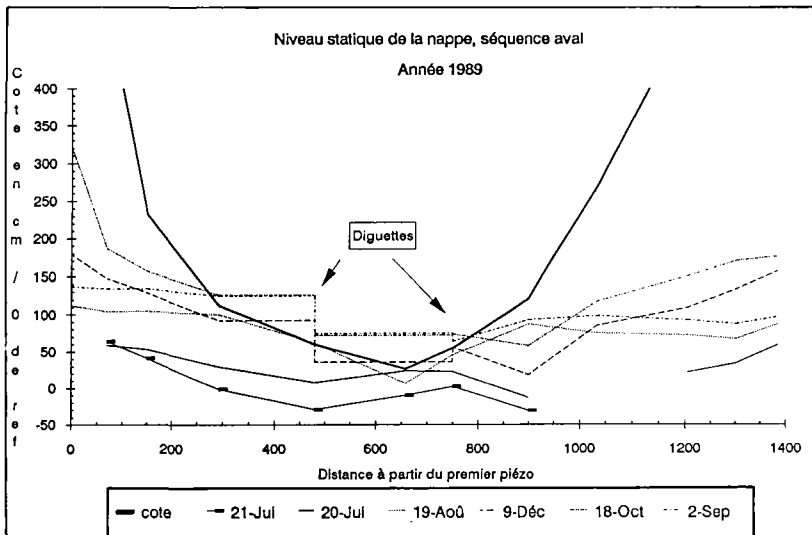


Figure 9. Niveau statique de la nappe, séquence aval. Année 1989.

L'essai agronomique

Signalons tout d'abord qu'en 1988 la gestion du barrage avec une seule porte n'a pas permis de mener cet essai jusqu'à la production. Depuis la création du barrage, aucune parcelle paysanne, située dans la zone dégradée, n'a produit de riz (Brunet, 1989).

Un dessalement significatif du sol de toutes les parcelles a été constaté jusqu'à une profondeur de 55 cm sous les billons. A 25 cm de profondeur, la salinité de la solution du sol est passée de 55 à 12 mS/cm au cours du mois de juillet. Une remontée a été observée après le billonnage d'avant repiquage. Elle s'est stabilisée aux alentours de 20 mS/cm à partir du 15/9. Cette évolution est confirmée par la mesure sur extrait de sol 1/5 où la salinité a chuté de 10 à 1,5 mS/cm (moyenne sur les parcelles) de juillet jusqu'au moment du repiquage.

Le lessivage des sels et l'inondation des parcelles entraînent une élévation du pH du sol in situ sur tous les points de mesure (de 0,5 à 0,7 unité).

Le rendement moyen en riz paddy est de 2 732 kg/ha (calcul fait sur la totalité de la récolte, le taux d'humidité moyen est de 6 %). Le Tableau I donne la répartition des rendements selon les variétés et la situation topographique.

Tableau I. Rendements de l'essai rizicole.

Variété	Parcelle	Rendement kg/ha	Observation
DJ 684 D	2	2 886	Fort dessalement Parcelle la plus haute
DJ 684 D	5	3 572	
DJ 684 D	8	1 300	
ROCK 5	1	2 136	
ROCK 5	4	2 450	Fort dessalement
ROCK 5	6	3 936	
ETOUHAL	3	2 690	
ETOUHAL	7	2 886	

Une transformation radicale de la vallée semble s'opérer. Cette année, toutes les surfaces visibles de tannes (terres nues stérilisées par une hyper-salinisation) ont disparu de la vallée. La colonisation par les cypéracées de tous les sols incultes et l'apparition, par tache, de graminées rampantes ou à tige sont la preuve d'une régénération rapide de l'écologie de cette vallée.

Conclusion

Après une première année de gestion rationnelle du barrage anti-sel et une première bonne récolte, les paysans de la vallée de Djigoum, ainsi que ceux des vallées environnantes, ont retrouvé l'espoir de cultiver leurs rizières. Si cet espoir n'est manifestement pas vain, il se doit de ne pas être déçu. Les résultats de l'essai agronomique ont démontré que la culture traditionnelle du riz est possible dans

ces vallées à sols sulfatés acides, moyennant un aménagement sommaire et le respect de règles de gestion simples. Il reste à vérifier par la modélisation hydrologique que la gestion préconisée peut se faire en année plus sèche.

L'objectif, qui consistait à montrer la faisabilité d'une réimplantation de la riziculture sur des terres dégradées, a été atteint. Il demande à être confirmé au cours de la prochaine campagne. Cependant, il importe de bien resituer cette nouvelle donne dans le contexte socio-économique actuel. Le manque de main-d'œuvre disponible, soit par suite de l'exode vers les villes, soit par la concurrence avec d'autres spéculations plus rentables sur les plateaux peut constituer un frein au redémarrage de la riziculture. L'investissement humain que suppose ce type d'aménagement, même sommaire, constitue-t-il une contrainte trop importante eu égard aux revenus modestes dégagés ? Le rôle des terres rizicultivées dans le systèmes de production des paysans Diola sera-t-il aussi prépondérant que naguère ? Autant de questions qu'il convient de ne pas occulter pour transformer une réussite ponctuelle en projet de développement.

Références

1. Barry B. (1986). *Situation des aménagements hydro-agricoles des terres salées de Basse Casamance*. 3^e séminaire sur les aménagements hydro-agricoles et systèmes de production, 16-19 décembre 1986, Montpellier.
2. Barry B., Boivin P., Brunet D., Montoroi J.P., Mougenot B., Touma J., Zante P. (1988). *Évolution des stratégies d'aménagement hydro-agricoles des sols salés en basse Casamance*. Deuxièmes journées de l'eau au Sénégal, UCAD, Dakar.
3. Boivin P., Brunet D. (1990). *Bilan de quatre années de suivi de la salure d'une vallée aménagée anti-sel par conductivimétrie électromagnétique et krigeage*. Rapport de campagne. Multigr., ORSTOM/Dakar-Bondy, 12 p.
4. Brunet D. (1988). *Étude pédologique de la vallée de Djiginoun (basse Casamance)*. Multigr., ORSTOM/Dakar, 28 p. + 2 cartes + annexes.
5. Brunet D. (1989). *Dessalement des terres dans la vallée de Djiginoun*. Bilan hydrique et salin de l'hivernage 88, ORSTOM/Dakar.
6. Dacosta H. (1989). *Précipitations et écoulements sur le bassin de la Casamance*. Thèse 3^e cycle, Univ. CAD, Dakar.
7. ISRA/CRODT (1986). Actes du séminaire « L'estuaire de la Casamance : environnement, pêche, socio-économie ». 19-24 juin 1986, Ziguinchor.
8. Kalck (1978). *Évolution des zones à mangroves du Sénégal au Quaternaire récent*. Études géologique et géochimiques. Thèse 3^e cycle, ULP Strasbourg, 117 p.
9. Le Brusq J.Y., Loyer J.Y., Mougenot B., Carn M. (1987). *Nouvelles paragenèses à sulfates d'aluminium, de fer et de magnésium, et de leur distribution dans les sols sulfatés acides du Sénégal*. Science du Sol, 25 (3), 173-184.
10. Montoroi J.P., Zante P. (1989). *La mise en valeur des terres dégradées par la salinisation en basse Casamance (Sénégal)*. Séminaire « Estudio de las relaciones agua-suelo-vegetacion y ganado en la zona arida del norte de Mexico. Orientado a la utilizacion racional de estos recursos », 23-27 octobre 1989, Mexico.
11. USAID/SOMIVAC/ISRA (1985). Actes de la 2^e Table Ronde sur les barrages anti-sel, 12-15 juin 1985, Ziguinchor.

23

Dégradation des vertisols dans le Nord-Cameroun : modification du régime hydrique des terres et tentative de réhabilitation

L. SEINY BOUKAR⁽¹⁾, Ch. FLORET⁽²⁾, H. MOUKOURI KUOH⁽³⁾,
R. PONTANIER⁽⁴⁾

⁽¹⁾ *IRA/CNS, Maroua, Cameroun.*

⁽²⁾ *CEPE/CNRS, Montpellier, France.*

⁽³⁾ *IRA/CNS, Yaoundé, Cameroun.*

⁽⁴⁾ *ORSTOM, Tunis, Tunisie.*

Dans la zone soudano-sahélienne du Cameroun qui s'étend du 9^e au 13^e parallèle Nord, l'agriculture est particulièrement du type pluvial avec pratique de jachère, de brûlis et abandon des terres dégradées. La surexploitation des ligneux pour le bois de chauffe et l'élevage extensif avec pratique de feux de brousse ajoutent à la dégradation générale des ressources renouvelables. L'importance de cette dégradation varie selon les types de sol, le mode d'exploitation et la dynamique de population (croissance annuelle pouvant atteindre 1,5 %, migrations des populations des montagnes vers les plaines plus attractives).

Le climat est caractérisé par des pluies relativement abondantes (500 à 1 000 mm/an) mais dont les averses individuelles particulièrement violentes (jusqu'à 140 mm/h en 10 mm) et irrégulières rendent la production agricole incertaine dans cette région où, par ailleurs, l'évaporation est intense (ETP Penman supérieure à 1 800 mm).

La diversité pédologique se traduit par des comportements hydrodynamiques très différents : infiltration et capacité de stockage de l'eau des sols très variables,

redistribution très inégale de l'eau aux plantes selon les sols, érosion différentielle, etc.

L'objet de cet article concerne les conséquences de la dégradation des sols de la série vertisolique sur leur régime hydrique. Ce travail a été effectué par le Centre National des Sols (IRA Cameroun) et a été financé par la Communauté Européenne. Il comprenait l'étude du fonctionnement hydrique des sols du Nord-Cameroun et de la végétation des savanes qui leur correspondent. Nous ne parlerons pas ici en détail des mesures qui ont concerné la dynamique superficielle de l'eau (infiltration) et l'érosivité des sols, pour insister sur la question de la redistribution temporelle de cette eau infiltrée et de sa disponibilité pour les végétaux et les cultures. Les résultats complets de ce travail sont présentés par ailleurs (Seiny Boukar, à paraître).

Matériel et méthodes

Trois sites de mesure correspondant respectivement au vertisol modal (VM), au vertisol dégradé (VD) et au « hardé » (HV), ont été caractérisés morphologiquement et suivis durant trois années consécutives. L'étude de la dynamique interne de l'eau a été faite sur la base des profils hydriques (distribution verticale) et des courbes de l'évolution temporelle des réserves d'eau stockée. Les mesures neutroniques ont été faites durant ces trois années (1985, 1986 et 1987) au cours desquelles les précipitations totales respectives ont été de 907, 745 et 488 mm.

L'accent a été mis sur les différenciations texturales des horizons et sur la densité apparente. Des regroupements correspondant à des niveaux d'étalonnage ont été faits. Les fonctions de production de la lame ruisselée ont été établies (Thèbe, 1987; rapport CEE, 1988) par le moyen de la simulation des pluies et/ou en conditions naturelles sur parcelles de 1 m². Elles ont permis de déterminer les pluies efficaces (Pe) lors de nos mesures et par conséquent de calculer l'évapotranspiration réelle (ETR).

Résultats et discussions

Caractérisation de la séquence de dégradation des vertisols

Dans le sens d'une dégradation croissante à partir des « vertisols modaux », on rencontre les « vertisols dégradés », et les « hardé ».

Les vertisols modaux (VM)

Les vertisols modaux ou vertisols en bon état se caractérisent par une teneur en argile variant de 40 à 45 %, constante dans tout le profil.

L'argile est essentiellement de type montmorillonitique et smectitique (45 %), ce qui explique la variation saisonnière de leur état de surface : larges fentes de retrait

(2-3 cm) disposées en réseau polygonal allant jusqu'à 1 mètre de profondeur pendant la période sèche; gonflement et relief gilgai (micro-relief bosselé) pendant la période pluvieuse. Ces fentes constituent la macroporosité du sol et délimitent des unités structurales prismatiques grossières, à faible porosité (micropores), compactes à l'état sec et à densité apparente élevée (1,75). Le ruissellement est, par conséquent, moyen ou fort selon que le sol est saturé en surface ou non. L'érosion y est faible.

La profondeur de ces sols (plus de 160 cm) et la dominance d'argiles gonflantes leur confèrent une capacité d'absorption et de rétention d'eau élevée : la réserve en eau utile (RU) est de l'ordre de 180 mm pour 80 cm d'épaisseur.

La dégradation de ces sols est essentiellement superficielle et physique, et se traduit par une perte de structure avec développement de la battance et par une baisse des propriétés hydrodynamiques.

Les vertisols dégradés (VD)

Les signes de dégradation sont perceptibles dès la surface, par la faible expression des caractères vertisoliques : micro-relief plat, rares fentes de retrait, battance développée. L'horizon superficiel est plus finement structuré : la croûte de battance de nature argilo-sableuse recouvre des polyèdres fins à pores interstitiels remplis de sables fins. Dans l'horizon superficiel (5 à 10 cm) l'appauvrissement en argile (11,5 %) entraîne une diminution de la CEC (20 à 25 méq./100 g de terre), et une acidification (pH = 5,5). La pellicule de battance est épaisse dans ces sols. La conséquence immédiate est un ruissellement plus fort que sur les vertisols modaux dépassant fréquemment 50 %, ce qui entraîne une érosion par décapage et ségrégation des particules fines et grossières (enrichissement en sables). Selon l'importance du phénomène, la réserve utile (RU) peut être diminuée ou non (78 mm/40 cm contre 87 mm/40 cm pour les vertisols modaux). En profondeur, les caractères du vertisol modal sont pratiquement conservés.

Les sols « hardé » hérités des vertisols (HV, HN)

Nous empruntons à Vaille (1970) la définition du terme « hardé » en langue fulfuldé (langue peulh du Nord-Cameroun). Il désigne « tout terrain », généralement à faible végétation arbustive et graminéenne, à très forte compacité et très peu perméable, et duquel l'agriculteur sait qu'il ne tirera qu'une très médiocre récolte.

On relève dans cette définition synthétique les critères de sol, végétation et d'occupation des terres pour caractériser ces milieux. On retiendra que cette appellation traduit beaucoup plus un état de surface qu'un type pédologique donné : surface nue présentant localement quelques touffes d'herbes antérieures ou postérieures à une accumulation de sable éolien, ou s'installant à la faveur des dépôts alluviaux vertiques dans les microdépressions (cas de *Setaria pumila*). La pellicule de battance sous laquelle s'observent de nombreux pores vésiculaires est épaisse de quelques millimètres. La profondeur atteinte par la dégradation dépasse parfois 20 cm de sol, caractérisés par une structure détruite (structure massive), sans pores, ni activité biologique. Quelques fentes verticales et discrètes semblent

délimiter parfois dans cet horizon superficiel des unités structurales qui pourraient devenir des colonnettes, car elles sont souvent coiffées de sables fins.

Ces sols sont le siège d'une érosion en nappe. L'infiltration des eaux pluviales est également faible (20 à 50 % de la pluie), tout comme la réserve en eau utile (RU = 60 mm/40 cm). Il convient de préciser que le niveau argileux vertique apparaît dès 15-20 cm de profondeur. Ceci explique que RU soit de 60 mm/40 cm, car elle n'est que de 7,5 mm sur les 10 premiers centimètres.

A un stade de dégradation encore plus avancé, l'érosion tronque le sol jusqu'à l'horizon à nodules calcaires et conduit à un relief présentant des ravines (faciès HN ou « Bad-lands »).

Comportement hydrique de la séquence de dégradation des vertisols

Sur la figure 1, ont été représentées les évolutions comparées des réserves en eau et des profils hydriques des différents faciès de la séquence.

Vertisols modaux

Malgré les différences de pluviométrie durant ces trois années, il se dégage un comportement global caractéristique pour le vertisol modal. Seule la tranche superficielle (0-40 cm) réagit de façon nette aux précipitations. En dessous, l'humidité ne varie presque pas au cours de l'année.

Les vertisols modaux ont une forte capacité d'absorption et de rétention d'eau, favorisée par l'existence des fentes de retrait. La réserve d'eau disponible se reconstitue assez tôt dans la saison en surface et se maintient environ pendant 7 mois. La profondeur humectée est moyenne (60-70 cm) mais en dessous, bien que le stock d'eau soit peu affecté par les précipitations, la réserve en eau est disponible toute l'année. L'absence de remontée capillaire due aux conditions physiques du sol est aussi favorisée par le self-mulching du dessèchement rapide de la surface et aussi par le mulch d'herbacées denses et sèches sur pied. La vie végétale, surtout pour les espèces à enracinement profond ou étagé est donc possible sur ces sols toute l'année.

Vertisols dégradés

En ce qui concerne les vertisols dégradés (VD), il nous faut rappeler que dans ces sols, les fentes de retrait, quand elles existent encore, sont peu nettes et peu profondes, et que la pellicule de battance est bien développée. Dans ce cas, le stock de la couche 40-80 cm varie peu au cours de l'année. La réserve d'eau disponible pour les végétaux n'y est pas maintenue toute l'année. L'humectation du sol est peu profonde (50-60 cm) et ne dépasse guère 25 % d'eau en valeur volumique.

Ces sols, qui ont pourtant une structure fine en surface, s'humectent difficilement en raison de la pellicule de battance qui cède néanmoins quand les pluies deviennent abondantes et régulières. L'installation tardive de la végétation herbacée en résulte. C'est aussi cette végétation qui accélère l'épuisement des réserves d'eau du sol avant même l'arrêt des dernière pluies qui ne compensent pas leurs besoins. Seules les espèces végétales dont les racines atteignent les couches profondes pourront survivre et aller jusqu'à maturité.

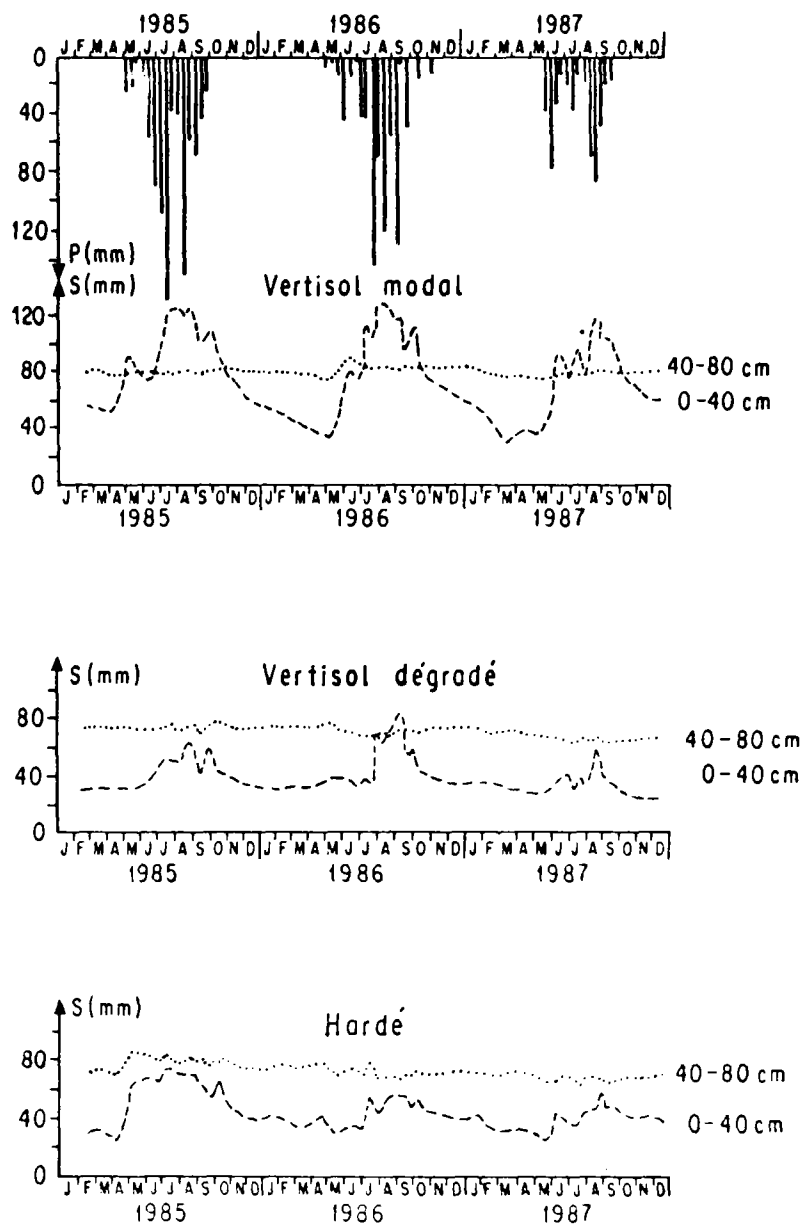


Figure 1. Comparaison de l'évolution annuelle des réserves en eau totale du sol (Smm) des faciès de dégradation d'une séquence vertisolique du Nord-Cameroun (3 années d'observation).

Sols hardés

Enfin, nous ne pourrions discuter du comportement hydrique global des sols « hardé » (HV) sans nous référer aux cas précédents, notamment les vertisols dégradés avec lesquels des similitudes de redistribution relative de l'eau dans les différentes couches apparaissent (figure 1).

Ces sols se distinguent par une mauvaise efficacité des précipitations dans la recharge de leur réserve hydrique. Ce fait est certes lié à l'absence de structure et de porosité, mais est surtout dû à la présence d'une pellicule de battance continue en surface qui limite l'infiltration de l'eau. Il en résulte une réserve d'eau disponible insignifiante ou nulle toute l'année qui explique que ces sols soient dépourvus de végétations; les ligneux eux-mêmes ne pouvant trouver de l'eau en profondeur que lors de certaines années à pluviométrie exceptionnelle. Les espèces adaptées, telles que *Lannea humilis*, survivent grâce à leurs organes de réserves d'eau et à leur système racinaire superficiel développé (rapport CEE, 1988), qui leur permet de profiter des courtes périodes de disponibilité de l'eau. La végétation herbacée se développe en touffes discontinues sur des taches d'accumulation de sable éolien ou dans des microdépressions qui offrent un régime hydrique favorable.

La dégradation dans la famille vertisolique a eu en définitif pour effet d'accentuer l'aridité édaphique (Floret et Pontanier, 1984). Celle-ci se traduit par une diminution de la réserve utile du sol et de la profondeur maximale humectée; une baisse de l'efficacité des précipitations dans la recharge des réserves hydriques du sol, et par conséquent une diminution de la réserve d'eau disponible pour les végétaux (Tableau I).

Tableau I. Comparaison des comportements hydriques globaux des faciès de dégradation d'une séquence vertisolique au Nord-Cameroun.

	Réserve utile sur 80 cm - RU (mm)	Profondeur maximale humectée (cm)	Coefficient d'efficacité moyenne des pluies Ke %	Durée moyenne des disponibilités en eau pour la végétation (en mois)	
				0-40 (cm)	40-80 (cm)
Vertisol modal VM ..	170/190	60-70	75 à 85	7	12
Vertisol dégradé VD	150/170	50-60	50 à 60	3	7
Hardé HV	130/150	40/50	30 à 40	2	4

Un exemple d'aménagement traditionnel : les casiers à diguettes de la plaine

Le sorgho de contre-saison est repiqué, à la fin de la saison des pluies sur les vertisols qui ont, entre-temps reconstitué une importante réserve d'eau durant la saison pluvieuse. Ces terres argileuses appelées localement « karal » peuvent être, soit en position de bas-fond engorgé, à drainage externe nul, soit en position de pente faible (1 à 2 %) et aménagées en certains endroits en casiers à diguettes.

Par ces aménagements, l'objectif des paysans est de stocker le maximum d'eau durant la saison des pluies en vue du report de cette eau en saison sèche jusqu'à

la fin du cycle du sorgho (février). Nous avons montré qu'après fermeture des fentes de retrait, l'efficacité des précipitations dans ces sols baisse considérablement ($k_e < 60\%$ à l'échelle de l'année). Sur les faciès plus ou moins dégradés, les quantités d'eau ruisselées sont encore plus importantes.

Les casiers de forme rectangulaire, et d'une superficie variant de 50 à 200 m² suivant les positions topographiques, sont délimités par des diguettes de 20 à 30 cm de hauteur, confectionnées manuellement à la daba. En général, sauf cas d'événements pluvieux exceptionnels, de cumul de charges d'eau ou de destruction de diguettes, ces aménagements retiennent toute l'eau précipitée.

Nous avons cherché à comparer une zone aménagée et une zone voisine non aménagée.

Malgré la courte durée de l'expérimentation, la tendance évolutive des réserves en eau totale est assez révélatrice de l'efficacité de ce type d'aménagement. Le Tableau et la figure 2 présentent les résultats globaux pour la période allant du 20/4 au 18/6/87. Alors qu'il était déjà tombé 146 mm dans la zone de Maroua à la date du 18/6/87, on observe les faits suivants :

- le traitement de la zone avec diguettes permet d'augmenter entre le 24/5/86 (date de la première pluie) et le 18/6/87, de près de 45 % environ le stockage de l'eau par rapport à la zone non traitée;

- dans la zone traitée le front d'humectation atteint 80 cm et difficilement 50 cm dans la zone sans diguettes;

- l'ETR dans la zone traitée a été entre le 24/5 et le 18/6/87 de 67,7 mm, ce qui correspond à une évapotranspiration moyenne journalière de 2,7 mm dans l'hypothèse où toute l'eau précipitée s'est infiltrée.

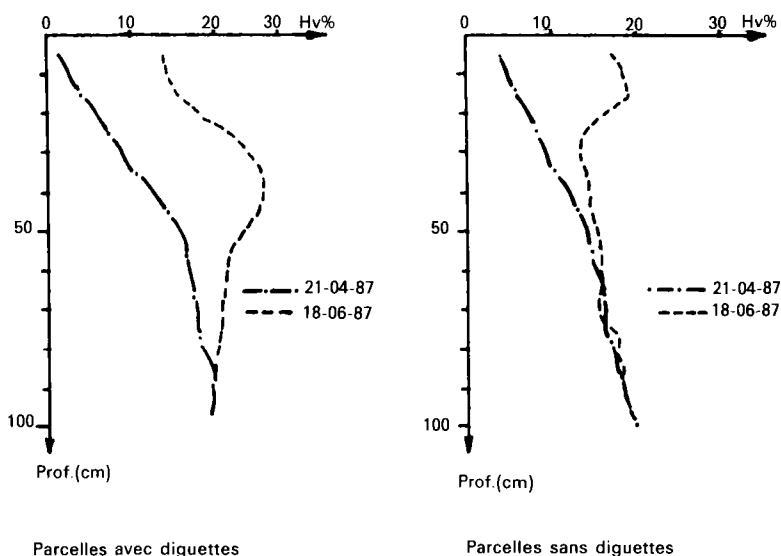


Figure 2. Profils hydriques à Doyang.

Tableau II. Evolution des réserves en eau totale à Doyang.

	Réserve en eau (mm) 0-120 cm		Accroissement des réserves en eau (mm)
	21-4-87	18-6-87	
Parcelle traitée en diguette	167,1	245,4	78,3
Parcelle non traitée	162,5	207,8	46,3

Conclusions

Selon Gavaud (1971), la dégradation des vertisols, d'abord d'origine anthropique, est relayée par l'érosion hydrique dont les décapages successifs aboutissent à l'affleurement des horizons profonds à nodules calcaires. L'action de l'homme a pour effet de transformer progressivement la structure prismatique grossière des horizons supérieurs, en une structure polyédrique fine, puis en structure massive avec baisse concomitante des taux de matières organiques, appauvrissement et lessivage en argile, et susceptibilité à la battance et à l'érosion. La thèse de filiation entre les faciès de la séquence de dégradation des vertisols, caractérisés dans cette étude, est confortée par la continuité du niveau à nodules calcaires et du niveau basal argileux défini par une teneur en argile (40 à 50 %) et une composition minéralogique (environ 45 % d'argile 2/1 : montmorillonite et smectite).

Nous avons précisé les principaux effets de cette dégradation des sols sur le fonctionnement des systèmes écologiques correspondants, et en particulier l'accentuation des contraintes hydriques pour la végétation.

Face à cette situation, l'homme choisit souvent la voie de l'abandon des cultures, réduisant ainsi de plus en plus ses superficies cultivables, sans pour autant arrêter sa pression sur ces milieux dégradés (coupe de bois, surpâturage), accélérant le processus de « l'hardéisation » qui aboutit à des sols stériles, à ruissellement intensif et irréversible. La végétation naturelle répond par des adaptations, à la fois morphologiques et phénologiques variées, qui sont en cours d'étude.

Sur la base des résultats ci-dessus, nous avons entrepris un programme de recherche visant à réhabiliter les sols dégradés de cette séquence vertisolique. L'aménagement en casiers a été appliqué à des vertisols dégradés en vue de leur récupération pour la culture de mouskouari. Billons, microcatchments, et/ou labours périodiques, protection totale, etc., sont aussi expérimentés pour tenter d'abaisser le front d'humectation dans le sol. Ces pratiques permettent en outre d'augmenter à nouveau les réserves en eau disponible sur des sols abandonnés depuis de longues années. Des résultats fiables concernant la remontée biologique de ces systèmes ne pourront être obtenus qu'après plusieurs années d'observations.

24

Introduction d'un système d'irrigation adapté aux conditions sahéliennes

W. KLEMM

Institut des Constructions Hydrauliques et du Génie Rural (IWK), Université de Karlsruhe, Allemagne

La croissance démographique dans une région écologiquement instable comme la zone sahélienne exerce une pression significative sur les sols exploités traditionnellement par culture pluviale. Le compactage des sols et la formation de croûtes dues au surpâturage, conduisent à l'accroissement du ruissellement et à la perte de sols fertiles et arables le long des principaux réseaux d'écoulement.

En conséquence le processus d'érosion est accéléré et le déficit en eau du sol conduit à une régression de la production agricole. Phénomènes accrus par la grande variabilité temporelle et spatiale des précipitations, particulièrement en années sèches.

Afin d'amoindrir ces impacts négatifs sur la production agricole, l'irrigation par les eaux de ruissellement a été proposée comme solution adaptée à certains contextes.

L'irrigation par les eaux de ruissellement ("Runoff Farming") est basée sur le principe de collecte des eaux de ruissellement ("Rain Water Harvesting"). Les écoulements issus des bassins versants sont dérivés vers les champs, où ils s'épandent et peuvent être utilisés pour les besoins en eau des plantes.

Cette méthode simple d'irrigation est d'autant plus efficace qu'elle n'accroît pas les risques. Dans le cas d'écoulement engendré par des précipitations, les champs cultivés sont irrigués et l'eau emmagasinée dans le sol est disponible pour les plantes après l'arrêt des pluies, par contre en absence de précipitations, l'insuffi-

sance en eau sera malgré tout à l'origine d'une réduction significative des récoltes. C'est en effet l'incertitude d'occurrence des précipitations génératrices d'écoulement qui est à l'origine des difficultés de conceptions précises et économiques des systèmes d'irrigation par les eaux de ruissellement.

L'origine précise — dans le temps et l'espace — de l'application de l'irrigation par les eaux de ruissellement reste encore inconnue. Des fouilles exécutées en Jordanie en 1977 laissent à penser que la pratique de ce type d'irrigation avait vu déjà le jour il y a 5 000 ans. Les fouilles archéologiques effectuées à Jawa ont montré que, pour irriguer leurs champs, ces peuples utilisaient les eaux de surface dérivées des oueds aussi bien que les eaux de ruissellement collectées aux pieds des collines.

D'autres preuves de l'ancienneté d'application de ce système d'irrigation ont été mises en évidence dans de larges secteurs du Sinaï, au Hijaz, à Hadramout ainsi qu'en Syrie.

L'exemple le plus remarquable, est la déviation, il y a 2 700 ans des eaux de crue de Wadi Dahan par le barrage de Marib au Yémen pour l'irrigation d'une surface estimée à 20 000 hectares. Le but du barrage n'était pas le stockage des eaux mais l'élévation du niveau du plan d'eau de l'oued, permettant ainsi la distribution des eaux d'irrigation à l'aide de chenaux et d'ouvrages assez sophistiqués.

Au Maghreb, des explorateurs français ont découvert des traces de périmètres d'irrigation par les eaux de ruissellement. Au Sud de l'Algérie a été mis en évidence un fossé construit par les Romains (*fossatum africae*) qui correspondait à une tranchée autour des forteresses et comprenait des systèmes de dérivations, des citernes et des champs terrasses.

La reprise de la technique d'irrigation par les eaux de ruissellement, fort appréciée autrefois, ne doit pas être considérée uniquement comme un palliatif au manque d'eau, mais surtout comme un système d'exploitation des ressources en eaux et en sols préservant l'équilibre écologique. Cela veut dire : conservation de l'eau pour améliorer les récoltes, et conservation des sols afin de limiter l'érosion.

La faisabilité économique de l'irrigation par les eaux de ruissellement est justifiée par non seulement l'accroissement du rendement de la production agricole, mais aussi par une valorisation monétaire du sol protégé contre l'érosion.

Le projet

Données géographiques

L'aire du projet est localisée, figure 1, dans la région de Kayes au Mali. Son climat est caractérisé par une saison pluvieuse de juin à octobre, avec des précipitations annuelles moyennes de 500 mm, et une saison sèche de novembre à mai avec des températures pouvant atteindre jusqu'à 50 °C au mois de mai.

Les types de sols dominants sont des gleysols, fluvisols et régosols avec une rétention des eaux du sol disponible pour les plantes allant de 15 à 25 %. Les sols sont plutôt fertiles du fait d'affleurements basaltiques sur le bassin versant apportant des concentrations moyennes en phosphore et en potassium; alors que l'azote est partiellement déficitaire.

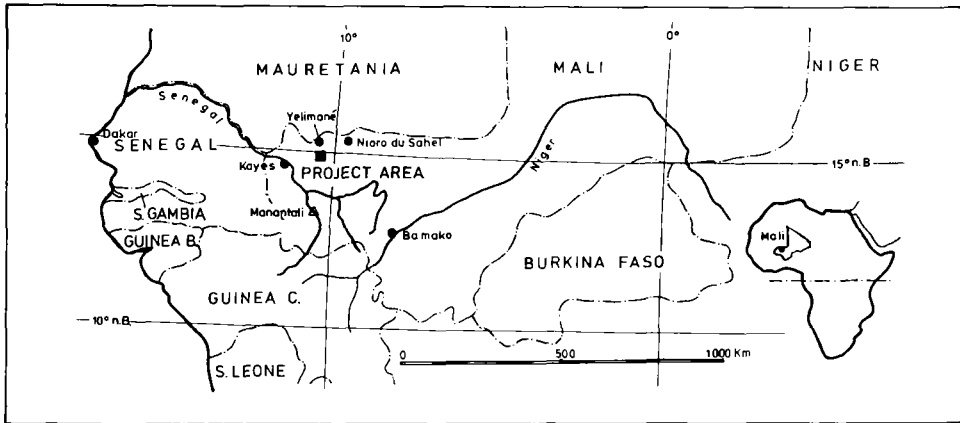


Figure 1. Situation de l'aire du projet.

Objectif du projet

Le projet a pour but de prouver la faisabilité de la méthode d'irrigation par les eaux de ruissellement, tenant compte :

- du potentiel de collecte d'eau;
- de la construction de systèmes d'irrigation utilisant le matériel et la main d'œuvre locale disponibles;
- de l'acceptation de cette méthode d'irrigation par les paysans;
- de la possibilité d'assurer au moins une récolte annuelle de sorgho.

Avec l'aide financière de l'Agence Allemande de Coopération Technique (GTZ), de la Communauté Economique Européenne (CEE) et de l'Institut des Constructions Hydrauliques et du Génie Rural (IWK) de l'Université de Karlsruhe, le projet a envisagé d'atteindre les objectifs ci-dessous mentionnés en trois phases (Tableau I).

Phase 1

Pendant la première phase, des périmètres pilotes ont été construits à proximité du village de Kanguessanou, situé à environ 100 km au Nord-Est de Kayes. Ces périmètres ont été expérimentés pendant trois ans. En parallèle, tous les paramètres physiques ayant trait à la conception des systèmes d'irrigation ont été contrôlés.

Phase 2

Au cours de la deuxième phase, on a procédé à l'extrapolation des données journalières de précipitations et d'évapotranspiration couvrant une période d'observation de trois années. L'attention était aussi dirigée vers l'établissement d'une banque de données relatives aux sols et aux plantes, et nécessaires au modèle d'irrigation par les eaux de ruissellement (MIER). Cette procédure a permis de

Tableau I. Schéma du projet.

Phase I	Phase II	Phase III
Choix de la zone du projet	Extrapolation des données disponibles	Application du modèle d'irrigation par les eaux de pluie
Sensibilisation du groupe-cible		
Installation du campement du projet	Modification du modèle SWATRE	
Installation du réseau des mesures météo. et hydro.		Paramètres de conception des systèmes d'irrigation par les eaux de pluie
Conception, construction et test des périmètres d'irrigation	Calibrage du modèle d'irrigation par les eaux de pluie	

faire des simulations du bilan hydrique dans le sol durant les 68 dernières années en comparant l'eau du sol disponible pour les cultures traditionnelles et irriguées.

Pour cette raison, le modèle SWATRE a été modifié, complété et étalonné, de telle sorte que l'optimisation des dates de semis et l'évaluation de la quantité d'eau nécessaire à l'irrigation permettent la détermination du rapport entre la surface cultivée et celle du bassin versant.

Phase 3

La troisième phase a été finalement consacrée à l'élaboration des critères de conception dans le but de faciliter et d'étendre l'application du modèle d'irrigation proposé à toute région du Sahel ayant des caractéristiques similaires à la zone étudiée.

Cette note présente les résultats de l'application du modèle d'irrigation et son extension possible à d'autres régions semi-arides. Elle met aussi en relief la faisabilité du projet qui allie recherches appliquées, aide à la population et contribution de celle-ci au projet.

Les systèmes d'irrigation par les eaux de ruissellement

La population du village de Kanguessanou appartient à l'ethnie des Soninké, qui fait partie du groupe Mande Songhai. En 1987, le village de Kanguessanou comprenait 36 familles totalisant 717 personnes ayant des activités essentiellement

agricoles. Les cultures dominantes sont celles du sorgho et du maïs cependant des cultures secondaires : arachide, niébé, gombo, calebasse et coton sont aussi présentes. Le régime foncier est basé sur des coutumes d'usage des terrains agricoles : tous les champs sont cultivés par les propriétaires et leur famille. Les systèmes d'agriculture communautaires ne sont pas connus; les hommes et les femmes cultivent individuellement leurs propres champs. Avec l'élevage, l'agriculture pluviale prédomine. C'est uniquement dans les dépressions naturelles, tout au long des drains principaux des vallées alluviales, que la « culture de décrue » est pratiquée. Cette culture est une méthode traditionnelle d'irrigation par les eaux de crues sans aucun ouvrage hydraulique aménagé.

Les deux périmètres d'irrigation par les eaux de ruissellement sont localisés dans la vallée de Donkoutou aux environs du village de Kanguessanou. Les terrains utilisés couvrent une superficie d'environ 3,9 ha. Leurs bassins versants respectifs sont de 12,5 ha et 69 ha.

Pendant les saisons sèches des années 1986 et 1987, les deux systèmes ont été construits avec l'aide de 30 à 50 paysans sous la supervision de deux ingénieurs hydrauliciens.

A l'exception du ciment, de quelques barres de fer et de planches importées de Kayes, on a utilisé uniquement le matériau local disponible tel que : pierres, gravier, argiles et terre. Ces matériaux ont été utilisés dans la construction de talus, de terrasses et d'ouvrages de régulation des deux systèmes.

Pendant l'hivernage de 1986, la mise en opération des périmètres a été suivie par un agronome avec la participation de tous les habitants du village. A partir de l'année 1987 les deux périmètres ont été mis à la disposition des paysans assistés par un ingénieur hydraulicien pour la distribution des eaux d'irrigation.

Périmètre d'Irrigation A

Ce périmètre comprend cinq terrasses ayant une surface cultivée de 1,34 ha (figure 2), et un bassin versant de 69 ha. Tout le terrain appartenant à une seule famille, on a évité ainsi l'utilisation du périmètre par des propriétaires différents.

Le volume d'eau d'irrigation disponible est régularisé par une vanne simple installée à la sortie du bassin de distribution (avec possibilité d'évacuation), et jouant le rôle de prise d'eau. Le système de distribution d'eau du périmètre A est prévu de telle sorte que l'irrigation des champs terrassés peut s'effectuer soit sans intervention du paysan soit avec une régulation manuelle en donnant priorité aux terrasses individuelles.

En l'absence de l'agriculteur, les terrasses sont successivement irriguées par submersion et débordement d'une terrasse à l'autre. Le choix de la terrasse à irriguer en priorité peut être obtenu grâce à une prise d'eau installée dans le canal de distribution latéral.

En présence de l'agriculteur, les terrasses peuvent être irriguées successivement via les ouvrages de chute (= déversoir), ou individuellement à partir du canal de distribution.

La hauteur moyenne de submersion est limitée à 15 cm, contrôlée par le seuil de chute à chaque terrasse. Comme prévu, il y a eu suffisamment d'eau pour l'irrigation en raison du rapport élevé entre la surface irriguée et celle du bassin versant (1 : 50). Cependant, les murs de terrasses ont été endommagés par les crues

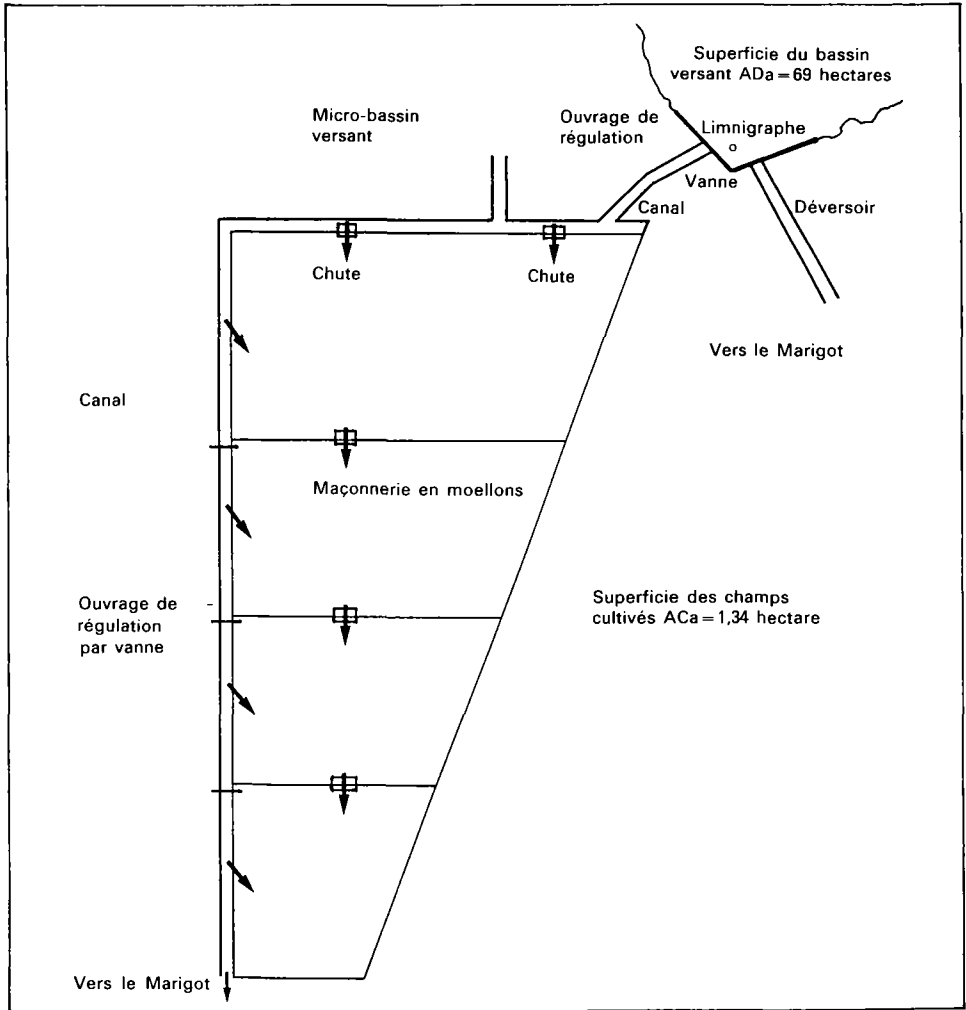


Figure 2. Système de distribution du périmètre A.

lors des premières précipitations de l'hivernage 1986 d'intensité supérieure à 100 mm/h pendant 10 minutes.

Durant les quatre années suivant son installation, le périmètre A a été bien entretenu par son propriétaire. Il a obtenu une récolte de sorgho supérieure à trois tonnes par hectare, soit six fois la récolte en année normale.

Périmètre d'Irrigation B

La surface cultivée du périmètre B (1,92 ha) est alimentée par les eaux de ruissellement drainées par un bassin versant de 12,5 ha.

Ce périmètre est subdivisé en trois blocs dont chacun reçoit de l'eau d'irrigation via une conduite provenant du bassin de distribution (figure 3).

Le bloc I est subdivisé en 12 parcelles irriguées à l'aide de partiteurs fixes sans possibilité de régulation supplémentaire.

Le bloc II comprend 18 parcelles dont 10 sont munies de vannes simples en bois pour une régulation manuelle. L'aménagement des 8 parcelles restantes permet la régulation manuelle de l'eau d'irrigation pour 2 groupes de 3 parcelles et un groupe de deux parcelles aménagées en terrasses selon le système du périmètre A, mais sans canal de distribution.

Le bloc III est d'une moindre importance puisqu'il sert uniquement à l'utilisation du surplus d'eau non utilisé dans les blocs I et II en année normale ou humide.

Résultats

Les résultats expérimentaux des différents essais de culture sur ce périmètre (sorghom bicolor, zea mays, oryza sativa, arachis hypogaea, citrullus vulgaris, vigna unguiculata ssp. unguiculata) ne peuvent être détaillés dans cette note. Les meilleurs rendements, 3,5 t à l'hectare, ont été obtenus avec du sorgho. Par contre, le riz n'a donné aucune récolte, il ne convient donc pas à ce type d'irrigation du fait d'un manque d'eau à la fin du cycle végétatif.

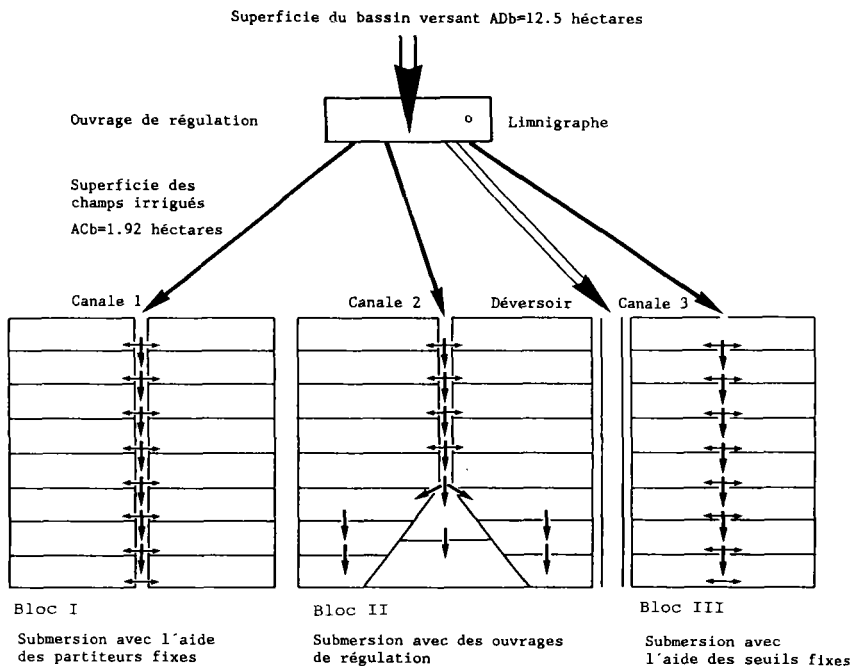


Figure 3. Système de distribution d'eau du périmètre B.

Les années 1986 et 1987 ont été des années sèches, de fréquence presque décennale, l'eau d'irrigation disponible a été suffisante pour les blocs I et II; donnant un rapport surface cultivée/surface du bassin versant de 1 à 9.

L'exploitation et la maintenance de ce périmètre a été délicate. Les paysans n'ayant jamais travaillé des champs communs comme le périmètre B, où chaque famille s'est vu attribuer une parcelle, mais où toutes les parcelles dépendaient d'une même source d'irrigation.

Le problème de la gestion des eaux reste encore sans solution, même après quatre années d'exploitation. Ceci nécessite soit une formation plus intensive des utilisateurs ou encore une simplification accrue du système de distribution.

Le modèle d'irrigation par les eaux de ruissellement (MIER)

Les difficultés de conception des périmètres irrigués par les eaux de ruissellement peuvent être subdivisées en deux domaines caractérisés l'un et l'autre par un manque de données.

Le premier concerne le bassin versant à l'amont du périmètre. La disponibilité des eaux dépend de l'occurrence des pluies, et le volume d'eau collectée est fonction des paramètres géomorphologiques et climatologiques du bassin versant qui déterminent la fonction de ruissellement. En dépit de quatre années de mesure des précipitations et des ruissellements, les données actuellement disponibles n'ont pas permis l'élaboration d'un modèle déterministe détaillé.

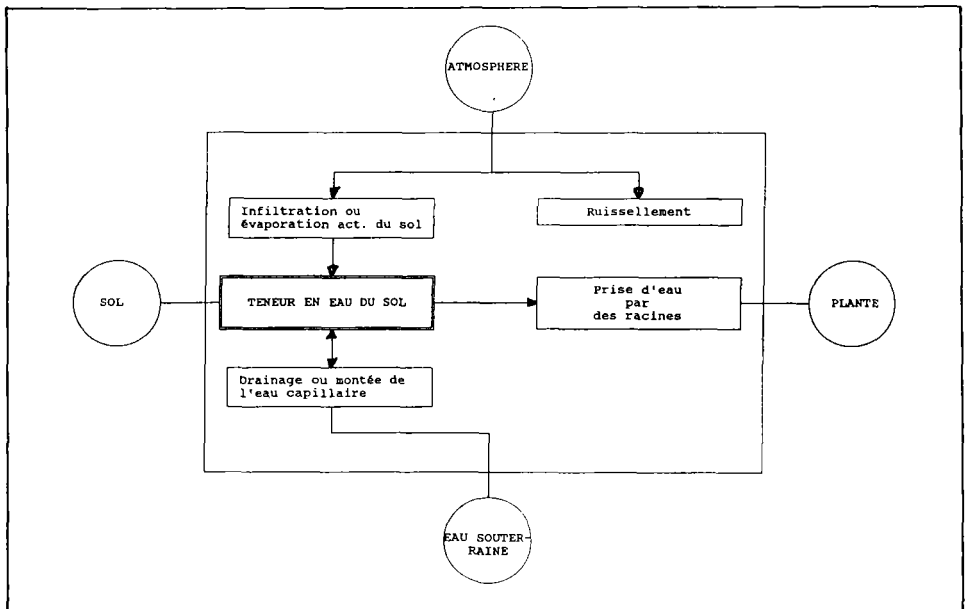


Figure 4. Schéma principal du modèle SWATRE (modifié selon Feddes, Kowalik et Zaradny, 1978).

Système d'irrigation au Sahel

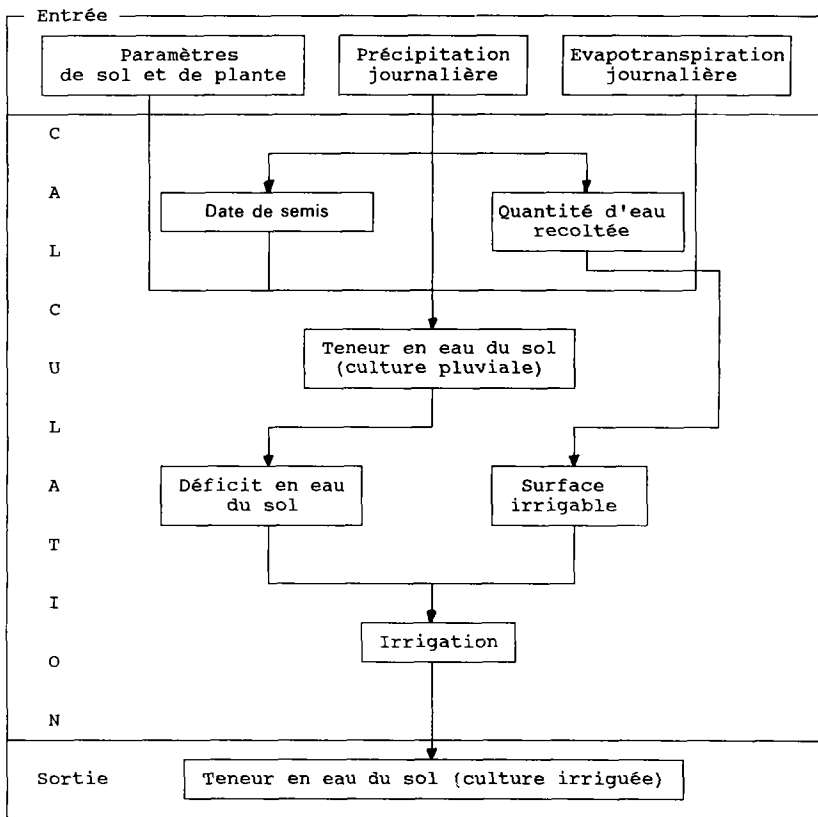


Figure 5. Schéma du modèle MIER.

Le second est relatif à la surface cultivée et à la disponibilité de l'eau du sol pour les plantes. Cette disponibilité est fonction des conditions atmosphériques ainsi que des caractéristiques des sols et des plantes. En adoptant les valeurs de la littérature pour quelques paramètres comme l'indice de surface foliaire et celui de la couverture du sol — que l'on ne pouvait mesurer sur le terrain par manque de personnel et de moyens — on a utilisé le modèle SWATRE, déjà mis en œuvre pour le calcul du bilan hydrique dans un sol cultivé (figure 4). En outre, plusieurs modules ont été déterminés, par exemple la date optimale de semis ou le déficit en eau du sol pendant l'année de référence (année sèche d'un temps de retour de 10 années).

Le schéma du modèle complet est présenté sur la figure 5. Le modèle MIER a été calibré en 1987 à l'aide de mesures de l'humidité du sol effectuées sur trois différents types de champs de sorghum bicolor :

- champs de culture traditionnelle (culture pluviale);
- champs endigués (endiguement en terre);
- champs irrigués (eaux de ruissellement).

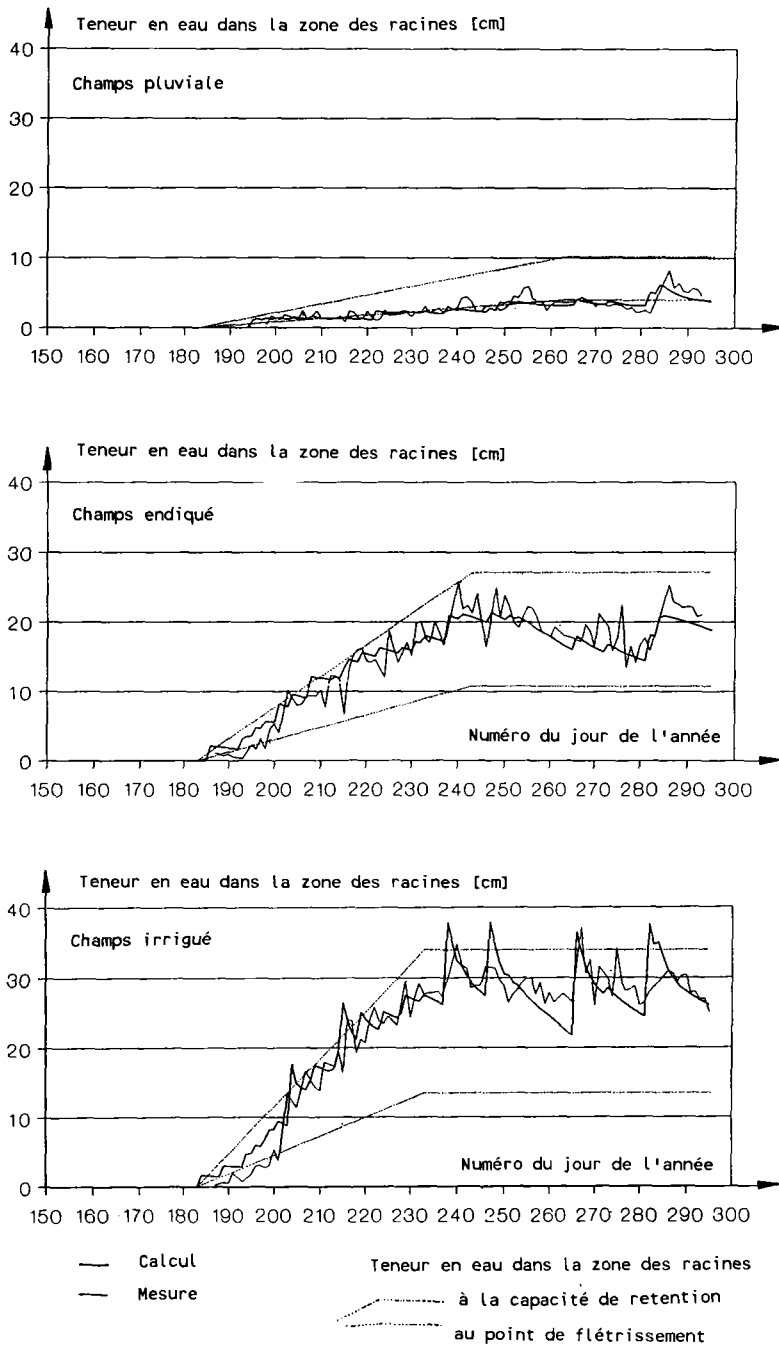


Figure 6. Comparaison de la teneur en eau dans la zone des racines pour les champs en culture pluviale, endigués et irrigués.

La figure 6 donne une comparaison entre les valeurs calculées et mesurées de l'humidité du sol dans les trois champs différents.

Il est évident que l'humidité du sol disponible n'est pas suffisante pendant la première moitié du cycle végétatif, dans les champs non-irrigués. Seule une irrigation complémentaire au cours de la 2^e phase du cycle végétatif peut garantir une bonne récolte, à condition que l'humidité du sol soit maintenue supérieure à la limite de stress, soit 30 % de la capacité de rétention utilisable par les plantes. On observe une différence significative entre les humidités des sols dans les trois types de champs. Par ailleurs, même sans recours à la simulation de la production de biomasse — qui dépend directement de l'humidité du sol disponible pour les plantes —, la méthode d'irrigation par les eaux de ruissellement prouve sa très bonne capacité à accroître le rendement de la production agricole, et en même temps, à réduire le ruissellement de surface dans les champs cultivables, et par conséquent à réduire l'érosion en nappe.

Le modèle présenté permet la conception et le calcul des périmètres irrigués par les eaux de ruissellement dans d'autres régions Sahéliennes, à condition que le coefficient de ruissellement du bassin versant choisi et les paramètres hydrodynamiques des sols à cultiver soit déjà connu, ou raisonnablement estimé ou encore déterminé par des essais de terrains et des tests de laboratoire.

Conclusion

En général, les cultivateurs comprennent le principe de l'irrigation par les eaux de ruissellement, mais il est évident que leur capacité à la gestion des eaux est d'autant meilleure que le système est plus simple.

En conclusion, on retient les points suivants :

1. Les systèmes d'irrigation par les eaux de ruissellement dans la zone Sahélienne sont économiquement faisables, parce qu'ils pallient aux périodes sèches en cours d'hivernage, qui sont la cause des faibles récoltes dans les champs de cultures traditionnelles.
2. Les fortes intensités de pluies dépassant le taux d'infiltration et la capacité de rétention en eau du sol, sont les conditions préférables pour le fonctionnement du système d'irrigation par les eaux de ruissellement.
3. Les critères suivants sont considérés comme optimum pour la localité de Kangessanou :
 - le semis du sorghum bicolor doit se faire un jour après une précipitation d'au moins 10 mm au cours de la période comprise entre le 16 juin et le 20 juillet;
 - concernant le sorghom bicolore, le déficit en eau du sol, le plus fréquent pendant la deuxième moitié du cycle végétatif peut être compensé par l'irrigation par les eaux de ruissellement;
 - le rapport surface de périmètre cultivé/surface de bassin versant atteint 1 : 10 pour une capacité de rétention utilisable par les plantes entre 15 et 20 % et une culture de sorgho.
4. En ce qui concerne le contrôle de l'érosion, on peut clairement avancer que plus de 90 % du ruissellement d'une superficie de 10 à 100 ha peuvent être utilisés

en irrigation réduisant ainsi le risque d'érosion sur les champs et à l'aval dans les vallées alluviales.

5. Seuls un système de distribution simple et une formation très intensive des cultivateurs pendant quelques années de travail en commun peut faire accepter et assurer la réussite de l'irrigation par les eaux de ruissellement.

6. Compte tenu de l'habilité des cultivateurs à gérer les systèmes d'irrigation par les eaux de ruissellement, il est fortement recommandé d'introduire ces systèmes progressivement, en commençant par des constructions simples comme des micro-bassins, puis des systèmes en terrasse, comme le périmètre A, et finir par les systèmes d'irrigation, comme le périmètre B.

7. Bien que les périmètres pilotes en soient à leur quatrième année de fonctionnement consécutif, il est encore trop tôt pour faire une réelle analyse coût/bénéfice.

Références

- Belmans C., Feddes R.A., Wesseling J.G. (1983). Simulation Model of the Water balance on a Cropped Soil : SWATRE. Journal of Hydrology 63, Amsterdam : Elsevier Science Publisher BV.
- Evenari M., Shanan T., Tadmor N. (1982). The Negev, The Challenge of a Desert. Cambridge : Harvard University Press, 2nd ed.
- Horneber G. (1988). Kleinbäuerlicher Wasserkonzentrationsanbau in Kanguessanou. Final Report « Assessment and Exploitation of Surface Waters ». Karlsruhe : EC-Project TSD-228.
- Klem W. (1990). Sturzwasserbewässerung — Bewässerung mit Niederschlagswasser ohne Zwischenspeicherung im Sahel, Mitteilung des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik 179, Universität Karlsruhe, Karlsruhe.
- Meßmer B. (1989). Entwurfskriterien für Micro-Catchment Anlagen im Sahel. Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Karlsruhe.

25

Méthodologie d'analyse de la variabilité spatiale de dispositifs agronomiques

M. VAUCLIN⁽¹⁾, J.-L. CHOPART⁽²⁾

⁽¹⁾ *Institut de Mécanique de Grenoble / Groupe Hydrologie (UMR 101), BP 53 X, Grenoble Cedex, France*

⁽²⁾ *IDESSA / Département des Cultures Vivrières, BP 635, Bouaké, Côte d'Ivoire*

La variabilité spatiale de deux dispositifs agronomiques, situés l'un à Bouaké, et l'autre à Ferkessédougou, est analysée à l'aide de concepts géostatistiques. Les résultats montrent que les différentes variables étudiées présentent une structure spatiale caractérisée par une échelle intégrale isotrope de 9 m environ pour Bouaké. Dans le cas de Ferkessédougou, il apparaît une dérive dans le sens de la pente traduisant un déterminisme auquel se superpose un bruit stochastique anisotrope caractérisé par des échelles intégrales de 12 m dans le sens de la pente et de 5 m dans le sens perpendiculaire. Ces résultats permettent une analyse critique du dimensionnement des parcelles élémentaires, afin de rendre les observations ultérieures indépendantes l'une de l'autre.

Introduction

En Sciences du Sol, de très nombreuses études expérimentales effectuées au cours de cette dernière décennie ont montré la grande variabilité spatiale des propriétés

physico-chimiques des sols, même à l'échelle de la parcelle agronomique (voir Vauclin [9] pour une compilation de résultats). Le caractère bien souvent non aléatoire de ces variations nécessite alors la prise en compte de ces structures spatiales dans le traitement statistique des observations (Sisson et Wierenga [6], Vauclin *et al.* [8], Ruelle *et al.* [5]). En Agronomie, l'analyse des rendements, généralement mesurés sur de petites surfaces élémentaires suppose classiquement leur indépendance statistique (Snedecor et Cochran [7]). Cependant, compte-tenu des fortes interactions entre rendements et propriétés du sol, la validité de cette hypothèse de base semble très problématique, comme le montrent notamment les résultats de Bresler *et al.*, Morkoc *et al.* [3], Munoz-Pardo *et al.* [4].

L'objectif de l'étude est de présenter une analyse statistique et géostatistique de la variabilité de deux milieux expérimentaux situés l'un à Bouaké et l'autre à Ferkessédougou (République de Côte d'Ivoire), d'apprécier quantitativement la pertinence des dispositifs agronomiques mis en place (randomisation par blocs) notamment le dimensionnement des parcelles élémentaires pour s'assurer de l'indépendance spatiale des informations.

Matériel et méthodes

Sites expérimentaux

Dans le cadre du projet R3S-Programme Fédérateur n° 2 (parcelles), des essais agronomiques ont été mis en place en 1988 à Bouaké (sole E4) et à Ferkessédougou dans le but d'étudier l'effet des techniques culturales sur la résistance à la sécheresse de cultures pluviales. Les dispositifs expérimentaux mis en place (voir figure 1) correspondent à des essais bloc à 6 répétitions et 6 traitements. Les dimensions des parcelles élémentaires, retenues essentiellement sur des critères agronomiques et de physique du sol sont : 26 m de longueur et 7,2 m de largeur. Les résultats présentés ici sont relatifs à une culture uniforme de cotonnier (2^e cycle à Bouaké, cycle unique à Ferkessédougou) sans travail du sol (essais « à blanc »). Pour Bouaké, les variables suivantes ont été étudiées : taux d'éléments grossiers (TEG) sur 0-100 cm de profondeur, déterminés aux 20 sites de mesures du bilan hydrique (figure 1a), densité apparente (DA) en 19 sites, stock hydrique (STO) sur 0-90 cm mesuré à l'implantation des tubes d'accès pour humidimètre neutronique, rendements graines (Y_G) et pailles (Y_p) déterminés sur 108 sous-parcelles (A, B, C de la figure 1a). Pour Ferkessédougou, le nombre de pieds de coton par unités de surface (NPD) et le rendement total (Y_T) mesurés sur 108 sous-parcelles (figure 1b).

Principe de l'analyse

La culture du cotonnier ayant été conduite de façon homogène, les deux dispositifs sont considérés comme des entités ($186 \times 43,2$ m pour Bouaké; 92×90 m pour Ferkessédougou) et chaque variable échantillonnée est assimilée à une Fonction Aléatoire (F.A.) bidimensionnelle $Z(r)$ dont on connaît une réalisation $z(r)$ constituée de NP observations supposées ponctuelles. La structure statistique de

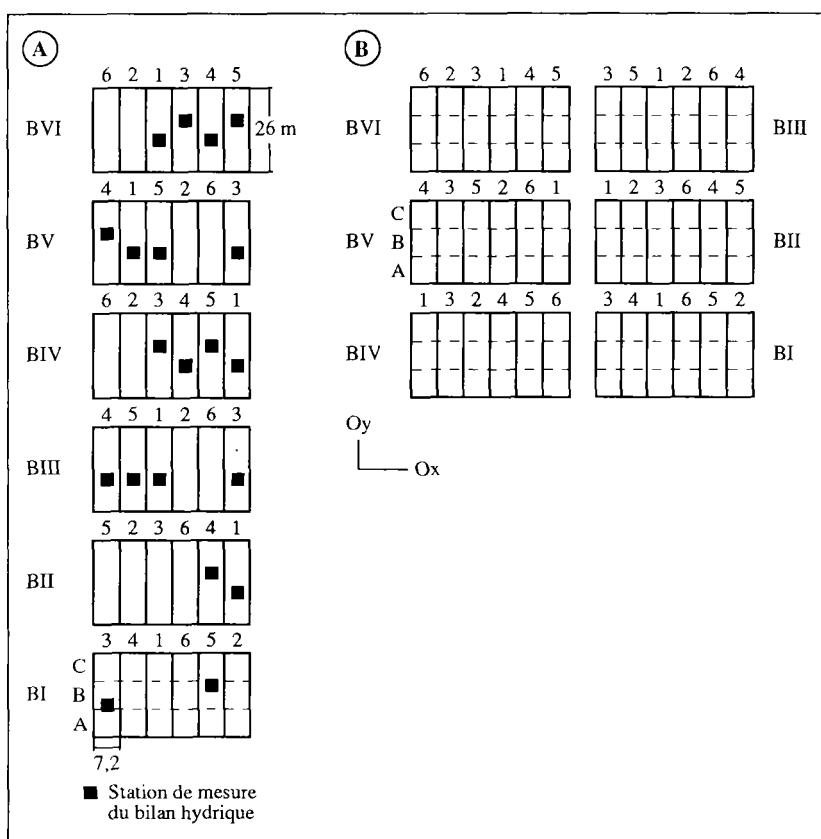


Figure 1. 1a : Dispositif expérimental de Bouaké (sols E4). **1b :** Dispositif expérimental de Ferkessédougou.

cette variable est alors parfaitement définie par ses fonctions de distribution et d'auto-covariance. En effet, l'identification de la densité de probabilité permet de calculer les $p^{\text{ièmes}}$ moments et notamment la valeur moyenne (équation 1a) et la variance (équation 1b) :

$$m(r) = E\{Z(r)\} \quad (1a)$$

$$s^2 = E\{[Z(r) - m(r)]^2\} \quad (1b)$$

où $E\{.\}$ représente l'espérance mathématique.

Sous l'hypothèse de stationnarité du 2^e ordre la valeur moyenne $m(r)$ et la fonction d'auto-covariance définie par :

$$C(h) = E\{(Z(r) - m)(Z(r + h) - m)\} \quad (2)$$

sont indépendantes de l'espace. $C(h)$ ne dépend que de la distance h séparant deux observations. On notera que la stationnarité de l'autocovariance implique celle de la variance, l'inverse n'étant pas vrai. C'est la raison essentielle pour laquelle il est

d'usage courant d'introduire l'hypothèse intrinsèque plus faible que la stationnarité au 2^e ordre. Elle suppose que la variance des incréments $Z(r + h) - Z(r)$ soit finie et indépendante de la position r :

$$E\{[Z(r + h) - Z(r)]^2\} = 2 \gamma(h) \quad (3)$$

où $\gamma(h)$ est la fonction semi-variogramme qui peut être estimée par :

$$\gamma(h) = 1/2 N(h) \sum_{i=1}^{N(h)} [z(r_i + h) - z(r_i)]^2 \quad (4)$$

$N(h)$ étant le nombre de paires d'observations distantes de h .

Sous l'hypothèse de stationnarité au 2^e ordre, les fonctions covariance et semi-variogramme sont deux outils équivalents pour décrire et quantifier la dépendance spatiale de la F.A. $Z(r)$. Elles sont reliées par l'expression :

$$C(h) = s^2 - \gamma(h) \quad (5)$$

qui s'écrit également :

$$\rho(h) = 1 - \gamma(h)/s^2 \quad (6)$$

où $\rho(h) = C(h)/s^2$ est la fonction d'autocorrélation.

Un moyen simple d'estimer la distance moyenne pour laquelle des observations sont autocorrélées est l'utilisation du concept d'échelle intégrale qui dans le cas d'une F.A. stationnaire au 2^e ordre et isotrope s'exprime par (Lumley et Panofsky [2]) :

$$J = [2 \int_0^\infty \rho(h) h dh]^{1/2} \quad (7)$$

L'ensemble des données acquises lors des deux expérimentations est essentiellement analysé ici à l'aide de la fonction semi-variogramme (équation 4) et de l'échelle intégrale (équation 7).

Résultats

Site de Bouaké

L'analyse statistique montre que tous les échantillons sont issus de populations normales pour lesquelles les valeurs moyennes (m) et les variances (s^2) expérimentales sont données Tableau I. La variabilité est globalement exprimée par le coefficient de variation (CV).

Tableau 1. Sole E4 de Bouaké : paramètres statistiques et géostatistiques. NP est le nombre d'observations disponibles.

	NP	m	s ²	CV	C ₀	C ₁	a(m)	J(m)	l(m)
TEG (%)	20	28,95	75,93	0,30	0,15	1,01	40	8,2	14,2
DA (g cm ⁻³)	19	1,64	0,0067	0,05	0,15	0,97	40	10,9	18,9
STO (mm d'eau) ..	20	138,6	371,5	0,14	0,40	0,71	35	6,3	11
Y _G (kg.ha ⁻¹)	108	921,5	47 584	0,24	0,35	0,72	30	8,2	14,2
Y _P (kg.ha ⁻¹)	108	891,7	62 717	0,28	0,50	0,54	30	7,8	13,5

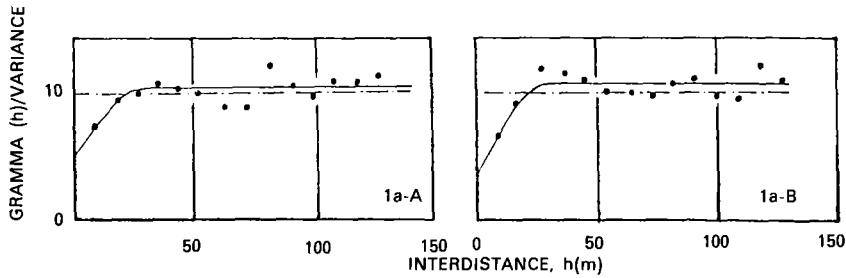


Figure 2. Site de Bouaké : semi-variogrammes expérimentaux (●) et théoriques (—) des rendements en paille (A) et en grain (B).

A titre d'exemple, les semi-variances brutes calculées par l'équation (4), toutes directions confondues, sont représentées figure 2 pour les données agronomiques. On notera qu'elles sont normalisées par les variances expérimentales ($\gamma(h)/s^2$). Les commentaires suivants peuvent être faits.

- L'augmentation des semi-variances avec l'interdistance h jusqu'à une certaine valeur, la portée, montre la dépendance spatiale d'observations voisines.
- La stabilisation des semi-variances, au-delà de la portée, met en évidence l'absence de dérive : les dimensions du domaine échantillonné ($186 \times 43,2$ m) sont suffisantes pour décrire l'ensemble de la variabilité des variables étudiées. L'hypothèse de stationnarité au 2^e ordre est pertinente.
- Le modèle sphérique suivant :

$$\begin{aligned} \gamma(h)/s^2 &= C_0 + C_1 [1,5 h/a - 0,5 (h/a)^3] & h \leq a \\ \gamma(h)/s^2 &= C_0 + C_1 = C_2 & h > a \end{aligned} \quad (8)$$

permet de modéliser correctement les semi-variogrammes expérimentaux. Les paramètres C_0 , C_1 et a sont donnés Tableau I. Il apparaît que les données de rendements présentent une portée (30 m environ) inférieure à celle relative aux données sol (de l'ordre de 40 m). L'effet de pépité C_0 qui traduit la variabilité à courte distance (inférieure au pas d'échantillonnage) ainsi que les incertitudes expérimentales affectant les mesures représente au minimum 15 % (TEG et DA) et au maximum 50 % (Y_P) de la variance totale. La comparaison des résultats de rendement pailles et graines montre un effet de pépité plus fort pour Y_P que pour Y_G se traduisant globalement par un CV plus élevé et ce, aussi bien pour les sous-parcelles B que pour l'ensemble. Les valeurs du palier ($C_0 + C_1$) s^2 légèrement supérieures à s^2 , comme il se doit au plan théorique, constituent une estimation non biaisée de la variance totale. Le biais varie de 2 % pour le rendement pailles (sous-parcelles B) à 16 % pour le taux d'éléments grossiers.

- Le calcul des semi-variogrammes directionnels (4 directions correspondant à $\varphi=0, \pi/4, \pi/2, 3\pi/4$) n'a pas permis de mettre en évidence d'anisotropie significative (figure 3) des rendements en pailles et graines des 108 sous-parcelles. On notera cependant que le trop faible nombre d'observations des autres variables ne permet pas le calcul de leurs semi-variogrammes directionnels.

• Les hypothèses de normalité, de stationnarité au 2^e ordre et d'isotropie étant jugées pertinentes, il est possible de caractériser la structure spatiale par l'échelle intégrale qui, compte-tenu des relations (6), (7) et (8) est estimée par :

$$J = (1 - C_0 - 4/5 C_1)^{1/2} \cdot a \quad (9)$$

Les valeurs correspondantes sont reportées sur le Tableau I. Elles seront utilisées dans la suite pour l'analyse critique du dispositif expérimental envisagé dans les études ultérieures.

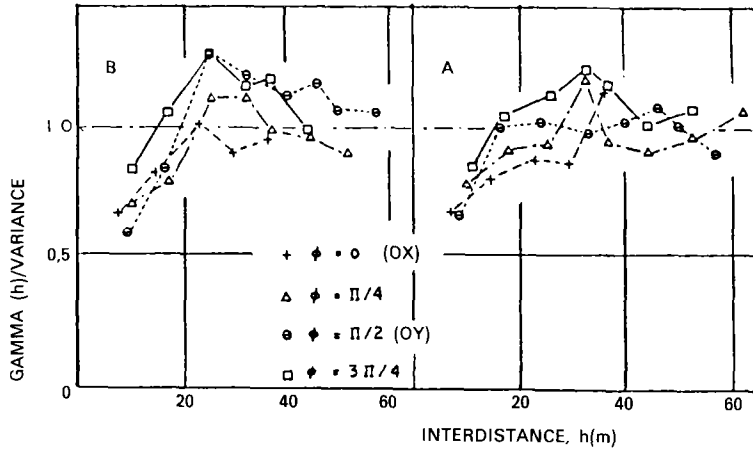


Figure 3. Site de Bouaké : semi-variogrammes directionnels des rendements en pailles (A) et en grains (B).

Site de Ferkessédougou

Les résultats sont donnés Tableau II. Alors que les observations de rendement sont issues d'une population normale, celles du nombre de pieds par unité de surface apparaissent log-normalement distribuées (coefficients de symétrie et d'aplatissement égaux respectivement à $-0,102$ et $3,04$ pour LnNPD et à $0,47$ et $4,22$ pour NP).

Tableau II. Site de Ferkessédougou : paramètres statistiques et géostatistiques. O_x et O_y sont les deux axes principaux d'anisotropie (voir figure 1b).

Variables	NP	m	s^2	CV	C_0 O_x/O_y	C_1 O_x/O_y	$a(m)$ O_x/O_y	$J(m)$ O_x/O_y	$l(m)$ O_x/O_y
NPD/m^2	108	7,44	1,69	0,17	0,45/0,48	0,57/0,58	35/28	10,7/6,6	18,5/11,5
Y_T (kg.ha ⁻¹)	108	2 517	296 360	0,21	0,27/0,27	0,73/0,78	46/22	12,2/5,1	21/9

Les semi-variances brutes calculées par l'équation (4) toutes directions confondues et directionnelles (O_x et O_y) sont présentées figure 4a pour Y_T . Contrairement au cas précédent, elles mettent en évidence la présence d'une dérive (augmentation de $\gamma(h)/s^2$ avec la distance, sans tendance à la stabilisation) : les dimensions du

domaine échantillonné sont ici insuffisantes pour décrire l'ensemble de la variabilité. On notera un comportement équivalent pour la variable NPD.

Ainsi, ces deux fonctions peuvent être décomposées en la somme de deux composantes :

$$Z(r) = Z_d(r) + Z_{st}(r)$$

où $Z_d(r)$ est liée à un certain déterministe existant à l'échelle globale du dispositif et $Z_{st}(r)$ est un bruit stochastique, traduisant une variabilité à plus courte distance. La figure 4b présente les semi-variances directionnelles de la composante stochastique de Y_T , la dérive ayant été extraite de la série des données brutes, par le modèle empirique suivant :

$$Y_T(x,y) = 2\,065 + 10\,y \text{ avec } R^2 = 0,49.$$

Les commentaires suivants peuvent être faits :

- La stabilisation des semi-variances au-delà de la portée montre que la contribution stochastique est stationnaire au 2^e ordre.
- L'existence de portées différentes selon les directions Ox et Oy traduit une anisotropie géométrique de $Z_{st}(r)$ dont le grand axe est en fait situé dans le sens de la pente topographique moyenne (Ox).
- Les paramètres du modèle sphérique ajusté aux semi-variances expérimentales sont reportés Tableau II pour les deux directions principales ainsi que les valeurs correspondantes de l'échelle intégrale.

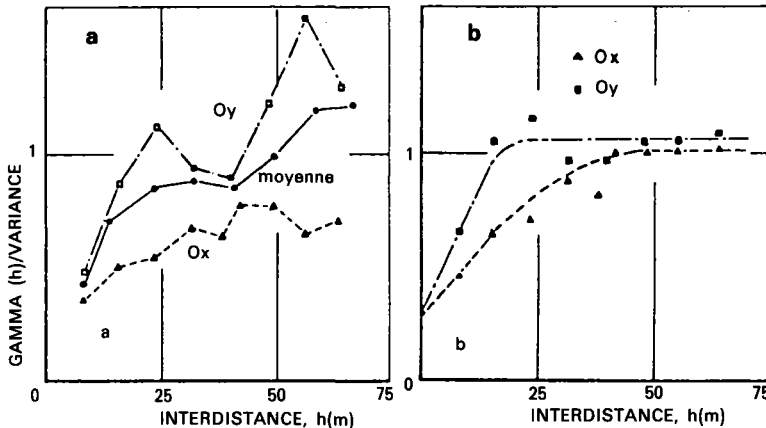


Figure 4. Site de Ferkessédougou : semi-variogrammes du rendement brut (4a) et du rendement après extraction de la dérive (4b).

Conséquences pour le plan d'échantillonnage

En assimilant le domaine d'étude à une collection de parcelles carrées contiguës de dimension caractéristique 1 telles que les valeurs d'une variable d'intérêt $Z(r)$ soient constantes sur chaque parcelle et suivent pour l'ensemble des parcelles la

fonction gaussienne de distribution, on peut montrer que la fonction d'autocorrélation correspondante est de la forme :

$$\begin{aligned} \rho(h) &= 1 - h/1 && \text{pour } h < 1 \\ \rho(h) &= 0 && \text{pour } h > 1 \end{aligned} \quad (10)$$

à laquelle correspond, d'après l'équation (7), l'échelle intégrale suivante :

$$J = 1/\sqrt{3} \quad (11)$$

Ainsi deux points r_1 et r_2 séparés d'une distance $h = |r_1 - r_2|$ supérieure à 1 seront nécessairement situés dans deux parcelles différentes et les valeurs $Z(r_1)$ et $Z(r_2)$ seront indépendantes l'une de l'autre.

Ainsi, l'équation (11) couplée aux valeurs de J données Tableaux I et II pour les deux sites expérimentaux permet d'estimer les dimensions caractéristiques des parcelles nécessaires pour assurer leur indépendance spatiale. Les valeurs correspondantes sont reportées Tableaux I et II. Elles suscitent les commentaires suivants :

- Pour le site de Bouaké, une dimension 1 voisine de 15 m semble souhaitable pour assurer l'indépendance spatiale des observations entre deux parcelles. Les dimensions initialement retenues sont à cet égard limites notamment en ce qui concerne la largeur, mais acceptables.

- Pour le site de Ferkessédougou, l'existence d'une dérive à l'échelle du dispositif laisse présager un « effet bloc » marqué. De plus, le caractère anisotrope des variations de rendements ainsi que les valeurs correspondantes des échelles intégrales conduisent à remettre en cause le dispositif initial en portant la largeur des parcelles élémentaires de 7 à 20 m et en réduisant la longueur de 26 à 11 m environ afin de les rendre spatialement indépendantes. Cela conduit globalement à réduire de 6 à 4 le nombre de traitements.

Conclusions

L'analyse précédente montre que les variables étudiées ne sont pas aléatoirement distribuées à l'échelle des dispositifs expérimentaux échantillonnés. Elles présentent une structure spatiale pouvant être caractérisée par une échelle intégrale. La méthode utilisée permet également d'estimer les dimensions caractéristiques des parcelles élémentaires pour assurer l'indépendance spatiale des observations entre deux parcelles, condition nécessaire à la mise en œuvre des méthodes classiques de traitement statistique.

Remerciements

Cette étude a été réalisée dans le cadre du projet R3S-PF2 de la CORAF « *Amélioration de l'alimentation hydrique des cultures par les techniques culturales* » financé par la CEE-DG XII.

Références

1. Bresler E., Dasberg S., Russo D., Dagan G. (1981). Spatial variability of crop yield as a stochastic process. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45 : 600-605.
2. Lumley J.-L., Panofsky A. (1964). *The structure of atmospheric turbulence*. John Wiley et Sons. Inc. N.Y.
3. Morkoc F., Biggar J.W., Miller R.J., Nielsen D.R. (1985). Statistical analysis of sorghum yield : a stochastic approach. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 49 : 1342-1348.
4. Munoz-Pardo J., Ruelle P., Vauclin M. (1990). Spatial variability of an agricultural field : statistical analysis of soil texture, soil moisture and yield components of two rainfed crops. *Catena* (sous presse).
5. Ruelle P., Ben Salah D., Vauclin M. (1986). Méthodologie d'analyse de la variabilité spatiale d'une parcelle agronomique. Application à l'échantillonnage. *Agronomie*, 6 : 529-539.
6. Sisson J.B., Wierenga P.J. (1981). Spatial Variability of steady state infiltration rates as a stochastic process. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45 : 699-704.
7. Snedecor G.W., Cochran W.G. (1967). *Statistical Methods*, The Iowa State University Press, Ames, Iowa.
8. Vauclin M., Vieira S.R., Bernard R., Hatfiel J.-L. (1982). Spatial variability of surface temperature along two transects of a bare soil. *Water Resour. Res.* 18 : 1677-1686.
9. Vauclin M. (1983). Méthodes d'étude de la variabilité spatiale des propriétés d'un sol. Dans « Variabilité spatiale des processus de transfert dans les sols. Collection « Les Colloques de l'INRA », n° 15 : 9-43.

26

Le défi de la formation de techniciens de terrain

N.G. CAMPHUIS

Ecole Inter-Etats des Techniciens Supérieurs de l'Hydraulique et de l'Equipement Rural (ETSHER) OI BP 594 Ouagadougou OI, Burkina Faso

Pour répondre aux besoins des techniciens confrontés aux réalités du terrain, l'ETSHER organise annuellement 6 sessions de formation continue de 2 à 3 semaines chacune. Une récente session s'intéressait, du 15 janvier au 3 février 1990, à la « Conservation des eaux et des sols, comme outil de gestion de terroir ».

Nous tirons cette communication de l'évaluation faite par les stagiaires qui ont suivi cette session.

Conclusions de la session

Première conclusion

Les techniciens sont les chevilles ouvrières de la plupart des actions de terrain. On leur confie généralement des responsabilités dignes d'ingénieurs, qui dépassent leur formation initiale et nécessitent une formation complémentaire pratique.

Hommes de terrain, ils rencontrent quotidiennement la difficulté de mettre en œuvre des projets qui ont rarement approfondi l'aspect insertion sociale de la démarche. Ils buttent régulièrement sur des problèmes sociaux.

Quelques exemples de travaux confiés à des anciens élèves, qui ont peiné par manque de connaissances approfondies :

- conception de retenue d'eau;
- établissement d'une carte de potentialités d'un terroir et plan directeur d'aménagement de ce terroir;
- hydrologie d'un bassin versant;
- rectification de ravine en cours d'érosion;
- organisation d'un réseau d'encadreurs, etc.

Quand s'intéressera-t-on à fournir et diffuser une information pratique pour des hommes de terrain qui ne sont ni ingénieurs, ni encadreurs et bien souvent isolés ?

Deuxième conclusion

A un technicien de terrain, on demande une polyvalence qu'il ne possède pas. Il lui faudrait des connaissances en génie civil, en hydraulique, en agriculture-élevage, en foresterie, en économie, en conduite d'hommes, etc.

Voici quelques exemples des polyvalences demandées en utilisation rationnelle de l'eau dans les petits bassins versants.

Interrogations des participants à la session

On envisagera successivement les différents domaines.

Agriculture

Un technicien du Génie Rural n'est pas expert agricole, ni agronome.

Or on sait qu'aucun aménagement « technique » (cordons de pierres, diguettes en terre, digues filtrantes,...) ne survit et ne se révèle rentable pour les bénéficiaires si on ne le met pas en valeur par des protections et des productions végétales.

Mais au Sahel, la diversité des conditions agroclimatiques et des traditions paysannes ne permet pas la généralisation facile de « techniques culturelles miracles », faciles à diffuser.

Voici trois thèmes sur lesquels nous avons longuement débattu avec les techniciens lors de la session :

Quelle pratique culturelle pour améliorer les sols ?

Quelle démarche et quels éléments d'expériences apporteriez-vous à un technicien qui ne saurait :

- s'il faut introduire un travail du sol après aménagement, car cela fait autant de travail en plus pour le paysan, et pour quel résultat ?
- quelle technique proposée, sélectionnée selon quel critère prioritaire dans chaque cas précis d'aménagement : impact sur la structure du sol, temps de travail, investissement, etc. ?

Agroforesterie

Il faut végétaliser, tout le monde le dit. Mais où trouver une information claire, non contradictoire, correctement argumentée et qui tienne compte des réalités de terrain : coût et difficultés d'approvisionnement en plan, semis ou repiquage, climat, etc.

Le zay

Cette technique, utilisée par les paysans depuis longtemps, cumule plusieurs effets bénéfiques : diminution des temps de travaux, concentration de l'eau et de la matière organique, amélioration de la structure du sol. Pas étudiée par les chercheurs, elle est généralement absente des enseignements africains et dédaignée par les experts car mal connue.

Est-ce un archaïsme paysan à combattre ou une tradition à remettre en valeur là où elle est plus intéressante que d'autres ?

Face à nos hésitations, le technicien ne sait que penser...

Réintroduction de la riziculture

La riziculture traditionnelle sahélienne a disparu après les vagues de sécheresse. Les récentes années pluvieuses et les techniques de conservation de l'eau amènent les paysans à espérer le retour de la riziculture. Ils demandent des « barrages » qui ne le permettront pas.

Le technicien ne possède pas de référence de petits ouvrages rizicoles (sinon au Mali).

Doit-on encourager ce retour à la riziculture ? Et comment répondre positivement aux vœux des paysans ?

Génie civil

Face à l'accroissement des ruissellements et la baisse des infiltrations, deux types d'ouvrage ont la faveur des concepteurs et des populations :

- les barrages créant des retenues d'eau ;
- les digues filtrantes favorisant l'infiltration et enrayant l'érosion.

Les techniciens se voient de plus en plus sollicités pour réaliser des petits barrages ou des digues filtrantes. Ils se sentent souvent dépassés par l'ampleur des responsabilités. Voici quelques-unes de leurs interrogations.

Les digues filtrantes

C'est nouveau, mais est-ce la panacée ? (Remarquons le travail remarquable du CIEH avec l'AFVP-Burkina pour apporter des éléments de réflexion après 3 années d'étude des digues filtrantes de Rissiam.)

Comment l'employer dans la correction de ravine. Faut-il faire des murs de gabions ou des ouvrages plus légers ?

Quelle règle de dimensionnement utiliser ? Quelles protections des fondations et des ancrages ?

La tranchée d'ancrage d'un petit barrage en terre

On nous dit d'appliquer la règle de Lane ! Mais personne n'est d'accord sur les modalités (compter ou non les filtres). Certains vont même dire qu'elle n'apporte aucune indication.

N'existe-t-il pas une méthode simple pour éviter les fuites dans les fondations ? Ne pourrait-on l'étendre au test de la perméabilité de la cuvette ?

Avec ou sans filtre ?

Drains ou filtres sont dits indispensables dans les ouvrages pour rabattre la nappe, éviter les sous-pressions, etc.

Quels essais véritables a-t-on faits sur leur utilité et leur efficacité en construction rurale africaine ? Face à la complexité de leur mise en œuvre et la difficulté de trouver le matériau les constituant, que faire ?

Même question d'opportunité vis-à-vis des géotextiles !

Hydrologie

On sollicite souvent le technicien pour estimer une crue ou pour calculer les apports annuels d'un bassin versant. Il doit alors utiliser les méthodes Rodier-Auvray ou CIEH, dont on éprouve rapidement les difficultés de manipulation par un technicien. Il aura surtout une difficulté à « relativiser » le résultat obtenu.

La difficulté revient par exemple sur les cas suivants :

Apports en eau d'un barrage

Pour dimensionner avant sa réalisation tout aménagement hydro-agricole ou rizicole, l'idéal consiste à connaître pour différentes périodes de retour (décennales sèches et humides), les apports à attendre du bassin versant.

Dimensionnement à la crue d'un ouvrage routier

Quelle méthode utiliser ?

Economie

Les paysans finissent toujours par faire le calcul de l'opportunité économique d'un investissement en temps de travail, en matériaux, en argent. Le technicien souhaiterait faire ce même calcul avant les paysans, pour s'assurer que son action sera crédible aux yeux des bénéficiaires et conforter ainsi son action.

Mais quelle méthode simple d'évaluation existe actuellement, fondée sur des exemples précis, concernant le calcul de :

- l'opportunité d'un barrage face à divers scénarios d'utilisation et de construction, face aux contraintes qu'il crée ?

- l'opportunité de la réhabilitation de terres abandonnées, suivant le degré de dégradation de ces terres et le coût de leur réhabilitation ?

Aspects sociaux

Après l'échec de trop d'aménagements, par non valorisation et non entretien par les bénéficiaires, les techniciens de terrain sont déroutés. Ne pouvant accumuler les échecs dans leur zone d'intervention, ils recherchent une information sur les « animations qui marchent » et les moyens de « conscientiser » efficacement.

Le relation ambiguë

Comment ne pas se faire piéger par une population qui sera toujours prête à accepter tout aménagement, même si elle le pressent inutile ou néfaste, pour s'assurer l'intérêt et la collaboration des « projets de développement » ?

Que faire pour qu'une population demande ce dont elle a vraiment besoin, et non ce qu'elle sait qu'on peut lui donner ?

Initiative privée ou démarche collective

Face à l'échec de nombreux groupements ou coopératives, le soutien de l'initiative privée a le vent en poupe. Mais peut-il vraiment engendrer un développement communautaire sans aggraver les différences au sein de populations où la sécheresse a déjà accentué les disparités ?

Conclusions

Un défi

L'homme de terrain a besoin de notions tirées de la réalité, pratiques à mettre en œuvre et chiffrées, dans des domaines aussi variés que ceux abordés ici pour améliorer l'utilisation rationnelle de l'eau dans les petits bassins versants :

- agriculture, foresterie, élevage;
- hydrologie, hydraulique à surface libre;
- génie civil, ouvrages souples, géotechnie;
- topographie, photographie aérienne;
- calculs économiques;
- prospective et animation sociales;
- animation d'équipe, gestion de stocks, rédaction.

Des solutions concrètes

Mieux former en formant continuellement, pour une vraie spécialisation

- Utiliser des stages de formation continue (plutôt que la formation initiale) ciblés sur les réelles difficultés rencontrées par les hommes de terrain.
- Permettre au technicien de suivre un cycle de plusieurs stages de formation continue sur les aspects variés de l'aménagement et lui donner ainsi une forme de « spécialisation » reconnue officiellement, sur les différentes réponses nécessaires à son travail.

Cibler la recherche appliquée et améliorer la diffusion des résultats

- Cibler les recherches sur des questions pratiques rencontrées sur le terrain par les techniciens et améliorer la vulgarisation et la diffusion des résultats obtenus par des équipes interdisciplinaires de recherche intéressées au développement rural.

27

Apport de la télédétection à l'aménagement des bassins versants par petits ouvrages en Afrique soudano-sahélienne

C. PUECH

*Laboratoire Commun de Télédétection CEMAGREF/ENGREF, BP 5095,
34033 Montpellier Cedex 01, France*

Le présent travail a été réalisé par le Laboratoire Commun de Télédétection CEMAGREF/ENGREF associé à J. Carette Consultant pour le compte du Ministère Français de la Coopération et du Développement. Il concerne une action ayant un double but :

- formation aux techniques de la télédétection aérienne et spatiale, au profit d'une quinzaine de stagiaires de l'AFVP (Association Française des Volontaires du Progrès), Organisation non gouvernementale mettant en œuvre des micro-réalisations agricoles dans le Sahel;
- mise au point méthodologique, les utilisations de la télédétection effectuées devant pouvoir être reproduites facilement et avec profit.

C'est pourquoi nous avons choisi une formation à travers un projet réel de l'AFVP, situé au Burkina Faso dans la région de Titao. Le but de l'opération était la définition d'un schéma directeur d'aménagement rural utilisant autant que possible, et de façon complémentaire, les techniques présentées (données satellitaires et aériennes).

Dans la pratique ont été abordées, en combinant formation et souci de mise au point méthodologique, les étapes suivantes.

1. Préparation de l'utilisation de la télédétection : choix des documents de travail, mesures de terrain, reconnaissances.

2. Dépouillement des images satellite et des photographies aériennes pour obtenir un certain nombre de plans d'explication du paysage. Ce qui pose un certain nombre de problèmes particuliers au Sahel.

3. Utilisation finalisée des informations pour fournir des applications dans le domaine de l'aménagement rural, de la connaissance des terroirs villageois et de la détermination de ruissellement des bassins versants étudiés.

Zone d'étude

Il s'agit du bassin versant du Baongo, au Nord-Est du Burkina Faso. Ce bassin totalise 270 km² de superficie, découpé en 15 sous-bassins de 2 à 70 km² environ (figure 1).

La région est soumise à un régime tropical sec à une seule saison des pluies qui s'étend en général de juin à septembre. La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 680 mm (moyenne 1951-1980), et la pluie journalière décennale est estimée à 90 mm (CIEH 1980).

La région est une zone de savanes, les cultures (mil et sorgho essentiellement) ainsi que la végétation arborée se rencontrant surtout dans les bas-fonds.

Phase préparatoire

Choix des documents de travail

Les documents utilisés sont les suivants :

- photographies aériennes : couverture aérienne IGN1952 et IGB1982 au 50 000^e ;

- images du satellite SPOT : une image en mode XS du 27.07.87 qui a servi à définir un protocole de mesures de terrain et une image SPOT XS programmée pendant la prise d'information de terrain pour obtenir une concomitance aussi parfaite que possible entre mesures de terrain et prise d'image.

Le choix de la date des mesures à effectuer sur le terrain (et donc de l'image satellite associée) est un compromis entre plusieurs nécessités plus ou moins contradictoires :

- Être en saison sèche afin que la méthode soit facilement réutilisable : obtention d'image sans nuage et possibilité de parcours aisé de la zone d'étude.

- Nécessité de bien reconnaître tous les éléments de terrain : les informations utiles peuvent varier suivant le but recherché (terroir, hydrologie...) et il y a donc, en toute rigueur, une ou plusieurs dates optimales, chacune en référence à un problème donné. Par exemple, une connaissance fine des cultures demande au moins une image pendant la saison des pluies, tandis qu'une estimation des possibilités de ruissellement s'accommode mieux d'une image de saison sèche pendant laquelle le satellite est à même de mieux caractériser le sol.

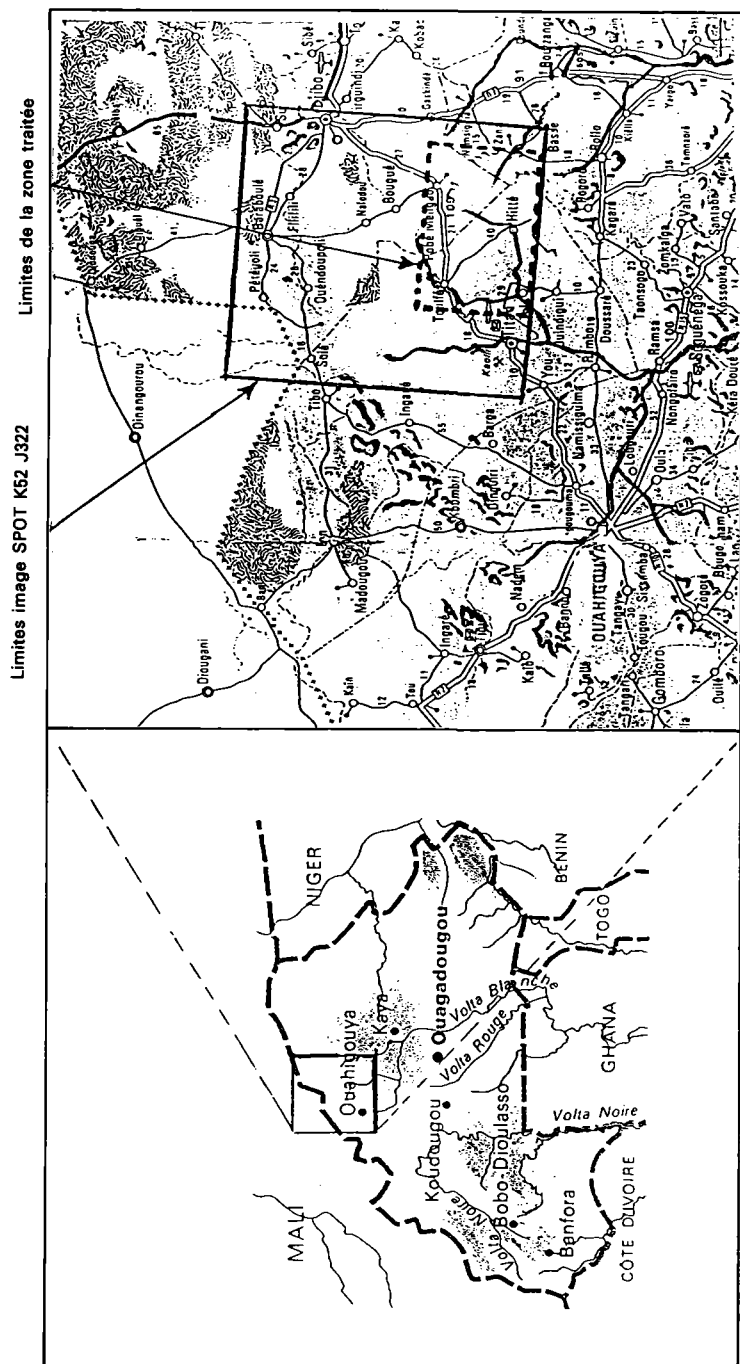


Figure 1. Localisation du site d'étude. Région de Titao (Burkina Faso).

— Prévoir l'ensemble de l'opération de projet-formation au cours d'une même saison sèche (formation préalable et mesures de terrain, traitement des données, puis confrontation des résultats pour élaborer les documents finaux).

C'est pourquoi nous avons choisi le mois d'octobre (début de saison sèche), l'image SPOT programmée étant obtenue le 23.10.88.

Mesures de terrain

Elles ont été de plusieurs types.

Mesures hydrologiques préalables au projet

Sept pluviomètres ont été installés sur le bassin versant dès le début de la saison des pluies 1988. Contrairement aux idées initiales, il n'a pas été possible de mettre en place des équipements limnigraphiques pour obtenir des informations sur un certain nombre d'événements pluie-débit. Toutefois le 25.08.88 a été enregistré une pluie homogène très forte : respectivement 73, 78, 67, 70, 65, 65 et 76 mm aux 7 pluviomètres de la zone. Comparées aux 90 mm de la pluie journalière décennale ponctuelle, nous avons estimé que le ruissellement correspondant devait s'approcher du débit décennal. Une enquête à l'exutoire du sous-bassin n° 4, faite de façon contradictoire auprès de plusieurs villageois a permis d'estimer l'extension maximale de la crue.

Enfin, des mesures topographiques précises des profils en travers et en long ont permis d'estimer ce débit par utilisation de la formule de Manning Strickler et l'adoption d'un coefficient de rugosité $k=35$.

Le débit résultant est de $52,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Mesure de pente

Elles sont destinées à étalonner les pentes issues de l'analyse des photographies aériennes stéréoscopiques. Si les pentes sont en effet assez faciles à hiérarchiser, leurs valeurs absolues doivent s'appuyer sur des références précises de terrain pour être fiables.

Mesures destinées à classifier l'image satellite

Technique

Nous cherchions à obtenir à partir de l'image satellite et des documents de terrain une ou plusieurs cartes thématiques décrivant le paysage pixel à pixel, en donnant les éléments les plus pertinents possibles vis-à-vis du ruissellement.

La méthode classique en télédétection consiste à définir des parcelles (zones fermées) pour lesquelles on connaît parfaitement l'appartenance : pour un parcellaire agricole ceci est aisé puisque les contours des zones sont bien définis (limites des champs) et la caractérisation du couvert connu sans ambiguïté (telle culture).

Au Sahel, pour la description d'un paysage, la démarche est notoirement plus complexe. En effet, d'une part les limites des différentes compositions du paysage sont floues, voire enchevêtrées, d'autre part chaque zone élémentaire ne peut être caractérisée par un seul descripteur ; le ruissellement, par exemple, fait intervenir des éléments tels que : pente, microreliefs, sols, végétation (pourcentage).

Aussi travaille-t-on suivant une technique de transects (lignes de parcours pas nécessairement rectilignes) dont le but est de définir en chaque point ces descripteurs du paysage, en espérant que l'on pourra les mettre en corrélation avec les radiométries observées sur chaque pixel. La description est opérée par ensembles de taille constante, le pas d'espace choisi étant basé sur la taille du pixel de l'image à traiter (20 m pour une image SPOT XS). Vu les difficultés de positionnement exact sur l'image (on ne peut, quelle que soit la méthode choisie, être certain de la position d'un point sur l'image à moins de 1 à 2 pixels près), on va travailler par grosses entités couvrant plusieurs pixels contigus. Pour des raisons pratiques nous avons choisi un pas d'espace de 100 m.

Nous avons effectué une dizaine de transects dont la longueur varie de 1 000 à 3 000 m.

Protocole de mesures

Les mesures ont été effectuées de préférence dans des zones homogènes, pour diminuer l'effet d'un positionnement incertain sur l'image satellite. La recherche

Tableau I.

	Code
Densité de végétation	
< 20 %	V0
de 20 à 50 %	V1
de 50 à 80 %	V2
> 80 %	V3
marigot assez dense	V4
marigot très dense	V5
Type de couvert	
pas de végétation	C0
herbacé	C1
herbes + arbustes	C2
cultures	C3
arboré	C4
Texture	
cuirasse	T0
croûte + gros gravillons latéritiques	T1
croûte + petits gravillons ou sables grossiers	T2
croûte nue	T3
sable	T4
argile + limon	T5
Type d'écoulement	
non visible	E0
en nappe	E1
individualisé	E2
lit marqué	E3
Pente	
plat (< 0,5 %)	0
pente faible (< 0,5 à 1,5 %)	1
pente moyenne (1,5 à 3 %)	2
pente forte (> 3 %)	3

de ces zones homogènes est facilitée par un travail préalable à l'acquisition de données sur le terrain réalisé sur une classification non supervisée d'image satellite. Ce calcul purement mathématique, sans information de terrain, décompose l'image en un certain nombre de classes radiométriquement homogènes. Le protocole de mesures de terrain est tel que chaque classe fournie par le calcul doit être parcourue sur le terrain, de préférence dans des zones où sa présence est majoritaire. Les transects finalement retenus sont décidés en combinant ces documents issus d'images satellites et les cartes de la zone à étudier (présence de pistes, début et fin de transects facilement identifiables).

Codification

Les critères de description que nous avons retenu pour la zone d'étude sont représentés dans le Tableau I.

Ces critères sont certainement modifiables et améliorables. Certains se sont avérés inutilisables, tels certains types d'écoulement impossible à détecter sur l'image satellite, ou redondants, tel couvert végétal et densité de la végétation.

Exemple de transect codifié (Tableau II)

Tableau II.

Distance cumulée	Azimet (degrés)	Pente	Pourcent. végétation	Type couvert	Texture	Écoulement
000						
	67	1	2	2	2	2
100						
	70	0	2	2	2	1
200						
	25	1	3	3	2	1
300						
	30	1	2	3	2	0
400						
		etc.				

Phase d'analyse des documents aériens et satellitaires

Photographies aériennes

Après constitution de mosaïque, les photos aériennes sont étudiées sous stéréoscope et, pour l'aspect évolution, les photos de 1952 sont comparées à celles de 1982.

L'étude menée par carrés élémentaires de 25 ha procure les documents suivants :

- Cartographie géomorphologique dans laquelle sont distingués :
 - le lit majeur;
 - le piémont;
 - le haut de versant;
 - le relief résiduel.

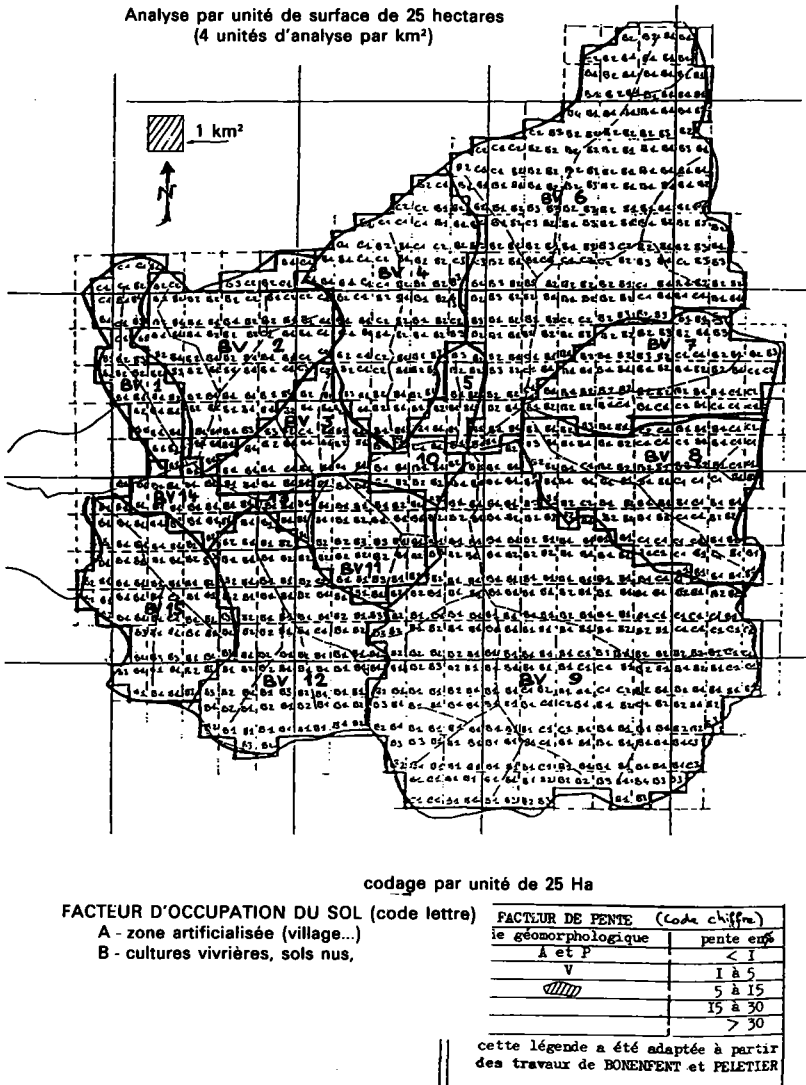


Figure 2. Cartographie des états de surface et des pentes d'après dépouillement de photos aériennes.

D'où l'on déduit une évaluation des possibilités agro-sylvo-pastorales, ainsi que les limites des bassins versants.

- Carte d'évolution de l'occupation du sol. On observe que le terroir agricole est moins important en 1982, notamment en haut de bassin versant.

- Carte des contraintes d'érosion et d'assainissement. La confrontation des deux séries de photos indique clairement les lieux d'érosion active. On note qu'une baisse de l'occupation agricole est souvent liée à l'évolution de l'érosion.

- Carte des états de surface et des pentes selon les critères suivants (figure 2) :

Etats de surface :

- A. zone artificialisée
- B. cultures vivrières, sols nus, savane herbeuse à arbustive
- C. cultures arbustives, savane arbustive à arborée
- D. cultures arborées, savane arborée à forêt claire
- E. forêt dense

Pentes :

- 1. < 1 % ;
- 2. 1 à 5 % ;
- 3. 5 à 15 % ;
- 4. 15 à 30 % ;
- 5. > 30 %.

Classification de l'image satellite

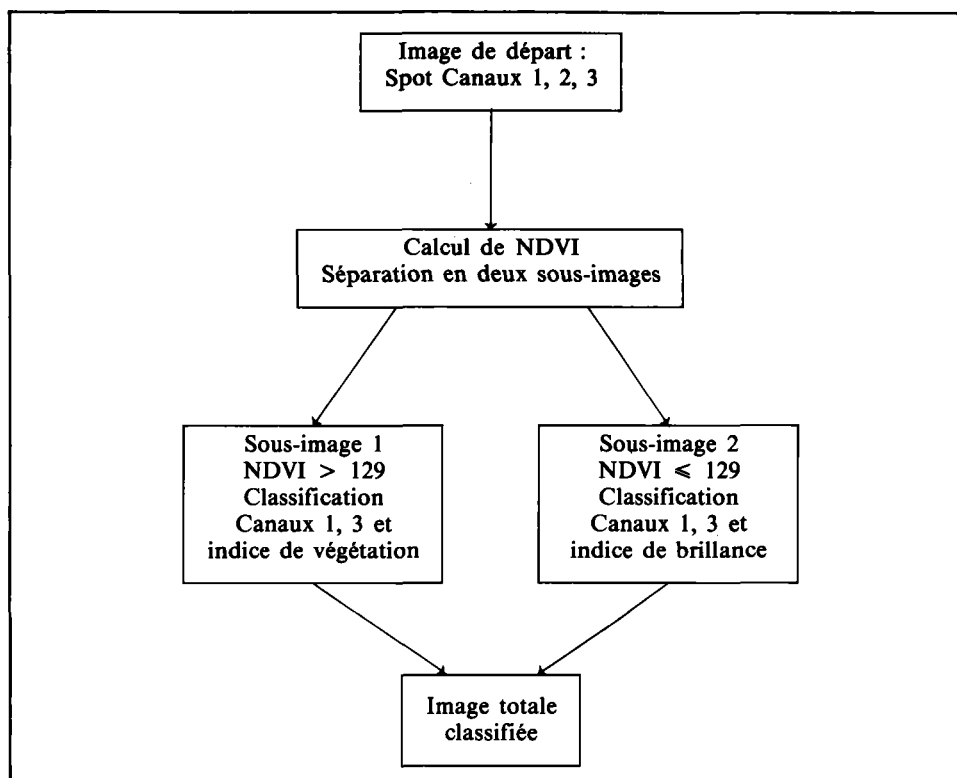
Elle est réalisée suivant la méthode paramétrique dite du « maximum de vraisemblance » qui maximise la probabilité conditionnelle d'appartenance à une classe.

Le schéma de classification a adopté un calcul en deux parties, les zones à fortes végétation étant codées selon la densité de végétation, tandis que les zones nues sont codées suivant le critère dit de texture.

On trouvera figure 3 un extrait de cette classification concernant la zone centrale du projet. A partir de ces résultats et des limites de bassins versants, on peut connaître la répartition des différentes classes de paysage à l'intérieur de chaque bassin versant (*encadré, page suivante*).

Validation de la classification de l'image satellite

La validation habituelle des classifications d'images se réfère à des matrices de confusion qui vérifient si les observations effectuées sur le terrain se retrouvent effectivement en bonne place après classification. Nos résultats sont conformes à une « bonne classification » puisque les pourcentages d'affectation varient suivant les classes de 80 à 100 %, sauf confusion plus forte entre T1 et T2, ce qui était à attendre vu le caractère très proche de ces deux groupes.



NDVI = Normalized difference vegetation index, soit : Indice de végétation en différence normalisée

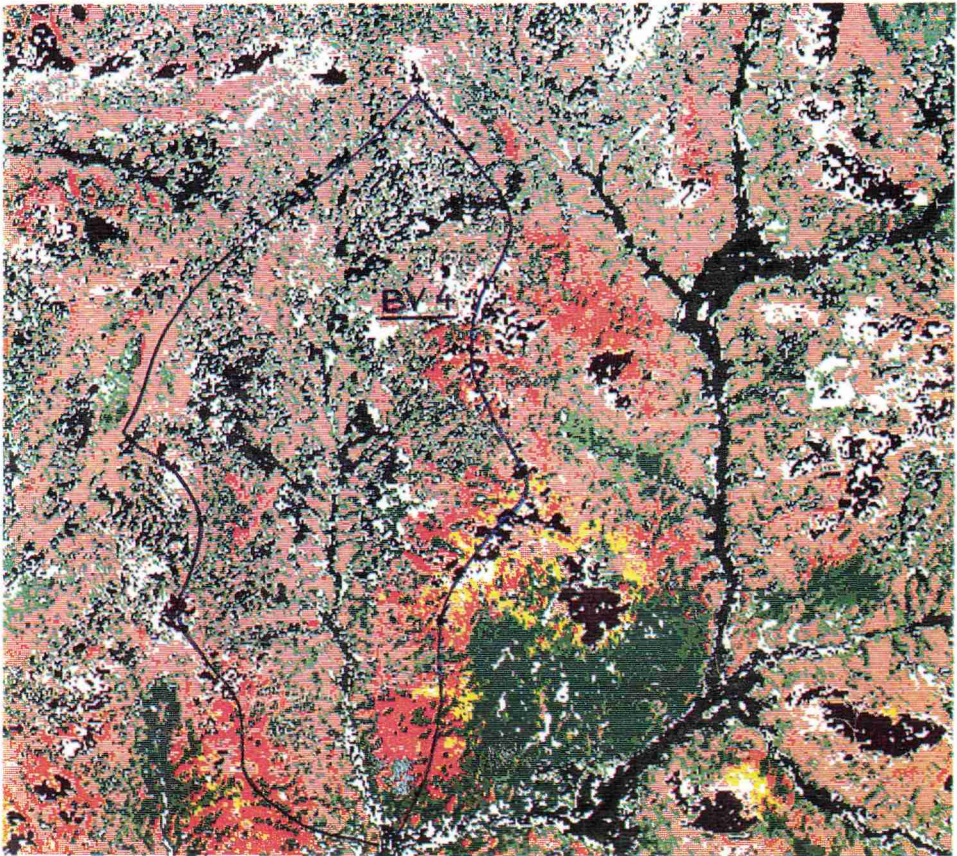
$NDVI = (PIR - R) / (PIR + R)$, avec PIR = réflectance dans le canal Proche Infra Rouge R = réflectance dans le canal Rouge

Une validation plus parlante a été effectuée en comparant l'image classifiée et des photographies aériennes obliques prises par survol aérien de la zone en avion léger pendant les mesures de terrain (figure 4).

La confrontation qui apparaît très probante est intéressante à plus d'un titre :

- vision globale de la zone : la comparaison des deux documents donne une idée rapide de la précision de l'image satellite et de sa capacité à expliquer le paysage étudié;

- validation de classification même sur des zones restreintes : la localisation d'un groupe de pixels est aisée et le contrôle peut affecter les pixels pris quasi individuellement. Dans les estimations classiques ceci n'est jamais possible, les difficultés de positionnement sur l'image imposant de se focaliser sur l'intérieur des grandes zones homogènes;



VEGETATION		SOLS NUS	
	V1 - de 20 à 50%		T0 - Cuirasse, Gros gravillons
	V2 - de 50 à 80%		T1 - Petits gravillons
	V3 - > 80%		T2 - Gravillons fins
	V4 - Marigot assez dense		T4 - Matériaux très fins
	V5 - Marigot très dense		Rejet (Non classé)

Figure 3. Image SPOT XS du 23 décembre 1988 KO52-J322 (laboratoire commun de télédétection CEMAGREF-ENGREF). Classification supervisée, extrait (450 × 450 pixels) (Échelle 1/50 000^e).

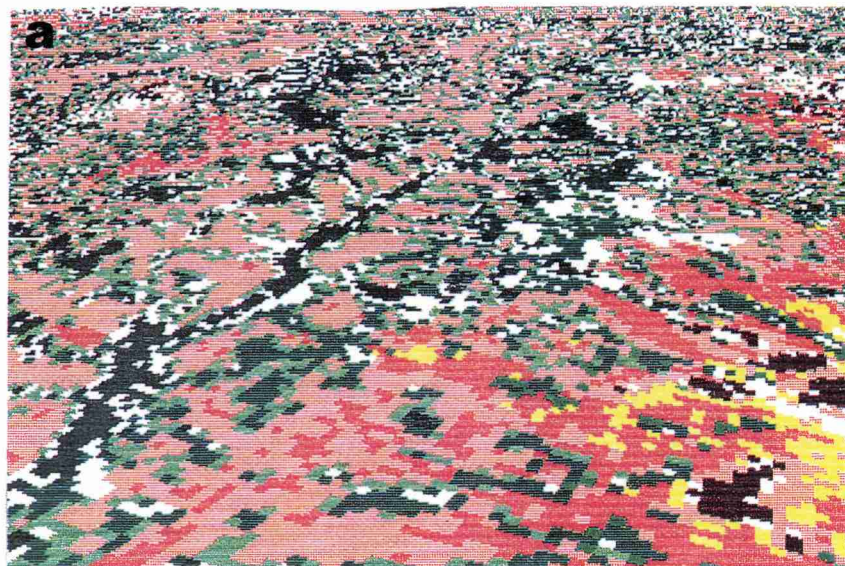


Figure 4. Bassin de Hitte-Validation de classification. (A) Image SPOT XS du 23 décembre 1988. (B) Photo aérienne du 12 décembre 1988 (altitude 400 m) (laboratoire commun de télédétection CEMAGREF-ENGREF).

— classification pouvant être jugée par le lecteur lui-même sans référence à des opérateurs mathématiques plus ou moins bien compris, et cachant souvent bien des erreurs dans leur globalité.

Etude des grandes parties agricoles de l'image satellite

Nous avons également étudié l'image satellite à un niveau plus global, par une technique manuelle de photo-interprétation d'image sur écran d'ordinateur, le plan de travail étant une composition colorée c'est-à-dire une visualisation en fausses couleurs (sans calcul) de l'image brute. Le travail de délimitation des contours est assez aisé et conduit rapidement à un classement de l'image en trois zones :

- zone de cultures, en exploitation actuelle;
- zone de hauts de versants, à l'opposé, à vocation pastorale, où parfois se retrouvent quelques villages;
- zone de mi-versant, intermédiaire, ayant été cultivée par endroits ou pouvant être mise en culture, et où les problèmes d'érosion sont accrus.

Phase d'applications

Complémentarité des techniques

La **photographie aérienne** permet une approche peu onéreuse qui peut être effectuée sur le site lui-même, le dépouillement pouvant être contrôlé directement sur le terrain.

Systématisé par carroyage élémentaire comme expliqué ci-dessus, ce type de dépouillement aboutit à des cartographies qui révèlent les grandes tendances du paysage, et donne une délimitation rapide des zones et de leurs problèmes. La précision des photos permet en effet de discerner sans ambiguïté les ravines, l'implantation humaine, les chemins...

Le relief peut aussi être abordé par la stéréoscopie. Mais l'aspect fastidieux du dépouillement le limite à quelques images contiguës.

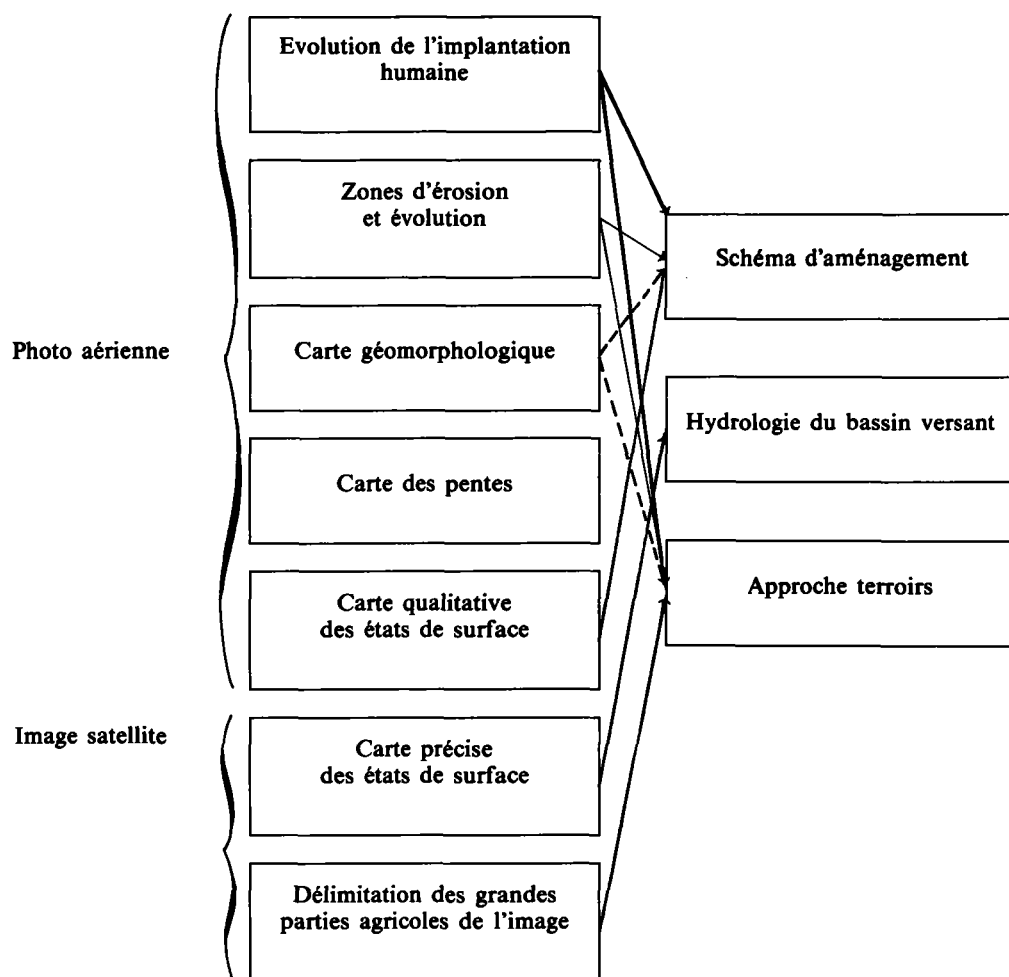
Les photos aériennes permettent d'obtenir facilement les grandes unités de paysage autour des zones d'enquête mais elles ne peuvent être obtenues qu'à des dates non programmables, parfois éloignées dans le temps.

L'**image satellite** est beaucoup plus coûteuse, et n'a pas une aussi grande finesse dans les détails. Toutefois, ceci est compensé par l'aspect multispectral permettant de mieux connaître les unités de sol, par les possibilités offertes par les techniques de traitement d'image et un choix plus large pour la date d'acquisition de l'image.

L'utilisation d'un tel outil sera intéressante si elle permet d'extrapoler à une vaste zone les résultats d'observation de terrain, ou si elle permet d'observer des phénomènes fugitifs ou trop difficiles à observer par des méthodes classiques.

Ainsi, chacun de ces outils a ses inconvénients et ses points forts, la complémentarité de leur utilisation étant mise en évidence.

L'obtention d'applications concrètes viendra d'une utilisation combinée d'un ou plusieurs plans d'information suivant l'encadré de la page suivante.



Définition d'un schéma directeur d'aménagement du bassin versant

Cette application a été effectuée à l'aide des 4 plans suivants :

- P1. Géomorphologie;
- P2. Erosion (1952/1982);
- P3. Etat de surface;
- P4. Pente.

Tous ces plans d'informations sont tirés de l'analyse des photographies aériennes. Pour le plan « état de surface » nous aurions pu utiliser la cartographie plus fine issue du dépouillement de l'image satellite, mais nous avons opté pour celui provenant des photos aériennes car cela procure d'emblée tous les plans à la même échelle.

La méthodologie de croisement retenue est manuelle mais pourrait se prêter facilement à une utilisation du type « Système d'Information Géographique ».

Elle est basée sur le carroyage par éléments de 25 ha traités lors de l'analyse des photos aériennes. Chaque carré élémentaire va être numérisé en fonction des 4 critères retenus. Ces critères sont alors combinés deux à deux : le plan P1 (géomorphologie) et le plan P2 (érosion) sont combinés suivant une grille de décision pour donner un plan qui renseigne sur les possibilités hydroagricoles de chaque carré élémentaire.

Par exemple :

- piémont dominant (plan P1) + érosion faible (plan P2) $\Rightarrow$ domaine pluvial avec problèmes de conservation des eaux et du sol;
- plans P3 (états de surface) + P4 (pentes) $\Rightarrow$ informations sur l'aptitude agro-sylvo-pastorale;
- savane boisée, forêt claire (plan P3) + pente de 5 à 10 % (plan P4) $\Rightarrow$ domaine pastoral.

Enfin, dans chaque carré, les deux renseignements sont confrontés : les potentialités hydroagricoles estimées ci-dessus sont améliorées par le recoupement avec les informations sur l'aptitude agro-sylvo-pastorale.

On obtient alors une vision du bassin versant par carrés élémentaires de 25 ha qui permet de dresser un schéma général du bassin au point de vue des potentialités agricoles ou pastorales et renseignent sur les zones à risque érosif. D'où l'on peut déduire les zones susceptibles d'être aménagées (voir carte de synthèse, figure 5).

Terroirs villageois

Le même type d'analyse est possible pour définir les différentes composantes du terroir : écosystèmes, évolution récente et historique.

Ici l'outil de base sera l'image satellite sur laquelle ont été répertoriées par photo-interprétation d'image les 3 grandes classes d'occupation des terres : zones de cultures, zones de haut de versants, zones de mi-versant.

Les plans annexes, tel l'érosion, la géomorphologie, l'implantation humaine et son évolution, l'occupation du sol serviront pour améliorer la connaissance en détail de chacune de ces zones.

L'utilisation de l'image satellite fournit une analyse rapide de l'occupation villageoise sur une zone de taille importante, mais ceci reste toutefois à l'état d'ébauche ou de dégrossissage du problème. Il va sans dire qu'à tout travail précis sur un village donné seront associées des visites de terrain et des enquêtes qui ne peuvent qu'affiner le travail précédent.

Application à l'hydrologie

Télédétection et hydrologie au Sahel

Le problème soulevé ici est celui de l'estimation des ruissellements potentiels, plus exactement des débits de crue, en utilisant la télédétection.

Dans le Sahel, la connaissance actuelle des débits de crue des petits bassins versants est assez grossière. Elle est généralement effectuée à travers deux méthodes globales, celle de Rodier-Auvray (1965) à tendance déterministe et celle du CIEH (1983) purement statistique. Ces méthodes ont malheureusement un degré d'incerti-

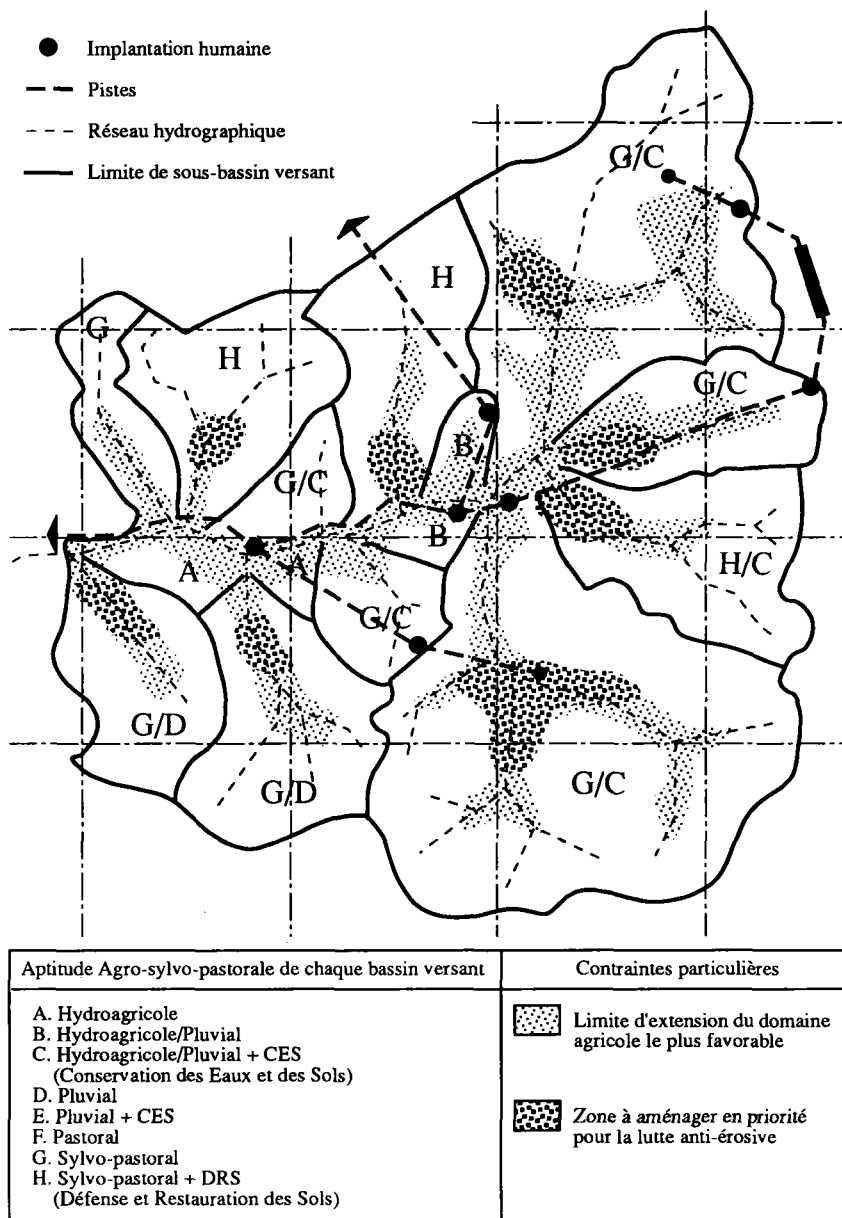


Figure 5. Schéma directeur d'aménagement. Carte de synthèse.

tude assez élevé; on estime en effet l'erreur moyenne aux environs de 100 %. La difficulté d'estimation exacte des ruissellements provient en grande partie de la mauvaise connaissance de « l'aptitude au ruissellement » de chaque bassin versant, surtout quand celui-ci a une composition très différente de celle des bassins expérimentaux servant de référence.

La télédétection satellitaire ne prétend pas proposer des cartographies absolument précises d'une zone donnée, les « matrices de confusion » associées aux classifications sont là pour nous le rappeler. Toutefois, il est légitime de penser que la vision fine depuis l'espace est à même de nous permettre une connaissance détaillée de chaque bassin versant et laisse donc augurer une meilleure connaissance des potentialités de ruissellement, notamment pour les bassins qui s'écartent de la normale.

Quelle que soit l'approche utilisée, la précision attendue sur les débits estimés sera toutefois limitée par celle de la technique de télédétection. Ainsi, si les méthodes d'estimation classiques donnaient des résultats à 10 % ou 20 % près, il serait illusoire de vouloir les améliorer à l'aide des informations satellitaires. C'est le taux d'erreur très élevé des méthodes d'estimations actuelles des débits de crues au Sahel qui nous autorise à croire qu'un progrès sensible peut y être apporté par la télédétection.

Méthodologies possibles

L'utilisation de la télédétection satellitaire pour caractériser l'aptitude au ruissellement passe par plusieurs étapes :

- une phase de classification de l'image satellite au cours de laquelle on va tenter d'obtenir une ou plusieurs cartes thématiques décrivant le paysage pixel à pixel;
- une phase de transformation de ces éléments de paysage en aptitude au ruissellement sous une forme numérique : lame ruisselée, coefficient de perméabilité...;
- une phase d'utilisation de calculs hydrologiques dans laquelle on essaie de calculer le ruissellement global du bassin à l'aide d'outils plus ou moins complexes : du plus simple (estimation globale) au plus sophistiqué (modélisation mathématique).

Nous avons un but de formation devant déboucher sur une méthodologie simple, pouvant être réutilisée facilement et immédiatement par les stagiaires AFVP. Aussi, avons nous retenu dans ce projet les solutions les plus simples, comme premier pas vers l'utilisation rationnelle de ces nouveaux outils. Plus tard, nous espérons pouvoir tester d'autres solutions, plus complexes, plus performantes sans doute.

Amélioration des paramètres globaux

C'est ainsi que, loin de mettre au point de nouvelles méthodes d'estimation utilisant au mieux la grande richesse d'information de l'image satellite, nous avons essayé de nous en servir comme guide d'estimation des paramètres globaux nécessaires à la mise en œuvre des méthodes classiques.

La détermination habituelle est subjective

Ces paramètres, globaux, concernent essentiellement la pente et la perméabilité. Ils sont généralement peu précis et l'hydrologie classique a souvent utilisé des « classes » de pente ou de perméabilité pour lesquelles les critères d'affectation sont, sinon subjectifs, du moins délicats à déterminer, surtout par un ingénieur de projet a priori peu versé dans les subtilités de cette approche. Cette critique, maintes fois évoquée, peut être partiellement amoindrie par les techniques de la téledétection qui peuvent servir de « garde-fou » dans la détermination des indices ou classes traditionnelles.

A titre d'exemple de l'utilité d'un tel garde-fou, remarquons qu'au Sahel, c'est souvent l'indice de perméabilité qui a la plus forte influence sur les résultats : on a pu constater sur le bassin n° 4 de Titao une variation du coefficient de ruissellement décennal (cf. abaques de Rodier) de 30 à 70 % selon que la classe de perméabilité passe de P2 à P3. Cette extrême variation devient très déroutante quand on la compare aux nuances très faibles entre les différentes dénominations : « bassins imperméables » pour P2, « bassins assez imperméables » pour P3.

Paramètres de perméabilité

Ce calcul correspond à la phase de la transformation des éléments de paysage en aptitude au ruissellement sous forme numérique.

Plusieurs solutions sont envisageables, mais il est impératif d'utiliser des résultats de mesures de terrain. Une voie possible consiste à se baser sur les mesures de mini-simulateur de pluie de l'ORSTOM effectuées au Sahel depuis une dizaine d'années sur des parcelles expérimentales de 1 m². Valentin propose un catalogue des « états de surface » associés aux valeurs de lame ruisselées (en cours de publication). Le problème ne sera pas pour autant entièrement résolu, le point délicat restant le passage du m² au bassin versant (coefficient de passage de 10⁶ à 10⁸ !).

La détermination que nous proposons ici consiste en une estimation de la classe de perméabilité ORSTOM évoquée ci-dessus en utilisant les résultats de téledétection.

Notre idée est que le choix de la classe de perméabilité peut être associé au pixel élémentaire, ceci procurant plusieurs avantages :

- l'estimation de cette classe est moins subjective appliquée à un état de surface élémentaire au lieu de l'estimation globale sur le bassin versant;
- le calcul global fait au prorata de la surface limite les défauts éventuels de classement;
- le résultat final de la classe est conservé sous forme numérique, d'où une hiérarchie possible entre bassins et une évolution lente du coefficient de ruissellement avec l'évolution des états de surface.

La méthodologie consiste donc à estimer la classe de perméabilité associée à chaque classe obtenue sur la classification d'image en se servant de la grille habituelle ORSTOM. Puis, on estime une classe globale de perméabilité P sur le bassin au prorata des surfaces. Par exemple, sur le bassin n° 4 nous avons obtenu : $P = 2,25$.

Paramètre de pente

Etant dans une zone où les seules cartes existantes sont au 200 000^e, les courbes de niveau sont trop distantes pour renseigner sur la topographie du bassin, a fortiori des sous-bassins. Les seules indications objectives sur ce type de paramètre ne peuvent être déduites que par les outils de télédétection.

Les images stéréoscopiques du satellite SPOT permettent l'obtention d'un « modèle numérique de terrain » à un pas très fin. Toutefois, les coûts correspondants, très élevés, ne peuvent être envisagés que dans de gros projets, sûrement pas pour un petit projet d'aménagement rural.

C'est pourquoi nous avons utilisé les photographies aériennes stéréoscopiques dépouillées par carré élémentaire de 25 ha, ce qui nous fournit une cartographie des classes de pente. Le passage aux classes de pente R traditionnelles à l'ORS-TOM et à l'indice global de pente Ig est possible à travers des opérateurs simples. Pour le bassin n° 4, on a obtenu : $R = 3,56$ et $Ig = 11,0$.

Calcul des débits de crues

Le calcul des débits de crues par les méthodes habituelles au Sahel s'en suit; nous donnons ici directement les résultats de ces calculs sur le bassin n° 4 :

Surface : 20,5 km².

Classe de perméabilité : $P = 2,25$.

Classe de pente : $R = 3,56$.

Indice de pente : $Ig = 11,0$.

Méthode Rodier Auvray : $Q_{10} = 47,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Méthode CIEH : $Q_{10} = 60,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Observation de terrain : $Q = 52,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

On ne peut à l'aide d'un seul bassin tirer des résultats statistiques. Toutefois, on peut faire deux remarques :

1. Comparaison des méthodes entre elles. Les résultats des méthodes sont souvent observés dans l'ordre Rodier-Auvray : un peu faible; CIEH : un peu trop fort. On retrouve ici l'ordre « habituel » des estimations.

2. L'utilisation de la télédétection a permis de déterminer sans difficulté des débits qui s'avèrent très proches de l'observation de terrain réalisée. Le débit observé de 52,5 m³/s (en le supposant comme représentatif de la réalité) s'écarte respectivement de - 9 % et + 14 % de ceux obtenus par les 2 méthodes citées. Ces deux chiffres n'ont qu'une valeur indicative, d'autant que le « débit observé » est simplement un ordre de grandeur, mais il est intéressant de noter que l'on est largement à l'intérieur du domaine de 100 % d'erreur considéré comme limite à ne pas franchir.

Conclusion

A travers le projet de Titao, nous avons exploré les différentes possibilités de connaissance du terrain que nous offre la télédétection aérospatiale pour des petits bassins versants de zone sahélienne.

L'utilisation de la **photographie aérienne** est une technique largement rodée et intégrée depuis longtemps dans les projets. Son intérêt n'est plus à prouver, et ici encore elle nous a procuré des documents très performants pour la connaissance des bassins. Nous avons repris les méthodes de travail classiques ou moins classiques, pour extraire de ces images l'information utile, et avons porté en annexe les éléments d'information nécessaire pour les mettre en œuvre.

La **téledétection satellitaire** en est à ses débuts pour l'application pratique à des projets réels dans la zone sahélienne. Plusieurs écueils en ont empêché pour l'instant l'utilisation : le coût important des images, la difficulté à affecter un personnel qualifié à ce type de démarche, la difficulté à trouver sur place du matériel de traitement d'image, le fait qu'aucune méthode totalement opérationnelle ne soit disponible. Quelques essais existent çà et là pour les zones concernées : ils relèvent pour l'instant de la pure recherche.

La première partie de notre démarche a consisté à essayer d'obtenir des documents fiables et reproductibles décrivant le plus fidèlement possible le paysage. Les résultats semblent encourageants et la vision que procure l'image satellite apparaît comme particulièrement pertinente, expliquant bien les différentes composantes du paysage.

Ces plans d'information apparaissent comme plus riches que ceux obtenus par photographies aériennes, et leur plus grande extension géographique en fait un outil très intéressant. Toutefois, leur limite en résolution fait que certains éléments n'apparaissent que difficilement sur ces images (routes, habitats, érosion...) alors que ces éléments peuvent être obtenus aisément par photographies aériennes. Celles-ci peuvent en outre apporter des informations visuelles anciennes, alors que l'imagerie satellite n'est disponible dans le meilleur des cas qu'à partir de 1972. Ainsi, la **complémentarité des approches satellitaire et aérienne** est mise en évidence.

Pour la **connaissance hydrologique** de la zone, toutes les personnes autorisées sont d'accord pour penser que la possibilité nouvelle de vision en détail des bassins versants que procure l'image satellite est primordiale pour la détermination des conditions de ruissellement, difficilement cernables par les mesures au sol.

Le point délicat demeure le passage à une quantification : nous avons proposé ici un premier élément de travail, à savoir une détermination améliorée des paramètres explicatifs de l'écoulement dans les méthodes classiques de calcul des débits de crue, en utilisant les données de téledétection satellitaire comme garde-fou d'estimation. Les résultats obtenus, difficilement généralisables puisqu'ils ne concernent qu'un seul bassin versant, sont toutefois encourageants, puisque les écarts entre valeurs observées et valeurs calculées sont très nettement en-deçà du seuil de tolérance souhaité.

Nous nous étions fixés comme **objectif de fournir une méthode directement utilisable**. Il s'ensuit que la méthodologie proposée n'apporte pas vraiment de changement dans la détermination des débits de crue : elle cherche à améliorer l'emploi des méthodes existantes, globales, en amenant une détermination plus objective des paramètres, et réduisant ainsi le taux d'erreur. Aussi peut-elle être utilisée dès à présent, en particulier par les stagiaires AFVP.

On pourrait rester un peu frustré de l'utilisation somme toute restreinte de l'information satellitaire qui a été faite ici. En effet, celle-ci apparaît a priori beaucoup plus riche que l'information globale qui en a été retirée. Mais pour exploiter pleinement cette richesse d'information il faut mettre au point des

méthodologies nouvelles, spécifiques, faisant intervenir plus complètement ces plans d'explication dans les estimations. De nouveaux outils, non disponibles pour l'instant, sont envisagés et seront progressivement mis au point dans les prochaines années : modèles hydrologiques utilisant les apports de la télédétection, introduction d'observations numériques nouvelles (mesures par mini-simulateur, mesures par sous-bassins...).

Pour l'**aménagement des bassins versants et la connaissance des terroirs villageois**, les différents plans d'information élaborés se sont révélés être des outils performants pour la compréhension de l'espace. Il faut cependant garder à l'esprit que ces informations ne fournissent qu'une approche de l'état à un instant donné de la zone d'étude : les problèmes réels doivent être cherchés à travers les conséquences physiques, seules visibles sur le terrain. Par ailleurs, la présence de populations sur la zone introduit des données complémentaires, tout aussi importantes pour la connaissance ou l'amélioration de l'espace : le choix du type d'aménagement et de sa localisation va donc dépendre de critères techniques et sociaux. Techniques, par exemple ceux de l'aménagement anti-érosif, pour lesquels les spécialistes ne sont pas toujours d'accord entre eux. Sociaux, et c'est là un point fondamental à ne pas négliger, car les besoins et avis de la population locale sont à prendre en compte à tous les niveaux.

Les résultats obtenus par télédétection pourront servir de base aux discussions conduisant aux aménagements, la télédétection pouvant ainsi être un nouvel outil de **communication et d'animation**.

L O U I S - J E A N
avenue d'Embrun, 05003 GAP cedex
Tél. : 92.53.17.00
Dépôt légal : 581 — Juillet 1991
Imprimé en France

Universités francophones est la collection de l'Université des Réseaux d'Expression Française (UREF). Cette dernière, qui fonctionne au sein de l'AUELF comme une Université sans murs, a été choisie par le Sommet des Chefs d'Etat et de Gouvernement des pays ayant en commun l'usage du français comme l'opérateur privilégié du Sommet en matière d'enseignement supérieur et de recherche.

Cette collection de manuels universitaires et d'ouvrages de référence s'adresse à tous les étudiants francophones. Elle est appelée à constituer une bibliothèque universitaire en langue française dont les ouvrages sont proposés à des prix modérés.

190,00 FF

80,00 FF — UREF / Prix préférentiel : Afrique, Asie, Amérique du Sud, Haïti

REF 59.4320.4



U R E F



9 780861 963157

AUELF

