

SL 1913-1/1 D

REPUBLIQUE POPULAIRE REVOLUTIONNAIRE
DE GUINEE

Projet OMM-PNUD-GUI-74-014

**PLAN GENERAL
D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE
DE LA MOYENNE GUINEE**

**DOSSIER FINAL
VOLUME Vb
AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES
"PROCHE AVENIR"**

**BRATISLAVA, OCTOBRE 1981
POLYTECHNA-PRAGUE-TCHECOSLOVAQUIE**

République Populaire Révolutionnaire de G u i n é e

Projet OMM - PNUD - GUI - 74 - 014

PLAN GENERAL D' AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DE LA MOYENNE
GUINEE

Dossier final

AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES "PROCHE AVENIR"

Bratislava
Octobre 1981

Volume N° V b

P O L Y T E C H N A
Agence pour la coopération technique
Panská ulica N° 6
112 45 PRAGUE - 1, B.P. 834
Tchécoslovaquie

TABLE DES MATIERES

1. INTRODUCTION GENERALE	1
2. METHODOLOGIE DES ETUDES HYDRAULIQUES	4
2.1. Topographie	4
2.2. Hydrologie	4
2.3. Géologie	6
2.4. Caractéristique physiques et mécaniques des sols	9
2.5. Besoins en eau	11
2.6. Exploitation des ressources hydraulique	11
2.7. Exploitation hydro-énergétique	13
3. OUVRAGES DE RETENUE	17
4. RETENUES D'EAU A REALISER AU PROCHE AVENIR	41
4.6. Natibali sur Sala	41
4.7. Grand Kinkon sur Kokoulo	47
4.8. Ouésséguélé sur Ouésséguélé	53
4.9. Mababou sur Bantala	58
4.10. Gaoual sur Komba	63
4.11a. Déribéré sur Dimma	68
4.11b. Tiouri sur Dimma	73
4.12. Kouli sur Litti	78
4.13. Madina Kouta sur Gambie	83
4.14. <u>Koukoutamba sur Bafing</u>	88
4.15. <u>Boureya sur Bafing</u>	95
5. CONCLUSION	101
6. BIBLIOGRAPHIE	108

1. INTRODUCTION GENERALE

Au passé il y avait plusieurs études concernant les possibilités d'aménagement hydraulique de la Moyenne Guinée. L'une des meilleures était l'Inventaire des chutes d'eau, élaboré en 1949. Cet inventaire est le résultat des reconnaissances des chutes effectuées sur le terrain et de l'étude de la carte topographique au 1/200 000 en particulier. En outre, diverses sociétés et spécialistes ont effectué plusieurs études d'utilisation de l'énergie hydraulique des bassins versants du Fouta Djallon.

Par exemple, la Mission bulgare (1961) propose 21 sites de barrage au bassin du Bafing. Sénégal-Consult (1969) en propose 15 au même bassin. Les dossiers étaient de qualité en prenant compte du temps d'élaboration de l'étude et le but suivi. A présent, les critères d'estimation des bassins en eau ont évolué. On suit, de plus en plus, la tendance de proposer des ouvrages polyvalents servant non seulement à la production d'énergie, mais également, si possible, à l'agriculture pour l'eau d'irrigation, à l'alimentation de la population en eau potable, à l'industrie, à la navigation et enfin comme réserve d'eau à la saison sèche.

C'est à ce point de vue que nous avons analysé les données et documents recueillis. Nous avons accompli une étude approfondie des cartes au 1/50 000 et au 1/200 000 du Fouta Djallon, en tenant compte de l'évolution industrielle et économique de la RPRG aux années prochaines.

A la suite de cette étude, nous avons choisi 61 sites convenables à la construction de barrages. Nous avons effectué la reconnaissance de plus que 30 sites sur le terrain, en vue de leur aménagement, l'évaluation des condi-

tions géologiques et l'étude de la possibilité d'utilisation des matériaux locaux à la construction du barrage et enfin les moyens d'accès au site proposé.

Comme résultat des travaux préliminaires, de nos propres études et de notre reconnaissance sur le terrain, nous avons proposé à construire 5 sites comme prioritaires et 10 autres à réaliser à un avenir proche. Notre proposition est présentée au Rapport de Reconnaissance, rédigé en Guinée en 1979.

Le rapport a été étudié par l'OMM et par la partie guinéenne. On nous a passé les remarques sur ce rapport.

En utilisant les expériences de reconnaissance du terrain, les résultats des études préliminaires et surtout les remarques mentionnées ci-dessus, nous avons élaboré l'étude suivante des ouvrages de retenue et d'exploitation des ressources hydrauliques de la Moyenne Guinée.

En proposant les sites de barrage prioritaires, nous avons respecté le barrage existant Kinkon sur la rivière Kokoulo. Il s'agit de barrage en béton, le volume de la retenue étant $2,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. L'eau est amenée, par une conduite forcée en acier, vers une usine hydro-électrique, où 4 turbines Francis sont installées. La chute ayant 110 m et le débit $4 \times 1,175 \text{ m}^3/\text{s}$, la puissance installée de l'usine hydro-électrique représente $4 \times 0,8 = 3,2 \text{ MW}$.

Selon les remarques de l'OMM et de la partie guinéenne au Rapport de Reconnaissance, nous avons rangé la retenue Koukoutamba entre les retenues "Proche avenir" et supprimé la retenue Téliko parmi les retenues prioritaires. Nous les avons remplacé par la retenue Dionfo ou Gaya et Douréko ou Gaigui destinée aux irrigations à la plaine de

Kolloun et Dombélé.

Pour avantager les irrigations, nous avons déplacé le site du barrage Pont Pelled au site de Natibali, et nous avons supprimé la retenue de Fétoré I. En étudiant la composition du sol de la plaine Timbis, on a conclu que la superficie destinée à être submergée est plus convenable au point de vue agricole.

A la base de relèvement topographique détaillé, nous avons jugé, en plus du site Déribéré proposé à l'origine, également le site Tiouri et nous le considérons convenable. Aussi d'autres sites, par exemple Douréko et Gaigui, ont été considérés en plusieurs alternatives.

2. METHODOLOGIE DES ETUDES HYDRAULIQUES

Quinze sites de base et quatre sites alternatives de retenues d'eau ont été étudiées en plusieurs variantes de dimensions (5 au maximum). La liste des sites considérées, y compris les paramètres principaux, se trouve au Tableau 3.

2.1. Topographie

Pour déterminer les superficies et volumes des retenues, on avait des cartes à l'échelle de 1 : 50 000 soit fournies par la Direction du Projet, soit restituées. Bouraya et Koukoutamba ont été repris des études antérieures.

2.2. Hydrologie

En proposant les volumes des retenues d'aménagement hydraulique, on a pris comme base les données traitées au Volume II "Hydrologie et Météorologie" du dossier final du Plan général d'aménagement hydraulique de la Moyenne Guinée.

En élaborant le plan de gestion des eaux on a choisi la période de 1970 à 1977 comme représentative en raison du fait que les observations des débits à cette période étaient relativement les plus complètes. La seconde raison de ce choix est le fait que cette période est, au point de vue écoulement, au-dessous de la moyenne, c'est-à-dire que les volumes des retenues sont proposés avec une garantie nécessaire.

Les données hydrologiques n'ont pas été complètes, même aux périodes choisies. Pour compléter les lacunes, on a

appliqué les données des stations hydrométriques et pluviométriques voisines, qui avaient un grand coefficient de corrélation. Les débits manquants ont été déduits à l'aide d'équations linéaires de régression. Les débits mensuels moyens, appliqués aux calculs des plans de gestion des volumes des retenues d'eau ont été déduits en proportion des débits annuels moyens à la station hydrométrique choisie et au site de la retenue d'eau correspondante.

Débits au bassin de Konkouré

Il y a six stations hydrométriques au bassin de Konkouré où les débits sont mesurés. La liste des stations employées dans ce projet se trouve au Tableau 1. A la station Kellico sur Garambé et à Linsan sur Konkouré, les données acceptables ne suffisaient pas. A Kellico, la courbe de tarrage n'était construite que pour les débits inférieurs. A Linsan, les débits n'étaient pas déterminés. En outre, nous n'avons pas besoin de cette station. Quant à la station Pita sur Koubi, les données ne sont pas suffisantes et en outre, la station voisine sur Kokoulo remplit mieux les conditions.

Au bassin de Koliba,

toutes les stations hydrométriques étaient employées.

Au bassin de Gambie,

il n'y a que la station Kédougou sur Gambie, sur le territoire du Sénégal. Quant à la retenue de Kouli, on a utilisé les données de la station Lougambé sur Tanto, au bassin de Koliba.

Au bassin de Bafing,

il y a de nombreuses stations hydrométriques. Mais pour le Bafing inférieur suffit la station Dakka-Saidou, sur le territoire du Mali, laquelle a des données plus précises. Nous avons choisi la station Dakka-Saidou parce qu'elle a été utilisée par Energoprojekt Beograd pour l'étude de la retenue Koukoutamba. La station Balabori est tout près du site de ce barrage mais les observations de cette station sont incomplètes.

Pour les retenues situées sur les affluents de gauche nous avons utilisé les données de la station Télico sur Kioma et Douréko sur Samenta.

Pour nos recherches, nous avons choisi une suite **ininterrompue** de débits moyens durant les années 1970 à 1977, et nous avons fait la considération suivante:

a) A la plupart des stations il y a des données de la période 1970 à 1977. Nous avons décidé d'utiliser la même période dans nos calculs pour assurer les résultats homogènes.

b) La période 1970 à 1977 était plus sèche que la période antérieure. On ne sait pas s'il s'agit de changement de conditions climatiques. Le calcul à l'aide des données de 1970 à 1977 est assez sûr.

A Dakka - Saidou, les débits sont connus jusqu'à 1973. C'est pourquoi nous avons exceptionnellement calculé avec les débits de la période de 1966 à 1973.

2.3. Géologie

Le territoire de la Moyenne Guinée comporte surtout

le massif montagneux du Fouta Djallon, et rien que son bord Nord-Ouest atteint la plaine.

Selon les notions d' à présent, on y reconnaît plusieurs séries de roches transformées, intruses et sédimentaires, différenciées par leur âge et leur composition pétrographique.

Comme les roches les plus vieilles sont marquées les gneiss, les schistes cristallins et les migmatites, lesquels appartiennent au socle cristallin. Il s'agit de formations de roches fortement métamorphiques, lesquelles se trouvent au Sud-Est du territoire étudié.

Les régions du Nord et du Nord-Est de la Moyenne Guinée sont couvertes de protérozoïques volcaniques et sédimentaires où on a retrouvé plusieurs séries. Il s'agit d'alternations surtout de grès quartzeux, argillites, aléurolites, tufaléurolites, tufites, basaltes, andésites et leurs tufs.

Les roches entièrement sédimentaires, à stratification horizontale (paléozoïque) se trouvent à la partie centrale et Nord-Ouest de la zone étudiée. Il s'agit de série stratifiée de grès quartzeux, aléurolites, argillites à représentation variée des types de roches. La plus connue est la série de Pita (ordovicien), caractérisée par une forte prépondérance de grès quartzeux.

Presque toutes les séries ci-dessus sont traversées par des roches effusives et intruses sous la forme de corps laccolitiques, sills et dykes. Leur formation est mise au mésozoïque et sont le résultat de l'activité tectonique et magmatique du continent africain. Elles se trouvent, pour la plupart, au Nord-Est et Sud-Ouest de la Moyenne Guinée. Elles sont représentées surtout par des dolérites, gabbro-dolérites, moins par des diorites et granodiorites.

Les formations les plus récentes comportent des sédiments du quaternaire se trouvant dans les vallées de rivières (sables, argiles), au pied des pentes (éboulis) et aux plateaux étendus (argiles, limons).

Toutes les roches sont couvertes, à leur position supérieure, par des altérations. Le produit de l'altération est la latérite qui consiste en particules limoneuses et limoneuses-siltiques, à la partie inférieure, et en grains et concrétions de fer, près de la surface. La couche supérieure ultime est souvent transformée en carapace dure. L'épaisseur de la zone d'altération est souvent 10 à 25 m, moins souvent 30 à 50 m. Quant aux schistes et dolérites, leur altération atteint une plus grande profondeur que sur les grès. La latérite est absente aux pentes abruptes (plus de 15° à 20°) et au fond des vallées où sont les cours d'eau.

Toutes les structures géologiques sont atteintes par des lignes de fissures tectoniques presque verticales, en direction, à peu près, Nord-Est - Sud-Ouest et Nord-Ouest - Sud-Est. Les fissures des roches, si marquées près de la surface (surtout dans les grès), due à l'altération se ferment en profondeur.

La position des couches surtout horizontale, l'alternation de roches plus dures (grès, intrusions) et plus tendres (argilites, aléurolites) donnaient des conditions convenables à la formation de plateaux étendus à plusieurs niveaux, séparés par des pentes abruptes; ainsi le relief du territoire a pris une structure graduée. Celle-ci a un effet expressif sur le caractère des cours d'eau.

La géologie de toute la Moyenne Guinée et des sites de barrages, étudiés plus en détail, est décrite de façon plus détaillée au Volume III de ce Plan général (voir pa-

ragraphe 6. Bibliographie).

2.4. Caractéristiques physiques et mécaniques des sols

Les propriétés géotechniques des sols se trouvant aux sites des barrages envisagés sont évaluées en détail au Volume III de ce projet.

Nous présentons ici les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols et roches, qui sont les plus répandus dans la région étudiée et serviront de sol de fondation ou matériaux à la construction des barrages.

La surface du territoire est couverte surtout de sols altérés. Les plus répandus sont les latérites. Elles proviennent de l'hydrolyse et du lessivage de la roche-mère et de l'accumulation des oxydes d'aluminium et de fer dans la cuirasse latéritique.

Pour les buts du Projet, on donne ici les valeurs moyennes des essais effectués sur latérites, en Guinée, ces essais étant destinés à d'autres projets.

Profondeurs (m)	0-5	5-10	10-15
Teneur en eau (%)	25	30	33
Granulométrie: > 5 mm (%)	42	5	0
< 100 (%)	29	59	70
Densités sèches (t/m ³)	1,4	1,34	1,3
Porosité calculée (%)	52	54	55

	W ₁ %	I _p %	G _s t/m ³
Matériaux d'origine schisteuse	30-45	5-16	2,85
Matériaux d'origine doléritique	38-70	10-30	2,97

Les résultats de dépouillement statistique donnent, pour leur part :

- indice des vides - avant consolidation 1,34
- après consolidation sous 1,5 MPa 1,06
- porosité (%) - avant consolidation 57
- après consolidation sous 1,5 MPa 51
- variation de volume V/V sous 1,5 MPa (%) 11,7
- résistance au cisaillement
 - essai triaxial non consolidé non drainé : $C_{uu} = 0,05$ MPa
 $\phi_{uu} = 17^\circ$
 - résistance effective : $c' = 0,02$ MPa
 $\phi' = 27^\circ$
 - perméabilité : elle est très variée, on peut descendre jusqu'à 10^{-2} cm/s.

Les latérites peuvent être utilisées également comme matériau de construction de barrages (matériaux silto-argileux) et aussi comme matériau des recharges amont et aval d'une digue en terre (cuirasse latéritique).

Les essais de compactage des matériaux silto-argileux montrent qu'ils conviennent au noyau d'étanchement. Mais, en général, leur humidité naturelle doit être rehaussée au cours du compactage.

Les matériaux schisteux conviennent mieux au compactage que les matériaux doléritiques. Les données du tableau suivant le démontrent :

	Matériau schisteux	Matériau doléritique
Densité sèche (t/m^3)	1,7-1,75	1,56-1,59
Teneur en eau optimale W_{opt} %	18-19	21-26
Indice des vides à W_{opt}	0,61	0,81
Porosité à W_{opt} (%)	38	45

La perméabilité après le compactage varie entre 10^{-7} et 10^{-8} cm/s. La résistance au cisaillement selon l'essai triaxial consolidé, non drainé, avec mesure de la pression interstitielle est donnée par la valeur $c' = 0,02$ MPa
 $\phi = 30^{\circ}$.

La cuirasse latéritique comporte une roche compacte agglomérée, poreuse. D'après les résultats des analyses de l'Energoprojekt Beograd, les caractéristiques géotechniques sont les suivantes:

densité t/m ³	1,7 à 1,8
angle de frottement interne	33 ^o à 35 ^o
module de déformation	120 MPa
coefficient de perméabilité cm/s	10 ⁻⁴ à 10 ⁻⁵

2.5. Besoins en eau

Les retenues d'eau ont été considérées aux buts suivants:

- assurer l'eau d'irrigation aux terres agricoles (document - Etude hydro-agricole, voir paragraphe 6. Bibliographie),
- assurer l'eau potable à la population (document - Etude sociale et économique, voir paragraphe 6. Bibliographie),
- assurer l'eau industrielle (document - Etude sociale et économique, voir paragraphe 6. Bibliographie),
- assurer un débit régularisé afin de permettre la navigation fluviale,
- exploiter l'énergie hydraulique (offre de possibilité).

2.6. Exploitation de ressources hydrauliques

Les plans de gestion des eaux et les propositions

des dimensions des retenues ont été faits surtout pour assurer les besoins en eau connus et ensuite pour documenter les autres possibilités d'exploitation des cours d'eau.

Les plans de gestion des retenues d'eau particulières ont été élaborés en appliquant la méthode combinée de bilan et de mathématique-statistique-probabilité. On part de la méthode de bilan, c'est-à-dire on construit le bilan hydrologique pour une série de plusieurs années relative aux débits (bilan des débits d'eau à la retenue, des écoulements - prélèvements de la retenue et de l'évaporation du niveau d'eau de la retenue). C'est ainsi qu'on obtient tant de valeurs pour le volume utile de la retenue que le nombre d'années de la série des débits. Les grandeurs des volumes des retenues sont ensuite rangées selon leur grandeur. Puis on calcule à l'aide de la méthode mathématique-statistique et on obtient le coefficient de variation C_V et le coefficient d'asymétrie C_S . Pour calculer les volumes utiles nécessaires à garantie élevée, on a appliqué la distribution de probabilité - la courbe Pearson du III^e type. Nous avons choisi les garanties suivantes des débits; eau potable et industrielle $p = 99 \%$; eau destinée aux autres buts $p = 97 \%$.

Le volume constant des retenues a été déterminé selon les points de vue suivants:

- retenue pour débits d'eau potable - 12 m au-dessus du fond de la vallée, au pied du barrage,
- retenues à plusieurs buts - dépôts alluvionnaires au fond de la retenue venant du cours d'eau pendant 50 ans, en supposant un débit de 1250 tonnes par an et 1 km^2 de la superficie du bassin versant de la retenue, et de cette quantité 70 % va rester au fond de la retenue,
- retenue d'eau à exploitation de l'énergie hydraulique - la chute minimum a été choisie à 30 % de la chu-

te maximum.

Ensuite on a proposé le plus grand volume constant à la base des volumes calculés selon les trois points de vue.

Aux plans de gestion on a pris en compte les pertes d'eau résultant de l'évaporation du niveau de la retenue, à 1590 mm/an d'un km², avec répartition convenue pendant les mois de l'année:

Mois	%	Volume évaporé d'un km ² de nappe d'eau (10 ⁶ de m ³)	Débit évaporé de nappe d'eau (m ³ /s.km ²)
I	10,0	0,159	0,059
II	11,5	0,183	0,075
III	12,0	0,191	0,070
IV	11,5	0,183	0,070
V	9,0	0,143	0,053
VI	7,0	0,111	0,043
VII	5,5	0,087	0,033
VIII	4,5	0,072	0,027
IX	5,5	0,087	0,034
X	6,5	0,103	0,039
XI	7,5	0,120	0,046
XII	9,5	0,151	0,055
Total	100,0	1,590	

Tous les sites de retenues recommandées et d'autres sites de retenues proposées sont illustrées sur la situation générale des ouvrages ci-jointe.

2.7. Exploitation hydro-énergétique

Les besoins en eau ont servi de base pour déterminer les sites des retenues d'eau. Vu que les débits des cours d'eau sont très variables, leur exploitation énergétique durant toute l'année n'est possible que sous condition de construction de retenues.

Les sites des retenues d'eau à exploitation énergétique peuvent être classés en trois catégories:

- usines hydro-électriques au pied du barrage avec débits régularisés pendant toute l'année,
- usines hydro-électriques au pied du barrage à débits régularisés garantis pendant toute l'année + débits garantis saisonniers (l'eau d'irrigation),
- usines hydro-électriques situées en dehors de la retenue, c'est-à-dire à la galerie de dérivation des eaux (Kouli, Ouésséguélé).

Détermination des paramètres de l'usine hydro-électrique:

Capacité de débit des turbines:

A la première catégorie des usines, on a proposé le double du débit garanti régularisé ($2 \times Q_g$) comme capacité de débit des turbines, en envisageant au moins deux turbines. L'une d'elles serait en marche pendant toute l'année et la seconde pendant les crues et les réparations ou pannes de la première.

A l'avenir, on suppose de changer l'exploitation énergétique pendant l'année, et cela de la marche continue vers la marche à demi-pointe, ou bien la marche de pointe. En supposant la capacité des turbines à $2 \cdot Q_g$, la durée de la pointe garantie est 12 heures.

A la deuxième catégorie des usines, on a envisagé leur capacité de telle façon qu'on puisse traiter de manière la plus efficace également les débits saisonniers (l'eau d'irrigation prélevée en aval de la retenue).

A la troisième catégorie des usines, il s'agit d'usines hydro-électriques de pointe; c'est pourquoi leur capacité a été déterminée à la base de la durée de la pointe.

Chute: La chute brute a été déterminée comme la différence entre le niveau maximum de la retenue et le fond de la retenue, et on envisage à approfondir le lit du cours d'eau de 1 mètre au pied du barrage.

La chute nette a été déterminée de la chute brute, en soustrayant les pertes hydrauliques résultant d'aménagement hydraulique proposé.

Puissance installée: $P_i : P_i = 9,81 \cdot \eta \cdot Q \cdot h$

où η = rendement global (envisagé à 0,82)

Q = capacité de débit des turbines

h = chute nette

Puissance garantie: $P_g : P_g = 9,81 \cdot \eta \cdot Q_g \cdot h_g$

où η = rendement global (0,82)

Q_g = débits garantis régularisés

h_g = chute garantie

Production annuelle moyenne:

$$W_o = \sum_{1}^{12} 9,81 \cdot \eta \cdot Q_m \cdot h_m \cdot t$$

où η = rendement global 0,82

Q_m = débit moyen mensuel turbiné suivant le plan de gestion

h_m = chute moyenne mensuelle

t = heures de travail de l'usine par mois

La production annuelle moyenne de l'énergie a été

calculé à la base du plan de gestion de la retenue dans les conditions de l'année moyenne. Cette production représente la somme des productions mensuelles moyennes de l'année moyenne.

La durée du travail annuel de l'usine était considéré 350 jours, 15 jours étaient envisagé aux arrêts.

Le caractère de la production de l'énergie reflète le changement régulier de saisons d'hivernage et de sécheresse, chaque année. Dans la retenue d'eau annuelle - saisonnière la variation du plan d'eau est habituellement suivante: niveau du plan d'eau maximal (RN) est atteint au cours de mois IX, X, parfois XI; niveau du plan d'eau minimal (PBE) au cours de mois V ou VI. Après, le volume de la retenue commence de nouveau à se remplir. En cas de retenues d'eau interannuelles le niveau du plan d'eau varie entre RN et PBE au cours de plusieurs années.

3. OUVRAGES DE RETENUE-ORIENTATIONS GENERALES DES ETU- DES DE GENIE CIVIL

3.1. Eléments du choix des solutions

La conception des ouvrages prévus pour le stockage, l'évacuation et le prélèvement des eaux doit tenir compte d'un certain nombre de facteurs traduisant surtout les conditions naturelles des sites et les circonstances dans lesquelles une éventuelle réalisation aurait lieu. Pour les sites prioritaires la connaissance de ces facteurs a déjà atteint un niveau suffisant de précision grâce aux études particulières et aux travaux sur le terrain exécutés dans le cadre du présent Projet. Par contre, pour les autres sites envisagés, la connaissance des données naturelles reste encore assez modeste et demande un complément sérieux en informations.

D'autres facteurs d'ordre socio-économique, technique ou matériel dont l'évolution dans le temps est souvent difficile à prévoir, peuvent intervenir également. On est donc amené à les analyser brièvement pour pouvoir mieux évaluer la répercussion des modifications possibles des éléments pris en considération sur la conception technique actuelle des ouvrages et sur les estimations de leur coût présentées dans ce dossier.

3.1.1. Identification et choix des sites

Les sites que l'on a choisis pour l'étude des ouvrages de retenue, ont été reconnus sur les cartes ou les photos aériennes et puis identifiés sur le terrain par l'équipe du Projet, dans la plupart des cas, pendant la

première phase des études effectuées en 1979. Parmi les sites recommandés, le Gouvernement guinéen, en collaboration avec les consultants internationaux de l'OMM, a choisi un certain nombre de ceux dont le rôle serait particulièrement important quant à la satisfaction des besoins les plus urgents de la région étudiée.

Cette étude de Génie Civil des ouvrages de retenue ne s'occupe donc plus de la justification du choix des sites, celui-ci étant déjà fait avant le début des études de Génie Civil. Dans la plupart des cas, ce choix n'aurait même plus pu être modifié, étant donné l'état d'avancement des travaux engagés sur le terrain et des études correspondantes de gestion des retenues. Cependant, en vue des conditions naturelles données, il y a lieu de supposer qu'une légère correction ultérieure de l'emplacement de l'ouvrage n'entraînerait pas de modifications substantielles du coût de l'aménagement.

3.1.2. Taille des aménagements

Faisant suite à l'examen des conditions d'ajustement des ressources aux besoins en eau, la présente étude de Génie Civil des ouvrages de retenue tient compte des options résultant de cet examen quant à la capacité des retenues et, par conséquent, à la taille correspondante des barrages, aux dimensions des organes de prise d'eau, galeries d'adduction, bâtiments des usines hydroélectriques etc....

Dans la plupart des cas, l'étude d'exploitation des ressources en eau disponibles prévoit plusieurs variantes de gestion concernant les retenues de capacité différente. La différence des tailles des ouvrages, qui s'en suit, peut alors avoir une incidence directe sur le coût global

de l'aménagement. L'étude de Génie Civil, présentée dans ce dossier, est faite pour la variante recommandée, jugée la plus intéressante du point de vue performance de la retenue. L'option définitive ne sera néanmoins faite et la décision sur la réalisation de l'aménagement ne sera certainement prise qu'à la suite d'une analyse minutieuse de rentabilité dont une première approximation fait l'objet de l'examen particulier présenté au vol. n° VIII.

3.1.3. Conception des ouvrages

Un ouvrage de retenue comprenant, en général, un barrage, un évacuateur de crues, une vidange de fond, un ouvrage de prise d'eau et un ouvrage de dérivation provisoire doit être conçu de telle façon que sa construction puisse être effectuée dans de meilleures conditions qu'admette le site. Aussi est-on conduit à respecter un certain nombre de facteurs dont les plus importants sont :

- les conditions géologiques du site (surtout la résistance et la perméabilité des terrains de fondation),
- l'hydraulicité du cours d'eau concerné au droit du site (plus particulièrement les débits de pointe des crues de projet),
- la disponibilité des matériaux de construction et leurs propriétés mécaniques,
- les conditions climatiques pendant l'exécution des travaux,
- la disponibilité et la qualification de la main d'oeuvre locale,
- les possibilités d'équiper le chantier et l'aménagement en matériel et produits importés.

Dans cette optique, on aura l'intérêt de proposer des ouvrages simples à l'exécution et, dans la mesure du possible, ne nécessitant à leur réalisation qu'un minimum de biens d'importation, en utilisant, par contre, à fond toutes les ressources locales en matériaux de construction et en potentiel humain.

Toutes les autres conditions supposées égales, on préférera donc un barrage remblayé à un ouvrage en béton et une digue en terre à un barrage en enrochement. Cette dernière option se justifie, d'une part, par les conditions géologiques données qui, même dans le cas des digues en enrochement, imposent des pentes relativement douces aux talus des digues, de sorte que l'on ne peut pas s'attendre à une réduction du volume des recharges par rapport à une digue en terre et, d'autre part, par le coût élevé des enrochements dû surtout à l'emploi d'explosifs pendant l'extraction et la mise en place plus onéreuse.

L'utilisation des terres latéritiques dans le remblai des digues s'avère, par contre, profitable et présente des avantages incontestables suivants:

- ces matériaux sont presque partout disponibles en quantité suffisante,
- leurs extraction, transport et mise en place ne posent pas de problèmes techniques particuliers,
- le prix unitaire est plus bas que celui des autres matériaux meubles et rocheux utilisables pour le remblai des digues.

Il faut cependant attirer l'attention sur un inconvénient lié à l'imperméabilité relative des latérites compactées: celle-ci peut être à l'origine des pressions interstitielles importantes et de leur dissipation lente.

Ceci conduit à la mise en place de dispositifs coûteux (filtres, drains) et à la nécessité de prévoir des pentes douces des talus du remblai et, par là, un volume global accru de l'ouvrage.

Les dolérites constituent un matériau excellent de construction, mais coûteux pour l'utilisation dans les remblais. Toujours est-il que les coulées doléritiques restent probablement la seule ressource pour granulats à béton de qualité satisfaisante.

Les grès et les schistes ne se prêteront guère aux remblais des digues, étant donné leurs friabilité et faible résistance. Les grès faiblement cimentés ont, en effet, une tendance de se désagréger rapidement sous l'effort de compactage, voire même sous l'effet des agents atmosphériques.

Sur le plan technique, la solution finalement recommandée sera choisie entre plusieurs variantes possibles concernant notamment :

- les matériaux à remblai,
- le type de l'étanchéité de la digue,
- les moyens appliqués en vue d'une réduction de perméabilité du sous-sol (cf. paragraphe 3.1.4.),
- le type et la disposition en plan des ouvrages d'évacuation des eaux,
- le type (à l'air libre ou en souterrain) et l'implantation (au pied du barrage ou sur une adduction) de l'usine hydroélectrique éventuelle.

La revanche du couronnement du barrage au-dessus du niveau de la retenue normale sera déterminée en fonction de la hauteur prévue de surélévation du plan d'eau lors

du passage des hautes eaux à retenue pleine. Cette hauteur dépend, quant à elle, de l'épaisseur de la lame d'eau sur un seuil déversant calé au niveau de la retenue normale.

Les solutions pratiques des ouvrages de génie civil présentées dans ce dossier et concernant plus particulièrement l'évacuateur de crues, la vidange de fond et la revanche du couronnement du barrage par rapport au niveau des P.H.E., correspondent à des débits extrêmes déterminés à l'aide d'une analyse hydrologique préliminaire (disponible lors de l'établissement de l'étude de génie civil). Les écarts obtenus par comparaison avec les solutions correspondant aux débits déterminés par l'analyse hydrologique

Ceci conduit à la mise en place de dispositifs coûteux (filtres, drains) et à la nécessité de prévoir des pentes douces des talus du remblai et, par là, un volume global accru de l'ouvrage.

Les dolérites constituent un matériau excellent de construction, mais coûteux pour l'utilisation dans les remblais. Toujours est-il que les coulées doléritiques restent probablement la seule ressource pour granulats à béton de qualité satisfaisante.

Les grès et les schistes ne se prêteront guère aux remblais des digues, étant donné leur friabilité et faible résistance. Les grès faiblement cimentés ont, en effet, une tendance de se désagréger rapidement sous l'effort de compactage, voire même sous l'effet des agents atmosphériques.

Sur le plan technique, la solution finalement recommandée sera choisie entre plusieurs variantes possibles concernant notamment :

- les matériaux à remblai,
- le type de l'étanchéité de la digue,
- les moyens appliqués en vue d'une réduction de perméabilité du sous-sol (cf. paragraphe 3.1.4.),
- le type et la disposition en plan des ouvrages d'évacuation des eaux,
- le type (à l'air libre ou en souterrain) et l'implantation (au pied du barrage ou sur une adduction) de l'usine hydroélectrique éventuelle.

La revanche du couronnement du barrage au-dessus du niveau de la retenue normale sera déterminée en fonction de la hauteur prévue de surélévation du plan d'eau lors

du passage des hautes eaux à retenue pleine. Cette hauteur dépend, quant à elle, de l'épaisseur de la lame d'eau sur un seuil déversant calé au niveau de la retenue normale.

Les solutions pratiques des ouvrages de génie civil présentées dans ce dossier et concernant plus particulièrement l'évacuateur de crues, la vidange de fond et la revanche du couronnement du barrage par rapport au niveau des P.H.E., correspondent à des débits extrêmes déterminés à l'aide d'une analyse hydrologique préliminaire (disponible lors de l'établissement de l'étude de génie civil). Les écarts obtenus par comparaison avec les solutions correspondant aux débits déterminés par l'analyse hydrologique définitive présentée dans l'édition finale du vol. II (Hydrologie - météorologie) sont faibles et ne modifient pratiquement en rien les solutions de génie civil adoptées. Les différences Δr correspondantes (positives ou négatives) par rapport à la revanche envisagée dans les solutions présentées ci-après sont les suivantes:

Site	crue de projet ($m^3 \cdot s^{-1}$)	revanche (m)	Q_{1000} (vol.II) ($m^3 \cdot s^{-1}$)	Δr (m)
Natibali	640	2,00	640	0
Gr. Kinkon	954	2,00	950	0
Ouességuélé	890	2,00	880	+0,03
Mababou	1330 ^{x)}	2,00	1300	0
Gaoual	3260 ^{x)}	2,00	2900	0
Tiouri	670	2,00	550	+0,31
Kouli	551	2,00	410	+0,45
Madina Kouta	2770	1,88	3000	-0,28
Koukoutamba	3817	3,00	3850	-0,03
Boureya	4645	3,00	4650	0

x) Capacité de débit totale des organes d'évacuation sous R.N.

On voit donc que la revanche reste toujours assez confortable, surtout quand on prend en considération le fait que, par prudence, on n'a pas tenu compte de l'effet favorable du laminage de l'onde de crue dans la retenue. Sauf Mababou et Gaoual (aménagements dont les vidanges de fond sont largement dimensionnées pour pouvoir également évacuer le débit solide) on n'a pas prévu non plus le fonctionnement simultané des vidanges de fond et d'autres organes d'évacuation ou de prélèvement des eaux. Un élément de sécurité supplémentaire contre la submersion du couronnement du barrage constitue un mur-parapet toujours prévu sur le côté amont de la crête.

Pour le choix de la largeur du barrage en crête on utilisera les critères de sécurité et d'opportunité habituels.

Les problèmes majeurs de réalisation de la plupart des aménagements étudiés restent cependant liés aux conditions géologiques rencontrées dans les assises des barrages et concernant plus particulièrement l'imperméabilisation satisfaisante de celles-là, ainsi que l'estimation de l'aptitude des terrains de fondation à supporter, sans tassements inadmissibles, les charges dues au poids des ouvrages et aux autres sollicitations éventuelles.

3.1.4. Dispositifs d'étanchéité dans les fondations

La profondeur, souvent considérable, du toit d'un substratum rocheux sain et peu perméable, constatée sur la plupart des sites de barrage étudiés, réclame la création des écrans d'étanchéité souvent coûteux si l'on veut protéger l'aménagement contre l'érosion interne de son sous-sol et contre les fuites d'eau trop élevées.

Dans le cas des barrages d'une taille modeste (Tiambata, Douréko, Natibali, Kokoulo-Pont), le coût des élé-

ments verticaux d'étanchéité devient vite trop important par rapport au coût global de l'aménagement. Une autre solution permettant la réduction du gradient hydraulique sous l'emprise du barrage se propose alors: celle d'un tapis étanche situé à l'amont du barrage.

La mise en place d'un tel dispositif est conditionnée, toutefois, par la disponibilité des matériaux convenables (argiles ou limons) et un terrain régulier, de préférence plat ou peu incliné.

Pour certains sites examinés, une possibilité s'offre donc d'envisager un élément d'étanchéité horizontal au lieu d'un vertical.

Pour se faire une idée plus précise sur les limites dans lesquelles un tapis étanche peut modifier l'écoulement souterrain dans des conditions géologiques données, on a établi, par analogie électro - hydrodynamique, un réseau d'écoulement souterrain correspondant approximativement aux conditions trouvées dans le sous-sol du barrage de Tiambata et ceci pour différents cas de figure choisis en fonction de:

- la perméabilité absolue et relative des différentes couches formant le sol de fondation,
- la longueur du tapis étanche,
- la présence d'autres dispositifs susceptibles de modifier les caractéristiques de l'écoulement souterrain (parafouilles, drains horizontaux, puits drainants etc. ...).

A défaut d'essais directs de perméabilité, on a été amené à prendre en compte plusieurs valeurs du coefficient de perméabilité en faisant varier celui-ci dans des limites réelles correspondant aux résultats d'essais effectués

ailleurs (sites de Souapiti, de Koukoutamba etc ...).

Pour simplifier cet examen, on n'a cependant pas tenu compte de l'anisotropie du milieu soumis à l'écoulement souterrain.

On a examiné 3 cas différents en ce qui concerne la perméabilité du sous-sol en envisageant plusieurs sous-variantes de disposition constructive des éléments d'étanchéité et de drainage, soit 8 cas en totalité, à savoir:

Cas 1) - Sous-sol perméable jusqu'à la profondeur de 35 m. Perméabilité homogène et isotrope caractérisée par un coefficient de perméabilité k_f compris entre 1×10^{-3} et 1×10^{-5} cm/s. Au-dessous de 35 m, $k_f = \emptyset$.

Tapis filtrant sur le tiers aval des assises de la digue.

Sous-variantes:

- 1a) - digue sans tapis amont étanche,
- 1b) - tapis de 50 m de longueur,
- 1c) - tapis de 100 m de longueur,
- 1d) - tapis de 150 m de longueur (par analogie avec les cas précédents).

Cas 2) - Sous-sol perméable hétérogène, soit:
 de \emptyset à 10 m - $k_{f1} = 2 \times 10^{-4}$ cm/s,
 de 10 à 35 m - $k_{f2} = 1 \times 10^{-3}$ cm/s, donc:
 $k_{f1}/k_{f2} = 1/5$ (couche inférieure 5 fois plus perméable).

Sous-variantes:

- 2a) - digue sans tapis,
- 2b) - tapis de 100 m de longueur.

Tapis filtrant aval comme dans le cas 1); puits filtrant, sous le pied aval de la digue, traverse la couche supérieure moins perméable.

Cas 3) - Sous-sol perméable hétérogène, soit:
 de \emptyset à 10 m - $k_{f1} = 5 \times 10^{-3}$ cm/s
 de 10 à 35 m - $k_{f2} = 1 \times 10^{-3}$ cm/s
 $k_{f1}/k_{f2} = 5$

Parafouille amont descendant jusqu'à la profondeur de 15 m.

Sous-variantes:

- 3a) - pas de tapis étanche,
- 3b) - tapis étanche de 50 m de longueur.

Les solutions sont présentées sur les figures 2/6 a 2/12 du vol. no Va. On peut déterminer, à partir du réseau dessiné, le débit q m³/s par unité de largeur de la digue au moyen de l'équation suivante:

$$q = k_f H \frac{m}{n}$$

- avec: k_f (en m/s) - coefficient de perméabilité du sol,
 H (en m) - charge égale à la différence des niveaux amont et aval,
 m - nombre total d'intervalles entre les lignes de courant contenues dans le réseau,
 n - nombre total d'intervalles entre les lignes équipotentiellles correspondant au charges marginales: H et \emptyset .

Dans le cas 1) les résultats de calcul obtenus pour

une charge $H = 25$ m sont traduits par le graphique porté sur la figure 2/8. Pour les autres cas, le calcul a donné les résultats suivants:

$$\text{cas 2a): } q = 8,2 \times 10^{-4} \text{ l/s/m'}$$

$$\text{cas 2b): } q = 6,2 \times 10^{-4} \text{ l/s/m'}$$

$$\text{cas 3a): } q = 1,0 \times 10^{-3} \text{ l/s/m'}$$

$$\text{cas 3b): } q = 1,0 \times 10^{-3} \text{ l/s/m'}$$

On remarque que, d'après les résultats donnés ci-dessus, un tapis étanche ne se justifie que dans le cas où la perméabilité diminue avec la profondeur. Ce serait, par exemple, le cas de la variante 1 où un tapis étanche de 150 m de longueur permettrait de réduire les pertes d'eau à 40 % environ du débit d'infiltration correspondant au cas sans tapis étanche.

La réduction serait encore plus importante si la couche perméable de surface était moins puissante. Dans tel cas, cependant, un parafouille vertical serait plus efficace, donc plus indiqué, et le tapis étanche perd tout son intérêt (cf. la comparaison entre les variantes 3a et 3b).

Finalement, si, au contraire, la perméabilité augmente avec la profondeur (cas 2 examiné et très probablement aussi le cas réel des fondations de Tiambata, où les grès du substratum rocheux, altérés et fissurés jusqu'à une profondeur de 35 m environ, sont plus perméables que les produits latéritiques d'altération de la couche superficielle de 10 m env.), c'est la couche de surface qui fait office d'un tapis étanche et l'application d'un tapis artificiel, à perméabilité pratiquement nulle, n'améliore guère les conditions d'écoulement (une réduction de débit de 25 % seulement a pu être constatée avec un tapis de 100 m de longueur).

Souvent le tapis naturel n'est pas homogène et présente des endroits de perméabilité accrue. Dans tel cas, un compactage énergétique, dont l'effet se manifesterait même en profondeur, est à recommander.

En conclusion, on peut constater que dans le cas des barrages dont le substratum rocheux est formé de grès fissurés, très perméables, recouverts d'une faible couche d'altération moins perméable, le tapis étanche classique ne représente pas une solution économique du problème des pertes d'eau par infiltration. Par contre, là où les conditions naturelles le permettent, on pourrait prévoir la substitution des éléments verticaux d'étanchéité (voiles d'injection, parafouilles, parois moulées, etc ...) par un tapis étanche naturel en améliorant l'étanchéité de la couche latéritique existante au moyen d'un traitement superficiel approprié (sites de Douréko, Gaya, Dionfo etc.).

3.2. Conditions d'exécution des travaux

Les contraintes qui font aboutir les décisions à faire sur le type des ouvrages et le mode de leur réalisation relèvent principalement de l'encadrement naturel, économique et social dans lequel les travaux de construction doivent se dérouler.

3.2.1. Conditions climatiques

Dans le cas des sites étudiés en Moyenne Guinée, il faut surtout tenir compte des conditions climatiques qui règnent sur l'ensemble du territoire intéressé. En effet, les précipitations de la saison des pluies empêchent le plein développement des travaux, de sorte que la vraie saison de construction se voit réduite à la période sèche,

soit environ du 1^{er} octobre au 31 mai. Cette période compte, en moyenne, 170 jours pendant lesquels les terres pour les digues peuvent être mises en remblai. Pour la mise en place des bétons, l'exécution du voile d'étanchéité et autres travaux à l'aire libre on peut prévoir une durée plus prolongée de la saison de construction mais, en revanche, les soins particuliers sont requis, surtout quant aux bétons frais.

Pendant le reste de l'année, les activités exercées sur un chantier à ciel ouvert, doivent être réduites à un minimum nécessaire pour assurer la sécurité du chantier et le maintien du matériel en état de bon fonctionnement.

Les travaux en souterrain sont, par contre, pratiquement indépendants des conditions climatiques extérieures.

Les faits mentionnés ci-dessus trouveront leur répercussion dans le calendrier des travaux et le délai final de l'achèvement complet de l'aménagement et de sa mise en service.

L'hydraulicité considérablement accrue des cours d'eau pendant la période d'hivernage réclame, d'autre part, la mise en service des organes coûteux de dérivation provisoire des eaux. Ceux-ci comprennent généralement des batardeaux (amont, parfois même aval) en terre, en palplanches métalliques ou autres et une galerie de dérivation souterraine ou, dans la plupart des cas, en béton, construite à l'air libre. La galerie peut toutefois être aménagée en ouvrage définitif d'une vidange de fond, d'une galerie d'accès etc. ... Le problème de l'évacuation provisoire des eaux se simplifie dans le cas des barrages en béton, ce qui constitue un avantage certain pour ce type d'ouvrages.

Pour le dimensionnement des ouvrages de dérivation provisoire (batardeaux, galeries ou conduites de dérivation) on a pris en considération les débits instantanés des crues dont la période de retour est comprise (suivant l'importance de l'aménagement en construction) entre env. 15 et 100 ans. Le tableau suivant donne un aperçu sur l'ordre de grandeur du degré de protection prévu des chantiers.

Site	Crue de chantier prévue (m ³ /s)	Niveau amont (cote)	Q ₂₀ (vol.II)	Q ₅₀ (vol.II)
			débits en m ³ /s	
Natibali	495	954,50	400	460
G. Kinkon	x)	-	580	650
Quességuélé	439	338,00	470	580
Mababou	x)	-	680	860
Gaoual	x)	-	1650	2070
Tiouri	350	719,50	320	370
Kouli	270	759,50	230	270
Madina Kouta	1630	163,00	1680	2130

Note: x) La protection du chantier peut être assurée par une simple adaptation du calendrier des travaux et par le choix judicieux du mode d'exécution des ouvrages définitifs.

Le coût des ouvrages spéciaux de dérivation provisoire pourrait être économisé ou, pour le moins, considérablement diminué, si l'on réussissait à achever le gros des travaux pour le barrage et l'évacuateur de crues en une seule ou, tout au plus, en deux saisons sèches.

3.2.2. Environnement socio - économique

Le degré de développement des industries locales susceptibles d'approvisionner les chantiers de barrages en produits et matériel nécessaires pour la construction constitue un autre facteur à prendre en considération.

Il est vrai, en effet, qu'à l'époque actuelle, la demande en ciment, et autres produits et matériel de con-

struction, ainsi qu'en appareillage et équipements mécanique et électrique des aménagements ne peut être satisfaite à partir des ressources locales. Aussi est-on conduit à préférer les solutions n'exigeant qu'un minimum de fournitures extérieures, tout au moins pour les réalisations les plus proches. Ceci déterminera le choix à faire sur le type de certains ouvrages, le choix dont il a déjà été question plus haut.

Cette situation peut cependant aller en s'améliorant au fur et à mesure que l'équipement et la production industrielle du pays connaîtraient un développement progressif. On pourra donc se permettre d'envisager même des réalisations plus exigeantes et plus complexes pour un avenir plus éloigné.

Les mêmes observations peuvent être exprimées quant à la disponibilité et la qualification de la main d'oeuvre locale.

3.2.3. Possibilités et opportunité de construction par étapes

La mise en valeur progressive du territoire dans la zone du projet suggère l'idée de la construction graduelle des ouvrages hydrauliques qui serait proportionnée au degré de développement des besoins à un moment donné. L'intérêt d'une telle solution consiste en une réduction des dépenses initiales améliorant le rapport coûts / bénéfice au cours d'une première phase d'exploitation de l'aménagement concerné, lorsque la demande en énergie, eau d'irrigation etc. ... n'aura pas encore atteint son régime de plein épanouissement. Dans la mesure du possible, on cherche donc à retarder toutes les opérations

de construction coûteuses et qui ne sont pas indispensables, en un moment donné, au fonctionnement partiel ou définitif de l'aménagement. De cette façon on ne réduit pas seulement les dépenses initiales, mais aussi la part des intérêts intercalaires sur le coût global.

Le but poursuivi pourrait théoriquement être atteint par :

- un équipement progressif de l'aménagement dont les ouvrages de retenue ont déjà été achevés en une opération continue des travaux de construction,

- une construction des ouvrages de retenue en étapes discontinues supposant une ou plusieurs interruptions des travaux de Génie Civil.

Tandis que la première des possibilités mentionnées ci-dessus est d'avance justifiée et toujours recommandable, la seconde ne doit être recherchée qu'à l'appui des résultats favorables d'un examen minutieux de rentabilité. On doit y prendre en considération surtout la cadence supposée de la progression des besoins du périmètre desservi et le coût de repliement et de réinstallation du chantier, ainsi que les difficultés techniques qui pourraient découler de la reprise de certaines opérations, telles que, par exemple, le raccordement de l'élément d'étanchéité d'un barrage en terre, la reconstruction de l'évacuateur de crues, la fortification du rideau d'injection etc. ... L'expérience pratique montre que l'intérêt d'une construction par étapes est limité aux cas exceptionnels.

3.3. Coût de premier investissement

Les principaux éléments dont il faut tenir compte,

sont en général:

- a) le volume des travaux et les quantités des matériaux mis en oeuvre
- b) les prix unitaires applicables aux travaux et fournitures
- c) le montant des dépenses secondaires et complémentaires non comprises dans les prix unitaires des opérations.

Au stade actuel de l'étude, les métrés nécessaires pour une estimation quantitative des travaux et des matériaux des aménagements hydrauliques sont établis à partir des croquis aux échelles appropriées pour les opérations les plus importantes, telles que déblais, remblais, bétons, voiles d'injection etc. Les opérations et fournitures moins importantes sont estimées forfaitairement.

Les prix d'ordre unitaires à appliquer aux ouvrages étudiés dans le cadre de ce Projet sont des prix globaux permettant de faire un devis estimatif rapide et pourtant réaliste en utilisant un nombre limité de postes principaux. Ces prix peuvent donc différer de ceux d'un bordereau de marché.

Pour les ouvrages comprenant un grand nombre d'opérations dont l'importance ne peut pas être identifiée par le calcul des quantités, le coût est établi en fonction de la quantité dominante de l'ouvrage: volume des bétons, volume des remblais, longueur de la galerie etc., en utilisant les prix d'ordre forfaitaires. Ils sont définis séparément pour chacun des cas étudiés en tenant compte du degré de difficulté d'exécution des travaux.

Les prix unitaires moyens à appliquer dans le présent projet et reportés au tableau suivant sont donc à

comprendre comme étant établis aux conditions économiques de l'année 1980.

Désignation	Unité	Prix unitaire en US \$
- Décapage et préparation du terrain	m ²	1,6
- Déblai		
• en terrain meuble	m ³	3,2
• en terrain compact	m ³	4,0-6,0
• rocheux à l'air libre	m ³	12,0
• en galerie	m ³	60-70
• en puits	m ³	90
- Grandes excavations souterraines	m ³	50
- Remblais		
• tapis étanche	m ³	4,5
• noyau imperméable	m ³	12,0
• filtres	m ³	20,0
• corps du barrage (en latérites)	m ³	6,0
• tout-venant en provenance des fouilles	m ³	2,5
• enrochements de carrière	m ³	14,0
- Bétons		
• massif à l'air libre	m ³	160,0
• armé à l'air libre	m ³	240,0
• souterrain	m ³	280,0
- Voile d'étanchéité	m ²	100-280
- Forages pour injection	m	40-60
- Produit injecté	t	500
- Drains	m	100

Parité monétaire prise en compte: 1 US \$ = 4,4 F_C - 20 Sy-lis.

Il est cependant à noter que ces prix unitaires moyens (valables pour les ouvrages d'importance moyenne aux conditions normales) sont susceptibles de modifica-

tions, selon le cas envisagé surtout en fonction de la quantité des matériaux mis en oeuvre et des difficultés particulières d'exécution.

Les dépenses secondaires comprennent les prix des ouvrages qui ne sont pas absolument nécessaires pour atteindre les principaux effets des aménagements. Elles comprennent surtout les frais d'aménagement des terrains comme :

- le dédommagement de l'expropriation des exploitations agricoles et des biens personnels
- le déplacement des villages et le déménagement des habitants du territoire à inonder
- la déviation des routes et autres.

Les dépenses complémentaires sont définies comme les plus-values à ajouter au coût primaires et secondaires de l'ouvrage pour tenir compte des opérations non comprises dans les prix unitaires ou forfaitaires. Elles couvrent plus particulièrement :

- les frais d'études, de reconnaissance et de surveillance des travaux,

- les dépenses pour les travaux non explicités et imprévus ou ceux imputables à l'intervention de la force majeure,

- les dépenses pour ouvrages provisoires importants dont le montant n'est pas compris dans le coût des ouvrages définitifs, tels que : accès du coût élevé, téléphériques, enceintes d'étanchéité, plate-formes de travail, etc.

- les taxes et impôts divers prélevés sur le territoire guinéen,

- les majorations dues aux frais financiers pendant la construction et aux ajustements des prix et des quan-

tités intervenant au cours des travaux,

- les indemnités d'expropriation des terres.

On peut estimer à 8 % du montant global des travaux la majoration due aux prestations de l'ingénieur-conseil et du Maître de l'oeuvre.

Il est jugé proportionné au degré de précision de l'étude, à son état actuel d'avancement, de réserver une marge égale à 15 % du montant des travaux pour tenir compte des opérations et fournitures non explicités, des imprécisions de l'estimation des quantités et des coûts, ainsi que des travaux imprévisibles résultant d'une intervention éventuelle de la force majeure et autres dépenses.

Les frais de transport des matériaux et des équipements sont en règle générale inclus dans les prix d'ordre unitaire ou forfaitaires. Etant donné que l'objet de l'évaluation économique dans le cadre du Plan général sont des aménagements dont la distance de transport de Conakry au chantier varie de 200 à 700 km, il n'a pas été convenable d'incorporer ces frais de transport en une forme de majoration unitaire. Le procédé de leur évaluation est indiqué dans l'article 4.5.17, du Vol. VIII de ce Plan général.

Les questions concernant la propriété privée des terres occupées par les ouvrages, par les surfaces d'inondations permanentes ou par les ouvrages d'irrigations ne sont pas étudiés dans cette élaboration. Nous supposons que ces terres sont un bien commun et pour des investissements de caractère d'infrastructure (conditionne le futur développement économique et social du territoire) elles seront gratuitement mises à disposition. Ceci ne concerne pas les rémunérations des biens privés (personnels), qui en forme d'une estimation approximative sont inclus

dans les frais d'aménagement du territoire.

3.4. Conclusions

A la suite de l'analyse des données de base disponibles, à l'heure actuelle, pour une étude des ouvrages de retenue prévus dans le cadre de ce Projet sur les sites prioritaires, on peut constater que:

- l'étude de Génie Civil a pu être menée à bien avec, toutefois, un degré de précision et de détail proportionné au niveau des connaissances des conditions naturelles acquis jusqu'ici,

- la plupart des sites reconnus sur le terrain et recommandés pour une étude plus poussée des conditions d'exploitation des ressources hydrauliques, ne possède pas de caractéristiques morphologiques et géologiques idéales, de sorte qu'il faut s'attendre à des conditions de réalisation difficiles et aux dépenses plutôt élevées par rapport aux bénéfices prévus,

- une exception peuvent constituer les aménagements à destination énergétique, vu les possibilités d'exploitation de débits et de chutes considérables,

- les difficultés majeures, auxquelles il faudra faire face lors de la réalisation, se situent sur le plan géologique; leur élimination dépend de la maîtrise des problèmes liés surtout à la perméabilité et la capacité portante des terrains de fondation.

Tableau 1

Stations hydrométriques choisies

Rivière	Site	Superficie du bassin km ²	Débit moyen 1970-77 m ³ /s	Module spécifique l/s.km ²
	<u>Bassin de Konkouré</u>			
KOKOULO	DIAWLA	397	12,6	31,7
KAKRIMA	KONDONBOUFOU	5 600	157,1	28,1
KONKOURE	PONT TELIMELE	10 250	272,1	26,5
	<u>Bassin de Koliba</u>			
TANTO	LOUGAMBE	42,8	0,94	22
BANTALA	BAC DE LA ROUTE LABE-GAOUAL	1 335	23,6	17,7
KOMBA	BAC DE LA ROUTE LABE-GAOUAL	2 100	38,6	18,4
TOMINE	GAOUAL	3 410	115,3	33,8
KOLIBA	GAOUAL	9 700	217	22,4
	<u>Bassin de Bafing</u>			
KIOMA	TELICO	360	6,8	19,0
SAMENTA	DOUREKO	225	3,6	16,1
BAFING	BALABORY	11 730	195,4 ¹⁾	16,7
BAFING	DAKKA-SAIDOU	15 700	243,0 ¹⁾	15,5
	<u>Bassin de Gambie</u>			
GAMBIE	KEDOUGOU	7 550	82,4	10,9

1) De la période 1966 à 1973

Tableau 2

Caractéristiques hydrologiques des retenues d'eau proche avenir

NO	Rivière	Site	Superficie du bassin km ²	Débits moyens 1970-77 m ³ /s	Module spéc. l/s.km ²
6	SALA	NATIBALI	329	10,5	31,9
7	KOKOULO	GRAND KINKON	726	22,4	30,8
8	OUESSEGUELE	OUESSEGUELE	630	13,2	21,0
9	BANTALA	MABABOU	1 310	23,2	17,7
10	KOMBA	GAOUAL	6 285	101,8	16,2
11a	DIMMA	DERIBERE	362	10,1	28,0
11b	DIMMA	TIOURI	243	7,0	28,7
12	LITTI	KOULI	136	3,0	22,0
13	GAMBIE	MADINA KOUTA	6 730	91,0	13,5
14	BAFING	KOUKOUTAMBA	10 600	181,0 ¹⁾	17,1
15	BAFING	BOUREYA	14 750	230 ¹⁾	15,6

1) De la période 1966 à 1973

PARAMETRES PRINCIPAUX DES SITES DE RETENUES

Tableau 3

Numéro d'ordre	RETENUE	Cours d'eau	Buts	Superficie du bassin versant	Débit annuel moyen Q_a	Variante	Niveaux		Volumes			Superficie submergée max.	Coefficient de régulation garantie	Coefficient d'accumulation	Débit régulé Q_r	Débit des turbines Q_t	Puissance installée P_i	Production annuelle moyenne W_o	Note	
							max	min	total V_t	utile V_u	constant V_c									
							altitude		$10^6 m^3$											km^2
							km^2	m^3/s	m^3/s	m^3/s	MW									GWh
6	NATIBALI	SALA	I,E	329	9,0	* A	967,00	950,00	131,5	128,5	3,0	15,4	0,60	0,45	5,41	12,0	34,2	100,0	Pourvu que la retenue Tiambata existe	
7	GRAND KINKON	KOKOULO	E,I	726	21,4	A	887,50	875,00	150,0	83,0	67,0	11,4	0,36 ¹⁾	0,12	7,6 ¹⁾	20,0	70,0	209,8	Pourvu que la retenue Foulaso existe	
						B	895,50	875,00	267,0	200,0	67,0	18,8	0,60 ¹⁾	0,30	12,8 ¹⁾	48,0	171,1	374,3		
						* C	905,00	875,00	454,0	387,0	67,0	30,2	0,89 ¹⁾	0,57	19,1 ¹⁾	80,0	291,4	655,6		
8	OUESSEGUELE	OUESSEGUELE	E	630	13,2	A	373,00	347,50	181,0	151,0	30,0	10,6	0,60	0,36	7,9	16,0	21,6	144,5		
						B	376,50	347,50	224,0	194,0	30,0	12,4	0,76	0,47	10,0	20,0	27,9	146,5		
						* C	382,00	364,50	304,0	194,0	110,0	16,3	0,76	0,47	10,0	20,0	28,7	154,0		
9	MABABOU	BANTALA	E	1310	23,2	A	184,00	168,00	325,0	293,0	32,0	33,5	0,65	0,40	15,0	30,0	8,9	41,7		
						* B	191,00	168,00	625,0	593,0	32,0	60,5	0,86	0,81	20,0	40,0	13,9	52,4		
10	GAQUAL	KOMBA	E,N	6285	102	A	127,50	121,00	555,0	305,0	250,0	59,0	0,25	0,09	25,0	50,0	12,4	58,6		
						B	133,50	121,00	1045,0	795,0	250,0	96,0	0,49	0,25	50,0	100,0	29,4	138,9		
						* C	138,00	121,00	1530,0	1280,0	250,0	130,0	0,74	0,40	75,0	150,0	49,3	233,1		
						D	150,00	143,40	3697,0	1280,0	2417,0	239,0	0,74	0,40	75,0	150,0	62,9	297,3		
11a	DERIBERE	DIMMA	E	362	10,1	A	718,00	680,00	53,0	46,0	7,0	3,3	0,30	0,14	3,0	6,0	3,8	21,6	Alternative de la retenue Tiouri	
						B	731,50	680,00	131,0	124,0	7,0	9,2	0,59	0,39	6,0	12,0	8,9	45,0		
						C	739,00	680,00	218,0	211,0	7,0	14,8	0,89	0,66	9,0	18,0	14,5	56,8		
11b	TIOURI	DIMMA	E	243	7,0	A	734,00	726,00	47,3	30,0	17,3	5,1	0,29	0,14	2,0	5,0	4,8	33,5		
						* B	742,50	726,00	106,6	89,3	17,3	9,6	0,67	0,40	4,7	10,0	10,3	55,4		
12	KOULI	LITTI	E	136	3,0	A	772,50	765,00	35,0	22,0	13,0	3,5	0,47	0,23	1,4	6,0	15,4	66,4		
						* B	788,50	765,00	127,0	114,0	13,0	7,5	0,90	1,20	2,7	11,0	29,8	68,7		
						C	800,00	765,00	224,0	211,0	13,0	10,6	0,95	2,23	2,85	12,0	33,0	70,7		
13	MADINA KOUTA	GAMBIE	E	6730	90,9	A	181,00	163,00	620,0	509,0	111,0	44,0	0,28	0,18	25,0	50,0	14,4	136,9		
						B	191,00	163,00	1200,0	1089,0	111,0	71,5	0,55	0,38	50,0	100,0	36,3	172,8		
						* C	204,00	163,00	2440,0	2329,0	111,0	125,5	0,81	0,81	73,5	147,0	67,0	269,0		
14	KOUKOUTAMBA	BAFING	E	10600	150	A	540,00	514,50	2380,0	2066,0	314	168	0,70	0,44	105	448	257,5	796,7	Pourvu que soit la dérivation d'eau de Balasa	
					181	B	542,20	513,00	2810	2510	300	180	0,72	0,44	130	448	265,5	809,0	Sans dérivation de Balasa	
					181	C	546,50	527,70	3450	2544	906	189	0,72	0,44	130	448	277,3	845,7		
					181	* D	546,50	524,20	3600	2922	678	192	0,74	0,51	135	448	280,9	858,0		
15	BOUREYA	BAFING	E,N,I	14750	220	A	358,00	347,50	900	653	247	88	0,75	0,09	165	330	76,5	277,0	Pourvu que la retenue Koukoutamba existe, alt. D	
						B	362,00	354,00	1288	684	604	118	0,75	0,10	165	330	87,5	406,3		
						* C	383,00	370,50	5500	2852	2648	272	0,84	0,41	185	370	160,6	717,4		

Notes: 1) Pourvu que le débit soit régularisé durant toute l'année
 * variante recommandée au point de vue hydraulique et financier

A - Alimentation de la population et de l'industrie
 E - Exploitation de l'énergie hydraulique
 I - Irrigation
 N - Navigation

SITES "PROCHE AVENIR"

CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DE RETENUE ETUDIES

SITE		RETENUE			BARRAGE									Type
		R.N.	Volume total	Volume utile	crête	hauteur max		longueur en crête		volume remblais		Volume bétons 10 ³ m ³		
						hors T.N.	hors fond.	digue	totale	hors T.N.	total			
N° ref	Désignation	cote	hm ³	hm ³	cote	m	m	m	m	hm ³	hm ³	10 ³ m ³		
6	Natibali	970,00	180,2	140,5	974,00	32,0	38,0	290	320	0,420	0,534	81,3	T	
7	Gr. Kinkon	905,00	454,0	442,3	910,00	150,0	160,0	-	1 235	-	-	2 008,0	Pe	
8	Ouéséguélé	382,00	304,0	194,0	387,00	62,0	67,0	380	474	1,643	1,913	94,8	T	
9	Mababou	191,00	625,0	593,0	193,00	38,0	48,0	880	980	0,491	0,626	190,0	M	
10	Gaoual	138,00	1 530,0	1 380,0	140,00	38,0	55,0	1 090	1 240	1,748	2,362	370,0	M	
11b	Tiouri	742,50	106,6	91,6	747,00	49,0	53,0	795	795	2,066	2,400	37,8	T	
12	Kouli	788,50	127,0	114,0	793,00	48,0	51,0	734	774	1,771	2,155	37,8	T	
13	Madina Kouta	204,00	2 440,0	2 329,0	208,00	65,0	68,0	518	652	2,440	2,994	385,0	T	
14	Koukoutamba ^x	546,50	3 600,0	2 922,0	551,20	87,4	88,2	1 300	1 450	-	10,563	275,2	T	
15	Boureya ^{xx}	383,00	5 500,0	2 852,0	388,00	58,0	66,0	1 220	1 720	-	5,750	875,0	M	

Type de barrage : T - terre

Pe- béton - poids évidé

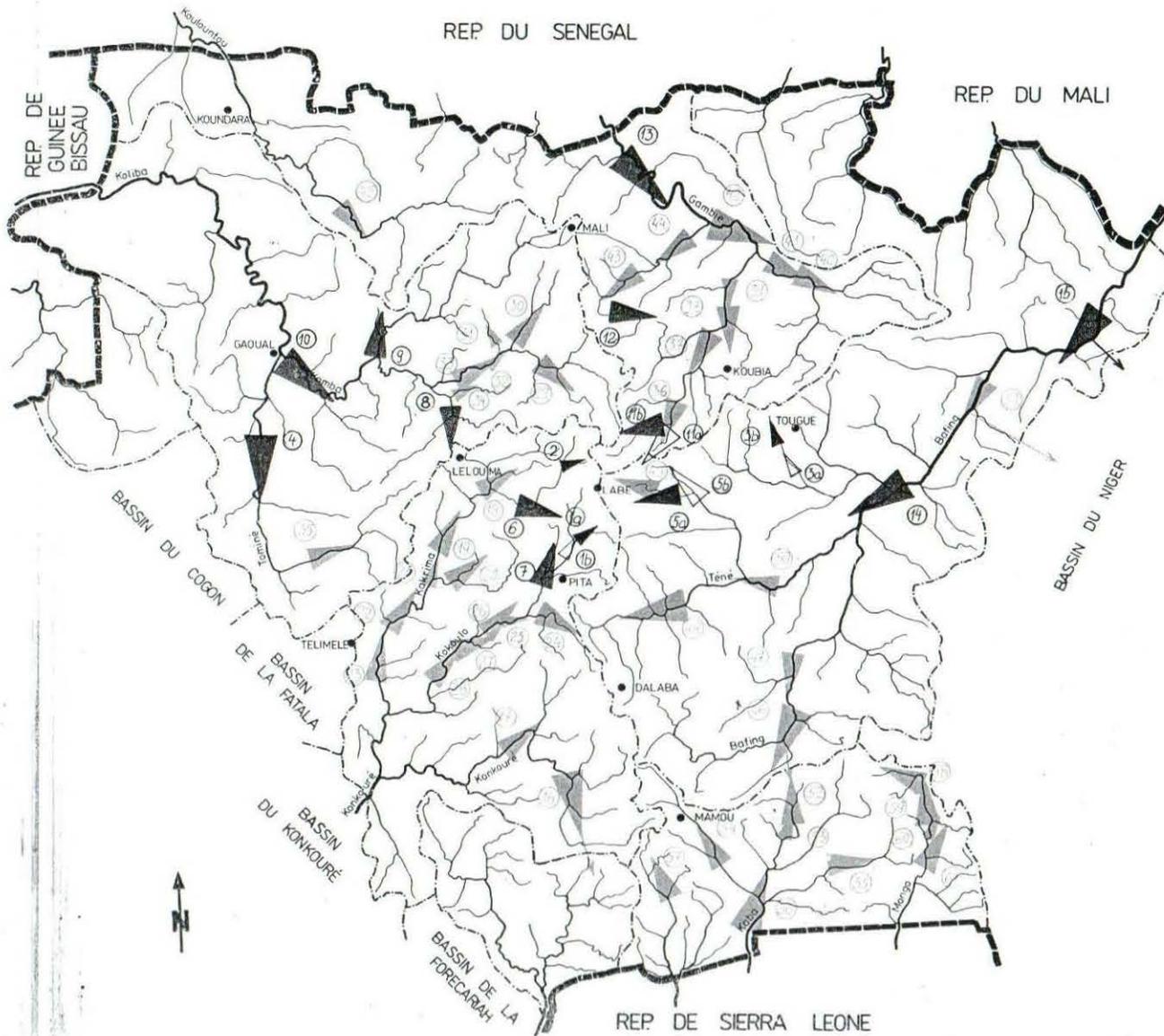
M - mixte (béton-poids+terre)

Nota : x/ Energoprojekt - 1976

xx/ Sénégalconsult - 1969

AMENAGEMENT HYDRAULIQUE DE LA MOYENNE GUINEE

SITUATION GÉNÉRALE DES OUVRAGES



Légende:

Ouvrages prioritaires

- 16 Foulaso
- 15 Kokoulo - pont
- 2 Tiambata
- 5 Doureka
- 5a Gargui
- 4 Felto Sounga
- 5b Dionfo
- 5c Gaya

Ouvrages avenir proche :

- 6 Natibali
- 7 Grand Kinkon
- 8 Ouésséguélé
- 9 Mababou
- 10 Gaoual
- 11 Déribéré
- 12 Tiouri
- 13 Kouli
- 14 Madina Kouta
- 15a Koukoutamba
- 15b Boureya

Ouvrages existants :

- 1a Saly
- 1b Houlou
- 1c Bankol
- 1d Kankama I
- 1e Fété
- 1f Kankama II
- 1g Kankama III
- 1h Kankama IV
- 1i Hakkouba
- 1j Bankol
- 1k Dumbé

- 1a Bam
- 1b Koulamattar
- 1c Toule
- 1d Diakro
- 1e Kankama
- 1f Houlou
- 1g Kankama
- 1h Kankama
- 1i Kankama
- 1j Kankama
- 1k Kankama
- 1l Kankama
- 1m Kankama
- 1n Kankama
- 1o Kankama
- 1p Kankama
- 1q Kankama
- 1r Kankama
- 1s Kankama
- 1t Kankama
- 1u Kankama
- 1v Kankama
- 1w Kankama
- 1x Kankama
- 1y Kankama
- 1z Kankama



Grandeur des ouvrages:

- ▽ < 100 mil. m³
- ▽ 100 - 1000 mil. m³
- ▽ > 1000 mil. m³

4. RETENUES D'EAU A REALISER AU PROCHE AVENIR

Il faut remarquer que le numérotage des retenues "proche avenir" est en relation directe avec celui des retenues "prioritaires". Nous pensons que ce numérotage continu peut éliminer les échanges et confusions possibles en identifiant les retenues au tableau 3 et aussi à la situation générale.

4.6. Retenue d'eau NATIBALI sur SALA

INTRODUCTION

Le site du barrage est situé à 20 km environ, à vol d'oiseau, à l'ouest de la ville Labé, à 20 km environ en aval du site du barrage Tiambata. Les coordonnées du site du barrage sont $12^{\circ} 28' W$ et $11^{\circ} 17' N$. L'emplacement du barrage est accessible par la route Labé-Gaoual et une piste de 6 km de longueur.

La retenue a été proposée pourvu que soit réalisée la retenue Tiambata, située en amont.

TOPOGRAPHIE

Cartes aux échelles de 1 : 200 000 et 1 : 50 000.

GEOLOGIE

Les deux talus sont recouverts de latérite. Le fond rocheux est formé de grès quartzeux.

HYDROLOGIE

Superficie du bassin versant	329,2 km ²
Longueur de la vallée L	37 km
Caractéristique du bassin S/L ²	0,24

Valeurs annuelles moyennes naturelles (de 1970 à 1977):

- débit Q _a	10,5 m ³ /s
- écoulement E _a	331 mil. m ³
- module spécifique q _a	31,9 l/s.km ²

Les données hydrologiques naturelles sont déduites des observations de la station hydrométrique Diawla sur Kokoulo, en proportion des débits moyens annuels.

Les valeurs annuelles moyennes, influencées par la retenue de Tiambata, sont:

- débit Q _a	9,0 m ³ /s
- écoulement E _a	283,8 mil. m ³
- module spécifique q _a	27,3 l/s.km ²

BESOINS EN EAU PERSPECTIFS

Les besoins en eau d'irrigation aux terres agricoles ont été envisagés de la façon suivante:

Mois	Plaine Timbis (68 km ²)		Plaine Kanaya (6,5 km ²)		Au total (74,5 km ²)	
	10 ⁶ m ³	m ³ /s	10 ⁶ m ³	m ³ /s	10 ⁶ m ³	m ³ /s
XI	9,7	3,69	0,97	0,37	10,67	4,06
XII	12,8	4,87	1,27	0,48	14,07	5,35
I	19,0	7,22	1,88	0,71	20,88	7,94
II	19,7	7,49	1,94	0,74	21,64	8,23
III	10,3	3,92	0,99	0,38	11,29	4,29
IV	7,0	2,66	1,08	0,41	8,08	3,07
V	2,0	0,76	0,18	0,07	2,18	0,83
Total	80,5		8,31		88,81	

Le débit moyen prélevé de l'eau d'irrigation pendant la saison sèche est de $4,82 \text{ m}^3/\text{s}$. Tous les débits prélevés sont donnés au Tableau 4.

PLAN DE GESTION DES EAUX

On a considéré la variante de la retenue assurant l'approvisionnement en eau d'irrigation du périmètre plaine Timbis (68 km^2), du périmètre Kanaya et le débit uniforme de $2,6 \text{ m}^3/\text{s}$ pendant toute l'année (dont $2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ seront exploités en énergie hydraulique et $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ passera à travers les cascades).

Les plans de gestion pour calculer le volume de la retenue ont été faits à garantie de 97 %. Le volume constant de la retenue a été limité, parce que les matériaux charriés et en suspension sont retenus à Tiambata. L'évaporation du niveau de la retenue a été envisagée à 1590 mm. Le niveau maximum de l'eau de la retenue est envisagé à l'altitude de 967,00 m, afin qu'il n'atteigne pas le niveau du fond de la vallée au site du barrage de la retenue Tiambata, en amont. Les dimensions proposées de la retenue sont au Tableau 5.

AMENAGEMENT HYDRO-ENERGETIQUE

L'exploitation de l'énergie hydraulique est basée sur l'adduction possible de l'eau à travers une galerie de 8000 m de longueur et ensuite par un tuyau à pression, de 1000 m de longueur, vers l'usine hydro-électrique. Le niveau inférieur de l'usine hydro-électrique est envisagé à l'altitude de 600 m, obtenant ainsi la chute maximum de 367 m.

L'usine hydro-électrique à turbines Francis, leur débits étant $12 \text{ m}^3/\text{s}$, sera en marche à service de pointe garanti à 4,2 heures/jour.

Les paramètres principaux de l'usine hydro-électrique sont reportés au Tableau 4.

Enfin on recommande à suivre, à l'avenir, l'alternative de la retenue Natibali ayant son niveau maximum à l'altitude de 967,00 m (pourvu que soit réalisée la retenue Tiambata en amont), et ses buts étant de

- garantir l'eau d'irrigation aux terres agricoles à la plaine Timbis (68 km^2) et Kanaya ($6,5 \text{ km}^2$)
- exploiter l'énergie hydraulique du débit régulé $Q_g = 2,1 \text{ m}^3/\text{s}$ à l'usine hydro-électrique de dérivation
- garantir un débit constant de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ à travers les cascades se trouvant en aval de la retenue Natibali.

Rivière: SALA

Retenue: NATIBALI (avec Tiambata)

Utilisation		Unité	Alternative A
Périmètre irrigué		km ²	74,5
Quantité d'eau par an pour irrigation (du mois novembre à mai inclusivement)		10 ⁶ m ³	88,81
Aménagement hydro-électrique:			
Chute maximum:	h_{max}	m	367,0
Chute minimum:	h_{min}		350,0
Capacité des turbines hydrauliques	Q	m ³ /s	12,0
Puissance installée	P_i	MW	34,2
Puissance garantie	P_g		5,9
Production annuelle moyenne	W_o	GWh	100,0
Production annuelle garantie	W_g		49,6