

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL  
SODAGR

# AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBRI

VOLUME V

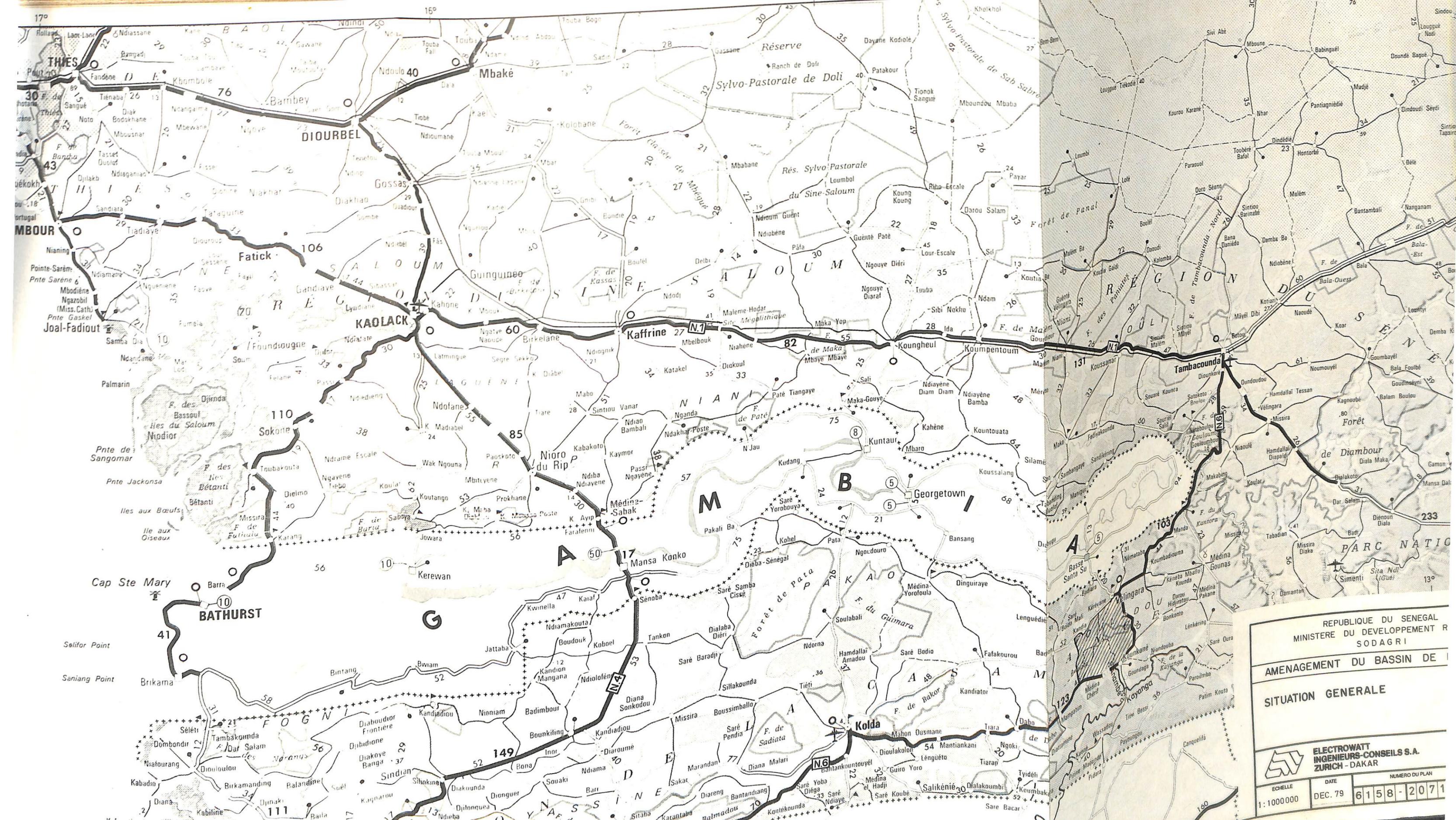
RAPPORT SUR LES BARRAGES,  
LES STATIONS DE POMPAGE  
ET L'IRRIGATION ET DRAINAGE

M.300 SOD

42



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR



REPUBLICQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT R  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE I

SITUATION GENERALE

**ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR**

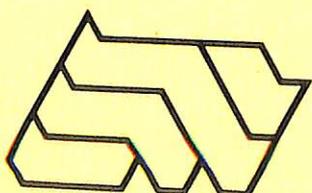
ECHILLE	DATE	NUMERO DU PLAN
1:1000000	DEC. 79	6158-2071

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL  
SODAGRI

# AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

VOLUME V

RAPPORT 9 BARRAGES



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR 1980

## TABLE DES MATIERES

		Page
1.	INTRODUCTION	9 - 1
2.	DONNEES DE BASE	9 - 3
2.1	Topographie	9 - 3
2.2	Hydrologie	9 - 3
2.3	Géologie	9 - 4
	2.3.1 Généralités	9 - 4
	2.3.2 Conditions géologiques au site de Niandouba	9 - 7
	2.3.2.1 Géologie locale	9 - 7
	2.3.2.2 Travaux de reconnaissance sur le site du barrage	9 - 8
	2.3.2.3 Géologie des fondations	9 - 9
	2.3.2.4 Etanchéité de la retenue	9 - 11
	2.3.2.5 Stabilité des rives	9 - 12
	2.3.3. Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction	9 - 13
	2.3.3.1 Zones d'emprunt	9 - 13
	2.3.3.2 Réserves de matériaux	9 - 14
	2.3.3.3 Résultats géotechniques préliminaires	9 - 15
	2.3.4. Prospections et études complémentaires	9 - 16
3.	PRINCIPES ET CONTRAINTES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES	9 - 19
3.1	Contraintes topographiques et hydrauliques	9 - 19
	3.1.1 Barrage de Niandouba	9 - 19
	3.1.2 Barrage de garde et du confluent	9 - 21

## TABLE DES MATIERES

		Page
3.2	Contraintes économiques - prix d'ordre	9 - 22
4.	BARRAGE DE NIANDOUBA	9 - 26
4.1	Retenue	9 - 26
4.2	Choix du type de barrage	9 - 26
4.3	Choix de l'implantation du barrage	9 - 29
4.4	Type et disposition de l'évacuateur de crues	9 - 31
4.5	Dimensionnement du barrage et de l'évacuateur	9 - 34
4.6	Prise d'eau et vidange de fond	9 - 37
4.7	Phases de construction et programme des travaux	9 - 42
4.8	Coût de construction	9 - 43
4.9	Usine hydro-électrique au pied du barrage	9 - 45
4.9.1	Généralités	9 - 45
4.9.2	Usine pour le stade final d'aménagement	9 - 46
4.9.3	Usine pour les premières phases d'aménagement	9 - 50
5.	BARRAGE DU CONFLUENT	9 - 51
5.1	Généralités	9 - 51
5.2	Choix du site et du type d'ouvrage	9 - 52
5.3	Ouvrages annexes	9 - 53
5.3.1.	Evacuateur de crues	9 - 53
5.3.2.	Organe de vidange	9 - 55

## TABLE DES MATIERES

	Page
5.4	Coûts de construction et programme des travaux
	9 - 56
5.4.1.	Coûts de construction
	9 - 56
5.4.2.	Programme des travaux
	9 - 57
6.	BARRAGE DE GARDE
	9 - 59
6.1	Généralités
	9 - 59
6.2	Choix du site et du type d'ouvrage
	9 - 59
6.3	Ouvrages annexes
	9 - 61
6.4	Coûts de construction et programme des travaux
	9 - 62
7.	REMARQUES FINALES ET RECOMMANDATIONS
	9 - 64

## LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 9 - 1 BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT 3
- Tableau 9 - 2 BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT 4
- Tableau 9 - 3 BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT 4
- Tableau 9 - 4 BARRAGE DE NIANDOUBA - COUTS DE CONSTRUCTION
- Tableau 9 - 5 BARRAGE DU CONFLUENT - COUTS DE CONSTRUCTION
- Tableau 9 - 6 BARRAGE DE NIANDOUBA - FICHE TECHNIQUE
- Tableau 9 - 7 BARRAGE DU CONFLUENT - FICHE TECHNIQUE
- Tableau 9 - 8 BARRAGE DE GARDE SUR L'ANAMBE - FICHE TECHNIQUE

## LISTE DES FIGURES

Figure 9 - 1	BARRAGE DE NIANDOUBA - CARTE GEOLOGIQUE
Figure 9 - 2	- PROFIL GEOLOGIQUE C
Figure 9 - 3	- PROFIL GEOLOGIQUE D
Figure 9 - 4	- SITUATION DE LA RETENUE
Figure 9 - 5	- VOLUME ET SURFACE DE LA RETENUE
Figure 9 - 6	- SITES ETUDIES
Figure 9 - 7	- EVACUATEURS DE CRUES ETUDIES
Figure 9 - 8	- SITUATION DES OUVRAGES
Figure 9 - 9	- PROFIL TYPE
Figure 9 - 10	- EVACUATEUR DE CRUES
Figure 9 - 11	- PRISE D'EAU/VIDANGE DE FOND
Figure 9 - 12	- PROGRAMME DES TRAVAUX
Figure 9 - 13	- USINE VARIANTE 1
Figure 9 - 14	- USINE VARIANTE 2
Figure 9 - 15	BARRAGE DU CONFLUENT - SITUATION
Figure 9 - 16	- PROFIL TYPE
Figure 9 - 17	- VIDANGE DE FOND/EVACUATEUR DE CRUES
Figure 9 - 18	BARRAGE DE GARDE - SITUATION
Figure 9 - 19	- PROFIL TYPE

## 1. INTRODUCTION

---

Le mandat d'étude confié à Electrowatt Ingénieurs-Conseil S.A. par la Société de Développement Agricole et Industriel (Sodagri) concerne l'élaboration du projet d'exécution de l'aménagement hydro-agricole du bassin de l'Anambé, en Haute Casamance. Il comporte plusieurs phases successives dont la première est consacrée aux études sectorielles et de conception. Un volet de cette première phase comprend l'étude des ouvrages hydrauliques destinés à assurer la maîtrise et la régularisation du potentiel hydraulique régional. Celui-ci est fourni presque exclusivement par le bassin versant de la Kayanga dont l'apport annuel en année moyenne est de l'ordre de  $275 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . L'utilisation des ressources en eau pour l'irrigation du périmètre agricole exige la réalisation d'un organe de stockage et de régularisation, c'est-à-dire d'un barrage permettant la création d'un bassin d'accumulation important.

La partie basse du bassin de l'Anambé est actuellement le siège d'inondations fréquentes dues au refoulement de la Kayanga en crue. L'aménagement du bassin de l'Anambé exige ainsi la réalisation d'un ouvrage de protection contre les inondations qui sera constitué par un barrage de garde sur l'Anambé, à l'extrémité sud de la zone aménagée dans le bassin.

Compte tenu des conditions topographiques locales et de l'implantation du barrage de retenue à proximité du village de Niandouba, le mode d'acheminement au périmètre le plus économique des débits d'irrigation consiste à utiliser le lit naturel de la Kayanga comme canal tête morte. Pour ce faire il est cependant nécessaire de réaliser un organe de contrôle du plan d'eau de la Kayanga, constitué par un barrage-déversoir réalisé sur ce cours d'eau peu en aval de sa confluence avec l'Anambé.

Les grands ouvrages hydrauliques qui font l'objet de la présente phase de l'étude et qui sont décrits ci-après sont ainsi les suivants :

Barrage de Niandouba

destiné à créer une accumulation permettant la régularisation et l'utilisation des débits de la Kayanga.

Barrage de garde

destiné à protéger la partie basse de la cuvette de l'Anambé contre les inondations dues au refoulement de la Kayanga et accessoirement à permettre l'utilisation partielle des apports de l'Anambé pour l'irrigation du périmètre.

Barrage du confluent

destiné à contrôler le plan d'eau de la Kayanga en aval du barrage de Niandouba et à permettre l'utilisation de ce tronçon du cours d'eau comme canal tête morte.

## 2. DONNEES DE BASE

---

### 2.1. Topographie

La seule base topographique officielle existante est la carte IGN 1 : 200 000 avec équidistance de 40 m, dont l'exactitude est toutefois insuffisante pour les besoins de l'étude. C'est la raison pour laquelle une campagne de prises de vue aériennes et de stéréopréparation au sol a été réalisée au début de 1979 dans le cadre de la présente étude pour l'établissement des documents topographiques suivants :

- Plans 1 : 25 000 de la zone de la future retenue avec des courbes de 2 m d'équidistance et des courbes de 1 m interpolées, limités en extension par la cote 45 IGN, l'exactitude de l'altimétrie étant de 60 cm.
- Plans 1 : 10 000 avec courbes de niveau équidistantes de 1 m et courbes de 0,5 m interpolées, limités en extension par la cote 45 IGN, et couvrant la vallée de la Kayanga entre Niandouba et la confluence de l'Anambé. L'exactitude de l'altimétrie exigée est de 35 cm.

En raison de la morphologie peu accentuée de la zone de la retenue et de la vallée de la Kayanga, ces données topographiques sont suffisantes pour la phase actuelle de l'étude. 2 profils en travers levés dans la zone du barrage de Niandouba ont permis de vérifier l'exactitude des levés photogrammétriques. Ce n'est qu'au voisinage immédiat du lit de la Kayanga que des différences supérieures à la tolérance ont été constatées dans la zone où la végétation dense (forêt-galerie) ne permet pas de définir avec précision sur les photos aériennes, le tracé des courbes de niveau.

### 2.2. Hydrologie

L'étude hydrologique, qui fait l'objet du rapport n° 2, a été basée sur les mesures de débits réalisées par l'ORSTOM sur la Kayanga aux stations des ponts de Niapo et de Wassadou. Les périodes d'observation étant trop brèves,

Les séquences ont été étendues par corrélations avec les débits de la Falémé à Kidira. Il a été possible de reconstituer une série d'apports mensuels couvrant la période 1903 - 1978.

L'étude des crues a été basée à la fois sur l'analyse des crues observées et des précipitations maximum annuelles enregistrées aux postes pluviométriques situés au voisinage du bassin versant de la Kayanga.

Bien que la précision des mesures disponibles soit incertaine et que leur durée soit très brève, une évaluation des apports annuels de l'Anambé a été tentée.

Les principales caractéristiques hydrologiques nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques sont les suivantes :

<u>Bassins versants</u>	Kayanga à Niandouba	1 685 km <sup>2</sup>
	Anambé au barrage de garde	1 000 km <sup>2</sup>
	Kayanga au confluent	2 855 km <sup>2</sup>
<u>Apport annuel moyen</u>	Kayanga	274 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ou 8,7 m <sup>3</sup> /s
	Anambé	55 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> ou 1,75 m <sup>3</sup> /s

<u>Crues de la Kayanga à Niandouba</u>	centenale	décamillénaire
Débit de pointe (m <sup>3</sup> /s)	220	400
Temps de montée (j)	27	30
Durée (j)	118	132
Volume (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	545	1 040

## 2.3. Géologie

### 2.3.1 Généralités

Les données existantes concernant la géologie de la région intéressée par le projet sont fournies essentiellement par les cartes géologiques. Actuellement, le territoire de la République du Sénégal n'est entièrement couvert que par des cartes géologiques au 1 : 500 000 établies en 1962 par le BRGM ainsi que par des cartes géotechniques également au 1 : 500 000. Ces cartes sont accompagnées d'une notice explicative.

En outre, on dispose des cartes géologiques à l'échelle 1/200 000 à l'est du méridien 14° ouest (feuilles Tambacounda et Youkounkoun) et d'une couverture photo aérienne à l'échelle 1/25 000 de la vallée de la Kayanga en aval de Niandouba et à l'échelle 1/40 000 du bassin d'accumulation de Niandouba.

Il n'existe aucune étude géologique détaillée de la région du barrage.

La géologie régionale peut être caractérisée de la manière suivante :

- La majeure partie du Sénégal et de la région de Vélingara est recouverte par les formations du Continental Terminal (CT), attribuées au miopliocène et représentées par un ensemble de sables argileux hétérogènes de couleurs variées.

Au sud d'une ligne d'orientation NE - SW, passant par Vélingara-Pakane et Wassadou, apparaissent les formations du socle ancien sous moins de 30 m de couverture du Continental Terminal.

Ces formations sont attribuées au cambrien moyen et inférieur et sont représentées, d'après la carte géologique, par le complexe effusif acide de Niokolo (tufs, brèches, rhyolites, microgranite) et par un ensemble formé de fillites, calcaires, pélites et jaspes au sud de Vélingara Pakane.

Plus près du site du barrage, dans le bassin de l'Anambé, le forage de Soutouré a recoupé les formations suivantes : (coord. 594 500/1432 400, alt : 30 m).

- 0 - 13 m : argile sableuse
- 13 - 32 m : rhyolite alcaline microcristalline, épimétamorphique plus ou moins altérées.
- 32 - 48 m : formation altérée ou détritique, argileuse et sableuse, avec fraction sableuse de quartz, d'albite et de micas plus ou moins importante.
- 48 - 64 m : rhyolite plus ou moins altérée

Le forage de Vélingara sud 2, situé 8,2 km au sud de Vélingara, près de l'ancienne route Vélingara - Kounkané (coord. 598 500/1444 880, alt: 27 m) a, lui, recoupé des formations récentes plus épaisses :

- 0 - 18 m : alluvions sablo-limoneuses indurées, quaternaire (?)
- 18 - 51 m : argiles grises à intercalations limoneuses et niveau sableux, Continental Terminal (?)
- 51 - 75 m : argiles marneuses et sables cimentés faillés entre 57 et 75 m, Eocène (?)
- 75 - 114 m : argiles sablo-limoneuses consolidées à dominante gris-vert, niveau sableux vers la base, paléocène-Eocène (?)
- 114 - 125 m : roche cristalline verte (rhyolite), socle paléozoïque

Les coupes de ces deux forages montrent bien les variations d'épaisseurs des fonctions tertiaires et quaternaires recouvrant le socle.

La Kayanga s'écoule au centre d'une vaste dépression à dénivellation très peu marquée, dans laquelle se ramifient nombre de marigots plus ou moins longs, d'orientations principales NE-SW, NW-SE et E-W.

La rivière a creusé son lit dans les dépôts tertiaires et quaternaires, entaillant ainsi les plateaux de latérite qui coiffent souvent les sables du continental terminal. Les niveaux durs de ces latérites se marquent dans la topographie par de petites ruptures de pentes.

Les conditions tectoniques sont les suivantes :

L'épaisse couverture de dépôts quaternaires et tertiaires (CT) masque tout accident tectonique en surface. Cependant, l'étude géophysique et les forages effectués dans le bassin de l'Anambé à l'ouest du site du barrage, semblent indiquer la présence d'accidents tectoniques affectant le socle.

Il n'est, par conséquent, pas exclu que certaines directions privilégiées de marigots ou de rivières puissent correspondre à des failles sans pour autant que ces dernières soient décelables en surface.

Les sondages électriques effectués sur le site du barrage de Niandouba semblent indiquer une surface du socle plane et tranquille. Si des accidents tectoniques existent, ils n'affectent certainement pas les 50 à 100 premiers mètres de terrain constitués par les dépôts récents.

Les conditions hydrogéologiques ont pu être précisées par la réalisation de 3 forages, exécutés parallèlement à une étude géophysique du sous-sol par sondages électriques dans le bassin de l'Anambé qui ont montré la présence d'un dôme de rhyolites appartenant au socle cristallin ancien. Ce dôme se situe à faible profondeur dans la partie centrale du bassin puisque le forage de Soutouré (coord. 594 500/1432400) a rencontré des rhyolites alcalines microcristallines à 13 m de profondeur déjà. Les cuvettes sédimentaires qui entourent ce dôme de rhyolites sont essentiellement remplies de formations argileuses peu favorables à l'exploitation des eaux souterraines.

Il est connu que la côte ouest de l'Afrique est l'une des régions les plus stables du globe au point de vue sismicité. Cependant quelques séismes ont été recensés dont les épicentres se situent soit dans la presqu'île du Cap-Vert (Dakar 1832, 1836, 1862) soit sur le grand accident nord-sud coupant le Sénégal de Podor à Kolda (Linguère 1937, Podor 1942). Un séisme a aussi été ressenti vers Tambacounda (29.3.1954). Ces secousses étaient toutes d'intensité faible (1 ou 2, sans dégâts).

### 2.3.2 Conditions géologiques au site de Niandouba

#### 2.3.2.1 Géologie locale

La région du site du barrage et la majeure partie du bassin de retenue sont recouvertes par les formations du continental terminal (CT), ensemble azoïque, n'ayant pas débuté partout à la même époque, mais attribué le plus souvent au miopliocène.

Les facies les plus répandus sont des sables argileux hétérogènes et hétérométriques, de couleurs variées, à grains gris, beiges, beiges-ocres, roses, ou bruns, traversés par des veinules rose-violacées ou brunâtres. Souvent aussi, ces sables sont imprégnés de taches d'oxydes de fer.

La majeure partie des plateaux ou des collines surmontant le CT est coiffée par une formation ferrugineuse brune, la latérite, d'une épaisseur de plusieurs mètres ; la latérite est un dépôt azoïque, également

très hétérogène. Sur le terrain elle affleure soit sous la forme de blocs dispersés, de diamètre compris entre 10 et 60 cm, soit en couche plus ou moins indurée de 50 cm à 2 ou 3 mètres d'épaisseur, soit encore sous la forme d'un mélange de sables argileux et de graviers. Les couches dures se marquent dans la topographie par des ruptures de pentes de plusieurs mètres de dénivellation, mais n'affleurent que rarement sur une surface supérieure à 100 m<sup>2</sup>.

De nombreuses carrières le long des pistes montrent bien que les cuirasses latéritiques varient non seulement en profondeur mais aussi latéralement : une couche peut passer, sur quelques mètres, d'une roche dure, compacte, siliceuse, brun-violacé à une roche friable ressemblant davantage à un conglomérat à matrice argileuse ou à un sable graveleux qu'à une roche. Dans ce cas, elle est facile à exploiter et peut fournir un gravier dont le diamètre des grains est en moyenne de 1 à 3 cm.

En Haute Casamance (région de Vélingara), la carte géotechnique mentionne trois niveaux cuirassés : le premier affleure vers la cote + 40m IGN, le second entre + 20 et + 30m IGN, le troisième entre les cotes 0 et + 15m IG

Les alluvions : Le fond des rivières et souvent des marigots, est recouvert d'alluvions récentes qui sont, pour l'essentiel, des sables fins blanc à beige clair ou des limons argileux et sableux gris. Dans l'ensemble, ces dépôts ont un bon granoclassement et une limite de liquidité assez basse.

### 2.3.2.2 Travaux de reconnaissance sur le site du barrage

Les travaux suivants ont été réalisés :

#### Campagne géophysique

Le BRGM a effectué une campagne géoélectrique sur le site du barrage. 20 sondages électriques de longueur AB comprise entre 300 et 1000 m se répartissent sur trois profils traversant perpendiculairement la Kayanga.

L'interprétation des résultats montre la présence d'un substratum résistif compris entre 70 et 120 m de profondeur en moyenne.

Au-dessus, une épaisse série conductrice (4-10  $\Omega$ m) pourrait correspondre aux séries du CT sous la surface hydrostatique. En surface, une couche de résistivité variable, peut aussi bien indiquer les cuirasses latéritiques que les dépôts sableux secs au-dessus de la nappe.

### Reconnaissance géologique des fondations et de la zone d'emprunt

52 puits ont été creusés à la main de part et d'autre de la Kayanga, sur une surface d'environ 6 km<sup>2</sup>. Leur situation est représentée sur la figure 9-1. Ces puits se répartissent de la manière suivante :

- Variante d'implantation aval du barrage	5 puits sur rive gauche, 6 puits sur rive droite
- Variante d'implantation amont du barrage	7 puits sur rive gauche, 6 puits sur rive droite
- Zone d'emprunt : rive droite	12 puits
rive gauche	13 puits
- Evacuateurs de crues	3 puits

L'ensemble des puits représente une profondeur creusée totale de 237 mètres, le nombre d'échantillons de sols prélevés est d'environ 480 (1 éch. chaque 50 cm).

### 2.3.2.3 Géologie des fondations

#### Profil aval (profil C voir figure 9-2)

Le profil géologique correspond approximativement à la variante d'implantation aval de la digue.

Sur rive gauche, la limite inférieure de la cuirasse latéritique passe entre P G C 8 et P G C 9. tandis qu'elle recouvre toute la colline jusqu'à la cote 42 m. Au-dessous d'une couche de 2 à 4 m d'épaisseur de latérite dure, on trouve des sables limoneux ou argileux beige-brun, très hétérogènes, à grains ocres, gris, roses ou bruns, contenant de nombreux grains foncés de latérite.

A PGC 8 et vers le fond du vallon, où les latérites ont été érodées, on trouve des dépôts sableux plus ou moins limoneux et argileux, hétérogènes, de couleur beige, rose, ocre ou grise, avec des passées de grains de latérite. Le plus souvent ces sables sont légèrement consolidés ; en les effritant, on observe une composition et une granulométrie très hétérogène. Aussi est-il très difficile, sinon impossible de mettre des limites entre les différentes couches, avant d'avoir les analyses granulométriques. On a affaire probablement à une série de dépôts sableux avec des passées plus argileuses ou limoneuses et contenant des grains de latérite provenant de l'érosion des collines latéritiques environnantes.

Sur rive droite, entre PDC 1 et PDC 3, on retrouve des sables limoneux et argileux bariolés avec des grains de latérite jusqu'à 3 - 4 m de profondeur.

Au-dessous, les sables deviennent plus argileux et plus homogènes, de couleur gris-beige ou beige, avec des passées à grains ocres ou bruns tendres. De PDC 1 à PDC 6 on retrouve les latérites plus ou moins dures, à passées sableuses et argileuses plus ou moins foncées.

Aucun des puits de ce profil n'a traversé des sables propres ou des argiles. La cohésion des terrains est bonne, aucun puits ne s'est effondré, même partiellement, après les premières grosses pluies du début de l'hivernage.

#### Profil amont (profil géologique D voir figure 9-3)

Le profil part du puits PGD 10 pour aboutir au puits PD 14, et correspond à la variante d'implantation amont du barrage.

Dans l'ensemble on rencontre les mêmes terrains que ceux du profil aval.

Sur rive gauche, les latérites constituent l'essentiel du terrain de couverture (plus de 6m d'épaisseur à PG 5) pour arriver presque jusqu'à la Kayanga. Seul le puits PG 8 légèrement en amont de l'axe du profil, sur le bord du talus de la Kayanga, a traversé des sables limoneux et argileux en surface, puis des sables bariolés gris, beiges et ocres. L'ensemble de

cette série sableuse est à nouveau hétérogène et contient de nombreux grains de latérite.

Sur la rive droite, de pente plus douce, on retrouve entre PD 5 et PD 7 un ensemble de couches diverses allant de limons peu argileux et légèrement sableux en surface à des sables fins à moyens plus ou moins limoneux entre 1 et 4 mètres et à des limons légèrement sableux gris clairs à beiges entre 5 et 7 mètres de profondeur. Ces différentes couches contiennent par place des grains de latérite.

A première vue, ce type de matériaux serait adéquat pour la construction de la digue.

Dès PD 12 on passe à des sables rosé à brun-rouge, hétérogènes, composés de grains gris, rosés, beiges ou ocres, à passées de grains de latérite dure ; on entre ensuite dans la latérite qui coiffe tout le reste de la colline.

La perméabilité des terrains de fondation a été déterminée in situ par l'exécution de 65 tests de Porchet effectués à différentes profondeurs dans les puits du site du barrage et de la zone d'emprunt.

Le test de Porchet consiste à déterminer une vitesse de filtration horizontale ou oblique d'une couche de terrain supposée homogène, et donne une bonne idée de la perméabilité des terrains rencontrés.

Ces essais ont donné des perméabilités de l'ordre de  $10^{-3}$  à  $10^{-4}$  cm/sec, rarement de  $10^{-5}$  cm/sec, avec en général, une perméabilité plus grande en surface qu'en profondeur, due à des fissures de dessiccation du sol. La valeur élevée des perméabilités pour des terrains limoneux ou argileux s'explique par la présence d'une macroporosité importante dans les sols.

#### 2.3.2.4 Étanchéité de la retenue

D'après l'étude de cartes au 1 : 200 000, il n'y a à priori pas de danger de capture importante par col, les marigots appartenant au système de la Kayanga étant éloignés de plus de 10 km des marigots appartenant aux systèmes de la

Mayol Diaobe au sud et de la Koulountou à l'est (cote de référence 40 m)

Les zones qui séparent les marigots sont en général à plus de 60 m d'altitude et devraient servir de ligne de partage des écoulements souterrains.

Il existe cependant trois zones plus critiques qui sont :

Zone n° 1 : marigot qui part de Saré Diaye (Tiouanga) en direction du N-W et qui pourrait transférer de l'eau en direction du marigot qui aboutit plus au N-W, à Saré Digi - Saré Saïdou.

Zone n° 2 : marigot orienté vers le N-N-W passant par Bonkonto, qui pourrait transférer de l'eau en direction de Diandian - Bouroukounda - Koumbadiouma.

Zone n° 3 : marigots aboutissant à Parumba et Vélia, orientés respectivement NW - SE et N-S, qui pourraient transférer de l'eau dans le système de la Mayol Diaobé, par les marigots de Saré Karéa et Témento.

Deux reconnaissances hydrogéologiques ont été conduites dans les zones 1 et 2. Des mesures de conductivité électrique des eaux de différents puits semblent montrer des eaux nettement différenciées d'un marigot à l'autre. Cette observation exclut en première conclusion, une communication directe du sud vers le nord, du moins à faible profondeur. Il reste cependant possible qu'une communication puisse exister à des niveaux plus profonds. L'étude de la surface piézométrique montre que les marigots de Bouroukounda (zone n° 2) et de Sané Kalilou (zone n° 1), où la nappe est anormalement basse peuvent servir d'exutoires aux eaux souterraines.

#### 2.3.2.5 Stabilité des rives

Le creusement de puits sur le site du barrage et dans la zone d'emprunt a montré une stabilité très grande des matériaux, à l'exception des puits

creusés dans les sables propres. Même après une saison des pluies, la plupart des puits n'ont montré aucun effondrement.

Les rives de la Kayanga étant partout extrêmement douces, il n'y a pas lieu de craindre des glissements de terrain. Seul un remplissage du lit de la Kayanga pourrait se faire par l'effondrement local de ses talus.

### 2.3.3 Caractéristiques géotechniques des matériaux de construction

#### 2.3.3.1 Zones d'emprunt

Un profil géologique orienté NE - SW, entre les puits PP 2 et PP 16, donne une première idée des sols de la zone d'emprunt à l'amont des deux variantes d'implantation. Sur rive gauche, en dehors d'une colline recouverte de latérites se marquant très bien dans la topographie, tous les puits ont traversé des formations sableuses plus ou moins limoneuses et argileuses, hétérogènes à grains gris, beiges, jaunes, ocres et rouges et contenant bien souvent des grains d'oxyde de fer.

Sur rive droite on retrouve le même type de matériaux, peut-être plus hétérogène d'un puits à l'autre, sauf dans PD 8, situé au bord de la Kayanga à l'extrémité d'un long marigot. Ce puits traverse en effet des couches beaucoup plus argileuses, légèrement sableuses, grises à gris beige, alluvions récentes remplissant le lit de la Kayanga.

A l'aval de ce profil, une poche de sables fins a été rencontrée sur rive gauche entre la tranchée TR 1 et le puits PG 1.

La limite inférieure de ces sables n'a pu être définie à cause de l'effondrement des puits, mais son extension semble limitée : au NW, on ne retrouve des sables qu'entre 3 et 4 m de profondeur à PP 7; vers l'est, seuls les puits PD 5 et PDC 1 ont recoupé respectivement entre 0 et 4 m et entre 4 et 5 m, des sables fins à moyens beiges légèrement limoneux ou argileux.

### 2.3.3.2 Réserves de matériaux

#### Les latérites

En quantité les réserves de latérite sont énormes. De part et d'autre de la Kayanga la limite d'affleurement des latérites se trouve vers la cote 34 m et recouvre les plateaux sur plusieurs Km<sup>2</sup>.

A l'aval du profil C, sur rive gauche, on peut les suivre sur près de 2 km. Il en est de même sur la rive droite où les puits PDC 6, PDC 5, PD 14, PD 13, PD 11, PD 18, PD 15 ont chacun traversé la latérite sur plusieurs mètres d'épaisseur. On retrouve ces latérites sur la piste d'accès au barrage, entre Niandouba et Saré Madia, sur près de 3 km. Sur la piste qui conduit à Parumba, on peut estimer que la latérite affleure sur près de 10 km. Des couches plus dures ou de gros blocs en surface, se marquent par de subites ruptures de pentes.

En qualité, cette latérite est très changeante et le manque d'affleurements continus ne permet pas de faire une estimation du volume pour le rip-rap, sans travaux complémentaires tels que tranchées ou forages.

#### Alluvions fines

En utilisant les matériaux rencontrés dans les puits PD 5 à PD 7, ainsi que dans les puits de la zone d'emprunt (PP 1, PP 2, PP 7, PP 8, PP 5, PP 6) sur rive gauche et (PD 8, PD 9, PD 10, PD 16, PD 1, PD 2, PD 3, PD 4) sur rive droite, pour la construction de la digue, les réserves dépassent plusieurs millions de m<sup>3</sup> ; les sables limoneux et les limons sableux pourront partout être exploités sur plusieurs mètres d'épaisseur.

#### Graviers et blocs

Au cas où l'exploitation des latérites serait impossible à cause de la mauvaise qualité des matériaux, une autre possibilité s'offre pour les graviers et les blocs. Il s'agit des carrières de "Rhyolites" exploitées pour la construction des routes à l'entrée du parc de Niokolo Koba,

quelques kilomètres après avoir traversé le village de Mansa Dala.

La roche est massive et s'exploite à l'explosif ; deux stations de concassage sur place permettent d'obtenir également des graviers plus ou moins grossiers. Les réserves sont importantes et dépassent en volume les besoins pour la digue.

### 2.3.3.3 Résultats géotechniques préliminaires

Les premiers résultats d'analyses granulométriques et des limites d'Atterberg sont résumés ci-après . Les échantillons ont été prélevés dans plusieurs puits situés dans la zone d'emprunt et sur l'axe du barrage.

Pour les puits de la zone d'emprunt, on remarque que l'indice de plasticité (I<sub>p</sub>) varie entre 5 et 16 % et la limite de liquidité (WL) entre 18 et 33 %. Dans l'ensemble il s'agit d'une alternance de sables limoneux et de limons sableux contenant toujours une proportion plus ou moins élevée d'argiles (4 à 32 %). Le pourcentage de graviers, en général nul ou faible, provient des grains de latérites contenus dans les sols.

Pour les puits situés sur l'axe du barrage, l'indice de plasticité varie entre 2 et 13 %, et la limite de liquidité entre 15 et 32 %. Là aussi, il s'agit d'une alternance de sables limoneux et de limons sableux pouvant contenir jusqu'à 30 % d'argiles.

Les premiers résultats confirment les observations géologiques, à savoir :

Il n'existe pas de limites de couches bien distinctes. Les granulométries varient non seulement en profondeur à l'intérieur d'un même puits, mais également d'un puits à l'autre.

Ainsi le puits PD 5, situé sur l'axe du barrage, près de la Kayanga sur rive droite, contient, à 3 m de profondeur, 92 % de sables, 6 % de limons et 2 % d'argiles, alors qu'à 6 m de profondeur, les proportions changent

pour atteindre 16 % de sables, 54 % de limons et 30 % d'argiles. Dans PD 6, situé à 200 m de PD 5 sur l'axe du barrage, rive droite, on a 81 % de sables.

Des essais de compactage du type Proctor ont été réalisés sur des échantillons représentatifs des zones d'emprunt potentielles. Ils ont montré que les échantillons présentent une relative constance dans la valeur du poids spécifique apparent sec qui varie entre 1,85 et 1,87 t/m<sup>3</sup> pour une teneur en eau comprise entre 12,5 et 15,0 %.

Des essais de perméabilité réalisés sur des échantillons non remaniés provenant des zones de fondation ont été exécutés. Le coefficient de perméabilité défini pour les limons argileux varie entre 10<sup>-6</sup> et 10<sup>-8</sup> cm/s.

7 essais de cisaillement direct ont été réalisés sur des échantillons non remaniés de la zone de fondation et les zones d'emprunt. L'angle de frottement interne varie entre 24 et 28° et la cohésion entre 0,16 et 0,42 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 2.3.4 Prospections et études complémentaires

##### Barrage de Niandouba

En complément des sondages électriques effectués près du site du barrage et des puits creusés sur le site et dans la zone d'emprunt, il est prévu de faire les études suivantes :

- Campagne géophysique par train électrique sur une surface d'environ 1 km<sup>2</sup> recouvrant le site de la digue et la zone amont.

L'établissement de trois cartes de résistivités pour trois profondeurs différentes devrait permettre de délimiter des zones où les propriétés telles que porosité et perméabilité restent constantes

- Des forages en nombre limité devront permettre alors de préciser ces propriétés. Leur emplacement sera choisi en fonction des cartes de résistivités. Les forages pourront débuter en même temps que la campagne géophysique ou la suivre de près. On commencera

par 1 ou 2 forages dans les latérites pour en connaître l'épaisseur, les variations en profondeur et la nature des terrains sous-jacents.

Le matériel de forage devra être léger, transportable sur jeep, de façon à pouvoir accéder facilement sur les deux rives de la Kayanga et à pouvoir changer rapidement d'emplacement. La profondeur de chaque forage ne devrait pas dépasser 15 à 20 m. Toutefois des surprises sont possibles : poche de sable ou d'argiles, socle à très faible profondeur (voir forage Soutouré). Dans ce cas, le forage devra être approfondi de quelques mètres

### Barrage du confluent et de l'Anambé

Les terrains de surface des sites des barrages du confluent et de l'Anambé ne devraient guère être différents de ceux rencontrés près du barrage de Niandouba.

Pour s'en assurer, il sera nécessaire de faire creuser un certain nombre de puits et de prélever des échantillons pour analyses et tests géotechniques (granulométries, limites d'Atterberg, etc....).

De plus, sur chacun des deux sites, il est prévu d'effectuer quelques profils de trainer électrique pour l'établissement de cartes de résistivités. En fonction des résultats, quelques petits forages seront exécutés pour permettre de préciser les propriétés des terrains de surface.

### Bassin de retenue

Les études réalisées ont montré que des études complémentaires sur l'étanchéité de la retenue ne se justifient pas.

Cependant, il serait intéressant dans le cadre de la réalisation de la première phase d'aménagement, d'observer l'évolution du niveau phréatique dans la région de Bokonto-Tiniyel lors du remplissage de la retenue par la mise en place du dispositif d'observation suivant :

- Deux piézomètres à Tiniyel distants d'environ 50 m, dont l'un atteindrait l'écoulement peu profond (eaux superficielles), le second l'écoulement profond.
  
- Deux autres piézomètres à Bonkonto, à côté du puits CER, à plus d'un km de Tiniyel. Là aussi, l'un serait profond, l'autre peu profond.

Une surveillance des niveaux de la nappe avant et après remplissage du bassin de retenue, le contrôle de la qualité des eaux par des analyses chimiques, des mesures de conductivité électriques et des essais P permettraient de s'assurer que la nappe est en surpression.

### 3. PRINCIPES ET CONTRAINTES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

---

#### 3.1. Contraintes topographiques et hydrauliques

##### 3.1.1. Barrage de Niandouba

L'emplacement du barrage destiné à créer la future retenue est dicté par les conditions topographiques. Le cours de la Kayanga quitte, à la hauteur du village de Niandouba une vallée large et à nombreuses ramifications, pour suivre une vallée relativement bien marquée par 2 rangées de collines orientées nord-sud. C'est sur ce tronçon de 5 km environ entre Niandouba et Missira Mamadou Ibrahima que la vallée est la plus étroite et où un barrage sera le plus économique.

La pente moyenne du cours d'eau est très faible, de l'ordre de 0,30 ‰ en amont de Niandouba et de 0,20 ‰ en aval et la vallée est très large, ce qui permet d'obtenir une accumulation importante pour une faible hauteur de retenue. Le tableau ci-après résume les volume et surface de retenue pour différentes cotes d'accumulation.

Cote IGN	Hauteur (m)	Volume ( $10^6$ m <sup>3</sup> )	Surface (km <sup>2</sup> )
21	0	0	0
26	5	7,3	3,3
30	9	60,9	23,5
34	13	212,3	52,2
36	15	350,0	76,0
38	17	524,1	103,7

Compte tenu de l'apport annuel moyen, du taux annuel d'évaporation d'une surface libre de l'ordre de 2,0 m et de la surface et du volume de la retenue à la cote 38 IGN, il est probable que cette dernière cote représentera le maximum à envisager comme niveau de retenue normale, si l'on veut maintenir les pertes par évaporation dans des limites raisonnables. La définition

du niveau de retenue normale à été d'ailleurs l'objet d'un calcul d'optimisation faisant intervenir l'extension du périmètre irrigué, le coût du barrage en fonction de sa taille et basé sur l'exploitation fictive du réservoir par ordinateur, tenant compte des apports naturels disponibles (voir rapport 8). Pour cette étude il a été donc nécessaire de définir le coût de construction du barrage pour différentes cotes de retenue normale, ou, ce qui revient au même, pour différentes cotes de couronnement.

La définition de la cote du couronnement d'un barrage dépend de 3 éléments, à savoir le niveau de retenue normale, l'élévation de ce dernier lors du passage de la crue de dimensionnement de l'évacuateur et de la revanche calculée à partir de l'amplitude des vagues. On retient en règle générale pour le dimensionnement de l'organe d'évacuation des crues d'un barrage un événement de fréquence d'occurrence très faible, millénale pour un barrage en béton susceptible d'être submergé sans destruction et décimillénale pour un ouvrage non submersible tel qu'une digue en terre. Ce dernier type d'ouvrage s'impose pour le barrage sur la Kayanga et la crue décimillénale définie par l'étude hydrologique sera retenue comme crue de dimensionnement. Le niveau maximum qui s'établira dans la retenue lors de son passage correspondra donc au niveau des plus hautes eaux possibles.

Le calcul de la revanche fait intervenir l'amplitude des vagues susceptibles de se produire sous l'effet d'un vent de vitesse donnée. Les formules empiriques suivantes sont utilisées pour calculer l'amplitude des vagues (H) en fonction de la vitesse maximum du vent (V) et du fetch (L = longueur rectiligne maximum mesurée sur la retenue à partir du barrage). Dans le cas de la retenue sur la Kayanga, le fetch est égal à 3 km et la vitesse maximum du vent a été admise égale à 100 km/h :

Stevenson	$H = 0,75 + 0,34 \cdot L^{0,5} - 0,26 \cdot L^{0,25}$	= 1,00 m
Molitor	$H = 0,75 + 0,032 (V \cdot L)^{0,5} - 0,27 \cdot L^{0,25}$	= 0,95 m
Creager-Justin	$H = 0,054 \cdot V^{0,48} \cdot L^{0,37}$	= 0,74 m
Kalal	$H = 0,008 \cdot V^{5/6} (L^{0,5} + L^{0,25})$	= 1,13 m

La hauteur de déferlement dépend de la pente du talus et de sa nature et s'exprime selon Westergaard par la formule suivante :

$$h_v = 3,2 \cdot H \cdot K \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

où  $\operatorname{tg} \alpha$  est la pente du talus, admise égale à 1/3 et  $K = 0,72$  pour un talus recouvert d'un rip-rap de protection.

En retenant la valeur la plus forte calculée pour l'amplitude des vagues on obtient pour la hauteur de déferlement :

$$h_v = 0,87 \text{ m}$$

Il est proposé de retenir une revanche totale de 1,0 m au-dessus du niveau des plus hautes eaux, atteint lors du passage de la crue décennale.

### 3.1.2 Barrages de garde et du confluent

L'emplacement du barrage de garde est dicté par le schéma d'aménagement hydro-agricole retenu et en particulier par la limite sud du périmètre irrigué et l'emplacement choisi pour l'implantation des stations de pompage nécessaires pour le refoulement des eaux d'irrigation.

L'implantation du barrage du confluent dont le rôle essentiel est de créer un plan d'eau dans le lit de la Kayanga en aval du barrage de Niandouba est dictée par les conditions topographiques et la recherche de la solution optimale sur le plan de l'économie.

Le niveau du plan d'eau au repos à créer dans le lit de la Kayanga a été défini dans le cadre de l'étude des schémas d'irrigation et a été fixé à la cote 23,0 IGN, qui correspond ainsi au niveau de retenue normale. Le niveau du couronnement du barrage de garde et de celui du confluent est déterminé par celui des plus hautes eaux dans la vallée de la Kayanga. Il est donc dicté par les caractéristiques de l'évacuateur de crues du barrage du confluent et la revanche à prendre en considération pour tenir compte du déferlement dû aux vagues et qui sera prise égale à 1,0 m comme pour le barrage de Niandouba.

### 3.2 Contraintes économiques - prix d'ordre

L'objectif de la présente étude consiste d'une part à définir pour chaque ouvrage le type de construction conduisant à l'investissement minimum à conditions égales de sécurité et de coûts d'entretien. Il consiste d'autre part à préciser le coût du type d'ouvrage le plus économique pour différentes tailles afin que cette relation puisse être introduite dans le calcul d'optimisation global, faisant intervenir les autres paramètres économiques et qui permettra de définir le schéma d'aménagement et la surface du périmètre irrigué conduisant à la rentabilité la plus élevée.

L'évaluation des coûts de construction des ouvrages hydrauliques exige l'établissement de prix d'ordre concernant les principales catégories de travaux de génie civil. Ces prix d'ordre ne doivent pas être considérés comme des prix unitaires de bordereau car ils sont destinés à permettre l'établissement d'un devis réaliste en utilisant un nombre limité de postes principaux tels que : terrassement, remblais, béton, etc..... Les prix d'ordre comprennent donc en plus des dépenses directes de main-d'oeuvre, matériel et fournitures majorées des frais généraux et bénéfiques :

- les frais d'installation de chantier et leur repliement, y compris les dépenses engagées pour le logement de la main d'oeuvre
- les dépenses pour les ouvrages provisoires tels que plateformes, pistes de chantier, etc....
- les prix secondaires de bordereau.

De tels prix d'ordre sont établis à partir des coûts de construction d'ouvrages réalisés et tiennent compte ainsi des quantités effectivement mises en place . Les coûts de construction calculés sur la base de ceux-ci doivent donc être majorés pour tenir compte des travaux divers et imprévus.

L'évaluation des prix de fourniture et montage des équipements hydro-mécaniques est basée sur les prix pratiqués en Europe majorés des frais de transports Europe-Dakar et au Sénégal. Les coûts des fournitures importées sont définis hors-taxes.

Aucun ouvrage hydraulique de l'importance de ceux qui sont prévus dans le cadre du projet n'a été réalisé récemment au Sénégal. Les travaux de construction du barrage de Diama ne sont pas encore adjugés et les prix unitaires de l'entreprise qui sera retenue ne sont pas encore connus. Les prix d'ordre utilisés ont donc été basés sur des travaux réalisés dans d'autres pays d'Afrique, au Maroc en particulier, en tenant compte des différences locales relatives aux prix de main d'oeuvre et des fournitures. Des prix unitaires de travaux ont été définis pour l'évaluation des coûts des réseaux d'irrigation et des ouvrages d'alimentation de ceux-ci. Ces prix ne peuvent cependant pas être utilisés tels quels pour l'évaluation des coûts des gros ouvrages géographiquement concentrés et permettant une meilleure rentabilisation des installations de chantier donc une réduction des coûts unitaires.

Les prix d'ordre retenus pour la présente étude sont définis et explicités ci-après :

- Excavation en terrain meuble de toute nature, y compris défrichage, chargement sur camion et transport à la décharge ou au lieu de réutilisation dans un rayon de 1,0 km ..... 1 100 FCFA/m<sup>3</sup>  
 Ce prix tient compte d'un supplément pour terrain plus dur (grésifié ou latéritique) sur 30 % du volume total excavé et d'un prix de transport sur pistes de chantier de FCFA 200 /m<sup>3</sup>.km. Il est basé sur les prix d'ordre utilisés pour les canaux.
  
- Remblais tout venant, y compris décapage des zones d'emprunt, extraction, transport sur 1,5 km, et compactage par 4 passes de rouleau ..... 1 300 FCFA/m<sup>3</sup>  
 Ce prix est basé sur les prix unitaires retenus pour l'évaluation des coûts des canaux à savoir : décapage, extraction, transport et mise en place

- Couches de transition, y compris extraction, préparation, transport sur 50 km sur route, mise en place et compactage ... 4 000 FCFA/m<sup>3</sup>

Ce prix tient compte d'un prix de sable à la fabrication de FCFA 1000-/m<sup>3</sup>, d'un supplément de FCFA 300 /m<sup>3</sup> pour le triage, d'un transport routier de 50 km et d'un coût de mise en place et compactage de FCFA 750-/m<sup>3</sup>.

- Rip rap, y compris extraction, chargement sur camion, mise en place et réglage ..... 10 000 FCFA/m<sup>3</sup>

Ce prix est également basé sur ceux utilisés pour l'évaluation des coûts des ouvrages pour l'irrigation. Il tient compte cependant que 30 % des matériaux seront extraits des cuirasses latéritiques à proximité du site, au lieu de provenir de la carrière de Niokol o-Koba distante de 200 km.

- Gabions y compris extraction, transport et mise en place des pierres et fourniture et pose des treillis ..... 15 000 FCFA/m<sup>3</sup>

Les gabions sont essentiellement prévus pour la confection d'un muret sur le couronnement des barrages. Ils n'ont aucune fonction portante et ne sont pas soumis à l'érosion hydraulique. Ils seront réalisés à l'aide de matériaux latéritiques extraits des cuirasses dans les environs du site du barrage. Au cas où les gabions devraient être réalisés avec des pierres en provenance de la carrière de Niokol o-Koba, leur prix devrait être majoré du coût du transport soit FCFA 7 000 /m<sup>3</sup>.

- Béton de masse dosé à 300 kg de ciment par m<sup>3</sup> y compris fourniture des agrégats et du ciment, fourniture et mise en place du coffrage et de l'armature et mise en place du béton ..... 44 000 FCFA/m<sup>3</sup>

Ce prix tient compte d'un taux d'armature moyen de 50 kg/m<sup>3</sup> composée presque exclusivement de barres droites non façonnées de diamètre supérieur à 16 mm. Ce qui permet

de réduire de 10 % le prix retenu pour l'évaluation des ouvrages d'irrigation. Le prix de béton a été réduit de 15 % pour tenir compte de la concentration géographique des travaux. En revanche le prix de coffrage n'a pas été modifié (FCFA 4 000 /m<sup>2</sup>)

- Couche de non-tissé (Bidim ou similaire) y compris  
fourniture, transport et mise en place ..... 850 FCFA/m<sup>2</sup>  
Ce prix est basé sur ceux pratiqués à Dakar, majoré du  
coût du transport

#### 4. BARRAGE DE NIANDOUBA

---

##### 4.1. Retenue

Le barrage de Niandouba est destiné à créer une vaste retenue pour l'accumulation des apports de la Kayanga et leur régularisation. Compte tenu des caractéristiques morphologiques régionales, la future retenue sera relativement peu profonde mais s'étendra sur une superficie importante. Aux cotes 36 et 38 IGN qui encadrent le niveau de retenue normale, les caractéristiques du bassin d'accumulation sont les suivantes :

Cote m.IGN	Volume total 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Surface km <sup>2</sup>	Longueur max. km
36	350	75,0	28
38	524	103,7	32

La situation de la retenue est donnée dans la figure 9-4 et la courbe volume-surface en fonction de la cote de retenue dans la figure 9-5.

##### 4.2. Choix du type de barrage

Les conditions topographiques et géologiques éliminent d'emblée toute solution d'un barrage en béton. En effet, la vallée présente à son point le plus resserré une largeur de 1 620 m à la cote 40 IGN, et le rocher, nécessaire pour l'appui d'un barrage en béton est recouvert d'une épaisse couche alluvionnaire. En outre en raison de l'absence à proximité du site de sources d'agrégats, le coût du béton est très élevé.

Le type d'ouvrage qui s'impose est donc un barrage en terre et les matériaux de construction disponibles à proximité limitent le choix du type. L'absence d'affleurement rocheux, susceptible d'être exploité et de fournir des enrochements élimine l'emploi d'un tel matériau. Aucun

gisement d'alluvion graveleuse susceptible d'être utilisée comme constituants perméables des corps d'appui d'une digue zonée, n'a été localisé. Les seuls matériaux de remblai disponibles sont d'une part les alluvions récentes ou subrécentes constituées de limons plus ou moins argileux et d'autre part les cuirasses latéritiques quaternaires plus ou moins altérées et comprenant à la fois des zones fortement indurées et des zone argilo-graveleuses. Ces matériaux sont relativement imperméables. Toutefois les alluvions récentes présentent une granulométrie homogène et une limite de liquidité relativement basse, ce qui n'est pas le cas des graves argileuses d'origine latéritique. Comme les terrasses alluvionnaires constituent un gisement très étendu de matériaux convenables à proximité du site, leur utilisation représente la solution la plus intéressante sur le plan économique. Compte tenu des résultats des essais d'identification des matériaux alluvionnaires et en particulier de leur granulométrie et de leur indice de plasticité, il est possible de les comparer à des matériaux du même genre, utilisés pour la construction de barrage en terre et dont les caractéristiques géotechniques ont été analysées en détail au cours des travaux. Les essais oedométriques réalisés en laboratoire sur des échantillons remaniés prélevés dans les terrasses alluvionnaires ont donné des perméabilités inférieures à  $10^{-6}$  cm/s. Un tel matériau est ainsi suffisamment étanche pour ne pas exiger de noyau plus étanche encore d'autant plus que la taille de la digue n'excèdera pas 20 m.

Toutefois, afin d'éviter la saturation progressive de la tranche inférieure de la partie aval du corps de la digue et l'apparition éventuelle de percolation dans le parement aval, il est nécessaire de placer dans le corps de la digue un drain central vertical, relié à un tapis drainant sous le corps d'appui aval de la digue. Ce dernier est ainsi complètement à l'écart de toute influence de la retenue.

Des digues de ce genre ont été réalisées fréquemment et leurs caractéristiques géométriques sont relativement semblables, la pente du parement amont est en général comprise entre 1 : 2,75 et 1 : 3,50 et celle du parement aval entre 1 : 2,0 et 1 : 3,0. Compte tenu du faible

degré de séismicité de cette région de l'Afrique occidentale, il est raisonnable de retenir pour les pentes des talus d'une digue homogène avec drain central, les valeurs suivantes :

parement amont	1	:	3,0
parement aval	1	:	2,0

Ces pentes peuvent être considérées comme prudentes compte tenu de la protection du parement amont par une couche d'enrochement grossier et de celle du parement aval par des enrochements plus fins. L'enrochement placé sur le parement amont est destiné à protéger ce dernier contre l'action des vagues. Du fait de sa granulométrie grossière il sera séparé du corps de la digue par une couche de transition plus fine et par une membrane de fibres de polyester non-tissées jouant le rôle de filtre fin. Ces membranes sont fabriquées à partir de fibres synthétiques continues, non tissées, grâce à une technique particulière par thermosoudage ou autre. Elles sont utilisées depuis plus d'une dizaine d'années pour les constructions routières, les travaux de drainage et de récupération des terres et la lutte contre l'érosion partout où se révèle la nécessité de combiner les fonctions de séparation, filtrage et renforcement. Ces membranes seront également utilisées pour séparer le drain vertical des corps de la digue et isoler le tapis drainant horizontal de la fondation d'une part et du remblai susjacent d'autre part. La protection du parement aval de la digue est nécessaire pour éviter les dégradations consécutives aux précipitations. Comme cette protection n'est pas soumise à une action mécanique, elle peut être constituée par un matériau moins résistant que celle du parement amont et il est prévu d'utiliser des graviers latéritiques provenant de l'exploitation des cuirasses de latérite dure reconnues dans les environs du site.

La largeur au couronnement a été fixée à 5 m. Il comprendra une piste de 4,0 m de large. Un parapet, réalisé sous la forme d'une rangée de gabions placée au sommet du parement amont, jouera le rôle de pare-vagues supplémentaire. Ces gabions seront constitués de blocs de

latérite provenant de l'exploitation des cuirasses.

La fondation de la digue est constitué de matériaux alluvionnaires présentant des caractéristiques semblables à celles du remblai de la digue. Ces matériaux sont suffisamment imperméables pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Toutefois, afin d'augmenter la longueur des éventuels chemins de percolation dans la couche supérieure, une tranchée de 3 m de profondeur et de 3 m de largeur au fond sera réalisée sous le corps d'appui amont. Cette tranchée sera remblayée avec les matériaux constitutifs de la digue.

Le profil type de la digue homogène avec drain central retenu dans le cadre de la présente étude est donné dans la figure 9-9. Compte tenu des caractéristiques des matériaux de construction disponibles, il ne fait aucun doute qu'une telle solution représente l'optimum économique. Les caractéristiques géométriques, et en particulier, la pente des talus devront être précisées dans la prochaine phase de l'étude par des calculs de stabilité, qui confirmeront ou permettront de raidir les pentes retenues dans le cadre de la présente phase de l'étude.

#### 4.3 Choix de l'implantation du barrage

Le choix de l'implantation du barrage doit non seulement permettre de définir l'emplacement conduisant au volume minimum de l'ouvrage pour une taille donnée mais encore de déterminer, compte tenu du coût des ouvrages annexes, tels que l'évacuateur de crues, l'emplacement permettant de réaliser le barrage le moins cher. Il est donc possible que l'ouvrage le plus économique ne soit pas celui dont le volume est le plus faible.

La vallée de la Kayanga présente juste en aval de Saré Diaye un rétrécissement légèrement plus marqué, formé par un mamelon en rive droite et par deux têtes successives à pente plus marquée en rive gauche. La distance séparant le mamelon rive droite des 2 têtes rive gauche est de 1 620 m (profil C aval) et 1 720 m (profil D amont) entre les courbes de niveau 40 IGN. 3 km à l'aval, peu après Missira Mamadou Ibrahima on

rencontre une succession de resserrement, moins marqués. Cependant, la distance séparant les courbes de niveau 40 IGN n'étant pas inférieure à 2 500 m, les sites sont en outre caractérisés par une terrasse alluvionnaire relativement large, de l'ordre de 500 - 600 m à la cote 25 IGN, le lit de la Kayanga étant à la cote 18 IGN environ.

Au site amont en revanche, le lit de la Kayanga est à la cote 21 IGN environ, la vallée est mieux marquée dans sa partie inférieure puisque sa largeur à la cote 25 IGN est inférieure à 300 m. Il est donc évident qu'à niveau de couronnement égal, le volume du barrage et donc son coût sera plus important aux sites de Missira Mamadou qu'à l'un des sites de Niandouba.

L'implantation du barrage au site de Niandouba peut se faire de deux manières, en reliant le mamelon rive droite à la tête rive gauche amont (profil D) ou à la tête aval (profil C), comme le montre la figure 9-6. Pour la comparaison des deux sites on a calculé le volume de digue pour 3 cotes de couronnement différentes en considérant un profil de digue trapézoïdal (5m de largeur en crête, talus amont de 1 : 3, talus aval de 1 : 2) avec un décapage de 0,5 m sur l'emprise de l'ouvrage. Les longueurs d'ouvrage et leurs volumes respectifs sont les suivants :

Cote couronnement	36 IGN	40 IGN	43 IGN
<u>Profil amont "D"</u>			
longueur en crête (m)	1 390	1 720	2 390
volume ( $10^3 \text{ m}^3$ )	295,2	605,3	939,1
<u>Profil aval "C"</u>			
longueur en crête (m)	1 330	1 620	2 160
volume ( $10^3 \text{ m}^3$ )	350,5	672,5	1 014,4

Bien que la longueur en crête soit plus faible au site aval, le volume de remblai nécessaire est plus important et conduit ainsi à son élimination, d'autant plus qu'il ne présente pas d'avantages pour la disposition des ouvrages annexes.

#### 4.4 Type et disposition de l'évacuateur de crues

Le coût de l'évacuateur de crues est souvent, dans le cas d'un barrage en terre, un élément important du coût total de l'ouvrage. En outre, ses caractéristiques influencent le calage de la crête du barrage.

Au point de vue fonctionnement on distingue deux catégories d'évacuateur de crues. La première comprend les ouvrages munis de vannes dont l'ouverture est commandée par l'élévation du niveau du plan d'eau au-dessus de la cote de retenue normale. Des ouvrages de ce type permettent de limiter l'élévation du plan d'eau lors du passage des crues et par conséquent la hauteur du barrage. Ils sont en revanche plus délicats, leur entretien doit être fait régulièrement si l'on veut garantir leur bon fonctionnement qui seul permet d'éviter la submersion de la digue et sa destruction. La seconde catégorie comprend les organes à seuil fixe, qui fonctionnent dans tous les cas dès que le niveau de la retenue dépasse celui du seuil.

Dans le cas de la Kayanga, les crues sont importantes en volume mais leur débit de pointe est relativement faible. L'étude hydrologique a défini les caractéristiques de la crue décennale. Sa pointe est de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  seulement mais sa durée est de 132 jours et son volume de  $545 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . En raison de la forme aplatie de l'hydrogramme, le débit de la crue restera voisin de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  pendant plusieurs jours, et ainsi il ne faut compter que sur un effet d'écrêtement très limité, en dépit de la grande capacité de rétention de la retenue. Il est donc justifié de dimensionner l'évacuateur de crues pour un débit maximum égal au débit de pointe de la crue, c'est à dire  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Compte tenu du débit relativement faible, la solution d'un évacuateur de crues à seuil fixe s'impose, car elle ne présente pas une longueur de crête déversante exagérée pour une élévation acceptable du plan d'eau dans la retenue. En effet les longueurs suivantes de déversoir sont nécessaires pour l'évacuation de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Charge hydraulique	(m)	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
Longueur déversoir	(m)	186	101	66	47	36

Divers types d'ouvrages déversants peuvent être envisagés. Les conditions topographiques permettent cependant d'envisager une solution simple et bien adaptée aux conditions de fondation. La rive gauche est formée d'une tête de cuirasse latéritique et se prête parfaitement à l'implantation d'un déversoir et d'un chenal d'évacuation ramenant dans le lit de la Kayanga les débits passant par l'évacuateur.

L'évacuateur de crue à seuil fixe peut permettre dans certains cas la limitation du débit évacué pour des crues plus faibles que celles d'une fréquence donnée. On peut ainsi, en tenant compte de la capacité de rétention de la retenue et en prenant en compte une surélévation de la taille du barrage, limiter le débit évacué, en créant un créneau dans le seuil déversant, le radier du créneau étant à la cote de retenue normale. La largeur du créneau définit le débit lâché et sa hauteur définit l'importance de la tranche d'écrêtement dont le volume doit correspondre à la partie supérieure de l'hydrogramme de la crue que l'on désire écrêter. Une telle solution n'est pas envisageable dans le cas de la Kayanga où les hydrogrammes de crue sont très aplatis mais de longue durée. On devrait disposer d'une tranche d'écrêtement très importante pour une réduction modeste du débit évacué. Ainsi si on voulait limiter à  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  le débit de la crue cinquantennale dont la pointe atteint  $190 \text{ m}^3/\text{s}$ , il faudrait disposer d'une tranche d'écrêtement de  $42 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  correspondant à une élévation du plan d'eau au-dessus de la cote 36 IGN de 0,6 m. Une limitation à  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  nécessiterait une tranche d'écrêtement de  $163 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  correspondant à une élévation de plan d'eau de 1,80 m. Il est donc peu probable qu'une limitation du débit des crues au prix d'une surélévation du barrage soit justifiable du point de vue économique.

Trois différents types d'évacuateur de crue à crête fixe ont été comparés afin de rechercher la solution la plus économique à savoir :

- Déversoir frontal
- Déversoir latéral
- Déversoir en "bec de canard"

La comparaison a été faite pour une longueur de crête déversante uniforme

de 100 m et pour un niveau de retenue normale à la cote 36 IGN , une modification uniforme de la longueur du déversoir ou de la cote de retenue normale n'influençant pas les conclusions.

L'implantation de l'évacuateur a été recherchée de manière à minimiser la longueur du chenal de restitution à la Kayanga. Ceci a nécessité une modification de l'axe de la digue et l'introduction d'une courbure dans celui-ci au voisinage du fond de la vallée. Cette disposition permet de restituer les débits de l'évacuateur dans l'axe de la rivière grâce à l'existence d'un méandre.

La disposition de principe des 3 solutions envisagées est donnée dans la figure 9-7. Les quantités de travaux et les coûts correspondants sont récapitulés ci-après :

Type d'évacuateur		Frontal	Latéral	Bec de canard
Débit évacué	(m <sup>3</sup> /s)	400	400	400
Surélévation plan d'eau	(m)	1,5	1,5	1,5
Longueur crête déversante	(m)	100	100	100
Volume d'excavation	(m <sup>3</sup> )	85 200	61 000	45 100
Volume de béton	(m <sup>3</sup> )	22 500	16 400	13 600
Volume d'enrochement	(m <sup>3</sup> )	7 200	7 200	7 200
Volume de remblai	(m <sup>3</sup> )	21 800	21 800	21 800
Coût	(10 <sup>6</sup> FCFA)	1 184	889	748
		158 %	119 %	100 %

On peut constater que l'évacuateur de crue en "bec de canard" représente très nettement la solution la plus économique, les déversoirs latéral et frontal étant respectivement 19 % et 58 % plus coûteux. La différence de coût est trop marquée pour qu'une modification des prix unitaires ou de la longueur de la crête déversante puisse modifier le classement des différentes solutions. Dans ces conditions la solution d'un évacuateur de crue "en bec de canard" est retenue pour le barrage de Niandouba.

#### 4.5 Dimensionnement du barrage et de l'évacuateur

L'étude de la disposition optimale de l'évacuateur de crue a montré qu'il convenait de modifier l'implantation du barrage en incurvant son aile rive gauche vers l'amont pour raccourcir le tracé du chenal de restitution. L'étude comparative des différents types d'évacuateur a en outre montré que la solution en "bec de canard" était la plus économique. Le coût de l'évacuateur croît cependant avec la longueur de la crête déversante alors qu'à débit évacué égal, la hauteur de la lame déversante diminue, ce qui entraîne une réduction de la hauteur et du coût du barrage lui-même.

Il s'agit donc de déterminer la longueur du déversoir conduisant au coût minimum de l'ensemble barrage-évacuateur de crues. Le coût de construction du barrage a été calculé pour 3 hauteurs de couronnement à savoir 38,0 40,0 et 42,0 m IGN sur la base des caractéristiques du profil-type définies au paragraphe 3:2. Les avant métrés et les détails estimatifs correspondants sont donnés dans les tableaux 9-1 à 9-3. Les volumes et les coûts pour les différentes cotes considérées sont les suivants :

Cote couronnement m IGN	Volume m <sup>3</sup>	Coût 10 <sup>6</sup> F.CFA
38,0	464 040	1 523
40,0	635 760	1 983
42,0	835 060	2 492

Le coût de l'évacuateur de crue a été déterminé au paragraphe qui précède pour une capacité de 400 m<sup>3</sup>/s sous une charge hydraulique de 1,5 m. Il a été calculé pour la même capacité mais en considérant des charges hydrauliques de 1,0 m et de 2,0 m correspondant à des longueurs de crêtes déversantes de respectivement 186 et 66 m. Les quantités de travaux et les coûts de construction correspondants aux 3 cas étudiés sont les suivants :

Charge hydraulique (m)	1,0	1,5	2,0
Longueur crête fictive (m)	186	100	66
Quantité de travaux :			
- Excavation (m <sup>3</sup> )	50 800	45 100	43 200
- Béton (m <sup>3</sup> )	16 400	13 600	12 700
- Enrochement (m <sup>3</sup> )	7 200	7 200	7 200
- Remblai (m <sup>3</sup> )	21 800	21 800	21 800
Coût de l'ouvrage (10 <sup>6</sup> FCFA)	878	748	706

Les quantités et coûts de construction ont été calculés pour une cote de retenue normale de 36,0 IGN qui correspond à la cote de la crête déversant. Un changement de la cote de retenue normale n'entraîne qu'une modification de la longueur et de la pente du chenal d'évacuation qui sera cependant identique pour les 3 solutions étudiées.

Compte tenu des critères de dimensionnement de la revanche au-dessus du niveau maximum atteint lors du passage de la crue décennale définis au paragraphe 3.1.1 et de l'interpolation des coûts de la digue entre les valeurs calculées, on obtient pour les 3 dimensions considérées pour l'évacuateur les coûts de construction totaux suivants dans l'hypothèse d'un niveau de retenue normale à la cote 36,0 IGN :

Charge hydraulique sur la crête de l'évacuateur (m)		1,0	1,5	2,0
Cote du couronnement de la digue pour RN 36 IGN (m IGN)		38,0	38,5	39,0
Coût de l'évacuateur ( $10^6$ FCFA)		878	748	706
Coût de la digue ( $10^6$ FCFA)		1 523	1 634	1 744
Coût total ( $10^6$ FCFA)		2 401	2 382	2 450

Il ressort de cette analyse que l'optimum économique est obtenu pour un évacuateur dimensionné pour un débit de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  sous une charge hydraulique comprise entre 1,4 et 1,5 m. Cette conclusion est valable également pour une cote de retenue normale différente de celle considérée, car la progression du coût de la digue en fonction de sa hauteur est pratiquement linéaire dans la plage de variation possible du niveau de retenue normale entre 36,0 et 38,0 IGN.

Dans le cadre de la présente phase de l'étude, un évacuateur de crue à déversoir en bec de canard d'une longueur en crête fictive de 100 m sera retenu comme étant la solution la plus économique.

La disposition de l'évacuateur est donnée dans les figures 9-8 et 9-10. Ce dernier comporte un ouvrage d'entrée en forme de bec de canard, d'une longueur de 50 m et de section trapézoïdale avec une largeur au fond variant entre 10 m à l'amont et 20 m à l'aval. La longueur développée de la crête déversante est de 120 m ce qui, compte tenu de la contraction de la lame déversante à l'extrémité du bec correspond à une longueur de déversoir rectiligne de 100 m. Le fond de l'auge de réception a une pente longitudinale de 2 % permettant la mise en vitesse de l'eau. L'évacuation des débits déversés se fait par un canal trapézoïdal de 20 m de largeur au fond. La pente de ce canal est de 0,1 % sur 50 m jusqu'à 20 m en aval de l'axe du barrage. Elle passe à 17,4 % sur 60 m pour rejoindre le fond du lit de la Kayanga à la cote 21,0 IGN. Un bassin amortisseur de 40 m de long dont le fond est à la cote 20,0 IGN permet d'assurer dès son extrémité aval un écoulement tranquille dans le lit de la Kayanga. Le niveau maximum s'établissant en aval du bassin amortisseur lors du passage de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  a été estimé à la cote 27,0 IGN environ. Il devra être défini plus exactement dans le cadre de l'établissement de l'avant projet détaillé. Un pont franchissant le chenal d'évacuation est prévu dans le prolongement de la piste aménagée sur le couronnement du barrage.

Compte tenu du choix de l'évacuateur de crues et des critères de définition de la revanche, la cote du couronnement du barrage est calée 2,5 m au-dessus du niveau de retenue normale. Les quantités de travaux ont été définies pour 3 cotes de couronnement et peuvent être interpolées pour des cotes intermédiaires. Le tableau ci-après récapitule les caractéristiques des barrages pour 3 cotes de retenue normale :

Cote de retenue normale	(IGN)	36,0	37,0	38,0
Volume brut à la cote RN	( $10^6 \text{ m}^3$ )	350	430	524
Cote du couronnement	(IGN)	38,50	39,50	40,50
Longueur du couronnement	(m)	1 600	1 705	1 820
Quantité de travaux :				
- Excavation	( $\text{m}^3$ )	64 000	70 100	76 800
- Remblai alluvionnaire	( $\text{m}^3$ )	344 000	408 000	482 000

- Drain, transition et protection aval	(m <sup>3</sup> )	102 800	115 700	129 300
- Rip-rap	(m <sup>3</sup> )	56 800	63 700	70 900
- Membrane non tissée	(m <sup>2</sup> )	120 000	134 500	149 600
- Gabions	(m <sup>3</sup> )	1 605	1 710	1 825
Volume total	(m <sup>3</sup> )	503 600	587 400	682 200
Rendement (m <sup>3</sup> accumulé par m <sup>3</sup> de barrage)		695	732	768

#### 4.6 Prise d'eau et vidange de fond

La fonction de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond est double, il doit d'une part assurer la fourniture des débits nécessaires à l'irrigation et d'autre part permettre en cas de besoin la vidange partielle ou totale de la retenue. L'organe de dotation des débits d'irrigation doit être équipé d'un dispositif permettant un réglage précis du débit. En revanche la vanne de vidange de fond ne doit pas nécessairement devoir fonctionner en ouverture partielle.

La demande en eau d'irrigation à fournir à niveau d'exploitation minimum de la retenue, a été fixée à 20 m<sup>3</sup>/s. Le débit équipé de la vidange de fond dépend des contraintes auxquelles on veut s'asservir concernant la rapidité d'abaissement du niveau de la retenue. En règle générale la vitesse d'abaissement est fonction de la hauteur du barrage, elle est d'autant plus grande que l'ouvrage est important.

On admet en règle générale que la vidange d'une retenue créée par un barrage de 60 - 100 m de hauteur doit pouvoir être réalisée en 4 - 5 semaines en année hydrologique moyenne. L'apport moyen de la Kayanga pendant le mois avec la plus forte hydraulicité est de l'ordre de 35 m<sup>3</sup>/s. En voulant respecter la condition ci-dessus, la vidange de fond devrait avoir une capacité de l'ordre de 140 - 200 m<sup>3</sup>/s selon le niveau de retenue normale, ce qui nécessiterait une section d'évacuation de l'ordre de 15 - 20 m<sup>2</sup> dont les organes de contrôle seraient d'un coût élevé.

La hauteur maximum du barrage de Niandouba n'excède pas 20,0 m et sa hauteur moyenne est de l'ordre de 11,0 m. Il est donc justifié de choisir un critère de dimensionnement moins sévère que pour un ouvrage d'une taille 3 - 5 fois plus importante, et de n'exiger qu'une vidange partielle en un laps de temps donné. Il est raisonnable de dimensionner la vidange de fond pour permettre d'évacuer le tiers du volume de la retenue pendant le mois d'octobre d'une année moyenne. Dans le cas d'une retenue à la cote 38,0 IGN, le volume à évacuer pendant un mois d'octobre moyen s'élève à  $175 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , ce qui nécessite une capacité d'évacuation de la vidange de fond de l'ordre de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  compte tenu d'un apport continu de  $35 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La recherche d'une solution économique conduit à grouper les organes de dotation et de vidange dans un même ouvrage. En outre, il est justifié de considérer la capacité totale des deux organes pour la fonction de vidange, ce qui permet d'envisager la réalisation de 2 organes identiques pouvant chacun jouer le rôle d'organe de dotation. Une telle solution simplifie la construction de l'ouvrage et réduit le coût de la vannellerie.

Les conditions d'exploitation de l'organe de vidange-dotation sont donc les suivantes :

- les deux organes doivent pouvoir débiter ensemble  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  entre le niveau de retenue normale et celui correspondant aux 2/3 de la capacité de la retenue.
- la capacité d'un organe seul doit être de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  au moins au niveau minimum d'exploitation.

Ces conditions sont remplies lorsqu'on dispose de 2 pertuis de 2,10/1,90 m dont le radier est arasé à la cote 23,40 IGN. Ils permettent d'évacuer les débits suivants :

Niveau amont (IGN) :	38,0	36,0	34,0	30,0	29,0	28,0
Débit 2 pertuis ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) :	115	108	98			
Débit 1 pertuis ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) :				35	32	27,5

Il faut remarquer qu'à pleine ouverture il se produit un vortex indésirable devant la prise d'eau lorsque le niveau amont est inférieur à la cote 31,0 IGN. Il est cependant possible d'éviter la formation de ce vortex en réduisant le débit évacué à  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui permet d'abaisser le niveau amont jusqu'à la cote 29,0 IGN sans formation de vortex.

La conduite de dotation-vidange doit être placée sous le barrage et elle doit déboucher dans le lit de la Kayanga. Son tracé qui doit être perpendiculaire à l'axe du barrage est ainsi dicté par celui du cours d'eau. L'ouvrage de prise a été implanté dans un coude de la rivière et dans le prolongement d'un tronçon rectiligne, ce qui favorise les écoulements à retenue pratiquement vide. La restitution dans la Kayanga n'exige le creusement que d'un tronçon de canal de 200 m de long.

Il est possible de poser une conduite en charge sous un barrage en terre et de placer la vanne de commande à l'extrémité aval de la conduite pour autant que tout risque de pertes d'eau, par rupture ou fissuration puisse être écarté. Des pertes d'eau dans le corps du barrage pourraient en effet entraîner sa destruction. C'est pourquoi une conduite en charge sous un barrage en terre doit d'une part être fondée sur le rocher et donc ne pas devoir subir des tassements et d'autre part être blindée. Dans le cas du barrage de Niandouba, il est impossible d'éviter les tassements du sous-sol lors du remblayage et ensuite lors de la mise en eau de la retenue. C'est pourquoi il serait très coûteux de réaliser une conduite en charge avec organe de commande à l'aval qui ne peut être conçue que comme une conduite forcée posée sur appuis réglables à l'intérieur d'un conduit traversant le barrage.

La disposition retenue comprend donc une tour de prise d'eau placée en partie dans le corps amont de la digue et abritant les vannes et une conduite à écoulement libre traversant le barrage. L'ouvrage est représenté dans les figures 9-8 et 9-11. La tour de prise est un ouvrage symétrique par rapport à un plan vertical perpendiculaire à l'axe du barrage. Il comprend un chenal d'approche limité par 2 murs d'ailes retenant le remblai de la digue, puis 2 trompettes d'entrée de 4,50 m de haut sur 5,00 m de large munies de grilles grossières sur lesquelles pourront s'appuyer les batardeaux de mise hors d'eau des trompettes. Les dimensions

des conduits d'aménée aux vannes sont réduites progressivement à 2,20/1,90 m au droit de la vanne plane de révision et à 2,10/1,90 au droit de la vanne secteur de réglage. Les organes de manoeuvre des vannes sont placés côte à côte dans une chambre, accessible par un puits. Le sommet de la tour est au niveau du couronnement du barrage et est relié à ce dernier par une passerelle métallique de 18,0 m de longueur.

La manoeuvre des vannes sera réalisée hydrauliquement. En raison de l'absence de source d'énergie il est nécessaire de prévoir un dispositif d'entraînement des pompes à même d'assurer en permanence la manoeuvre de la vanne de dotation. Celle-ci sera en effet commandée par les variations du niveau de la Kayanga en aval du barrage. Toute modification de la demande d'eau d'irrigation entraînera une variation du plan d'eau de la Kayanga dans le secteur du cours d'eau limité par le barrage de Niandouba, le barrage de garde et celui du confluent, qui commandera à son tour l'ouverture de la vanne de dotation en cas d'abaissement, ou sa fermeture dans le cas contraire. Il est donc nécessaire de disposer sur place d'une source permanente d'énergie pour mesurer le niveau aval et transmettre les informations à l'organe de manoeuvre de la vanne.

Il ne serait pas raisonnable ni économique de laisser tourner en permanence un groupe électrogène pour fournir l'énergie nécessaire. Il est prévu d'installer des batteries pour la mesure et la transmission du niveau aval, et des accumulateurs à huile pour la manoeuvre de la vanne. Ces accumulateurs sont constitués par des réservoirs d'huile hydraulique dans lesquelles sont immergés des sacs étanches remplis de gaz qui sont comprimés lors de la mise en pression de l'huile qu'ils peuvent ensuite restituer sous pression selon les besoins pour la manoeuvre de la vanne. Ces accumulateurs à huile doivent être régulièrement rechargés (1 ou 2 fois par semaine par exemple) par une petite pompe entraînée par un moteur à essence de 4 - 5 CV. Ce moteur entraînera également un petit groupe électrogène qui permettra la recharge des batteries.

En aval des deux vannes-segment, les 2 pertuis blindés débouchent dans un conduit commun de 3,5 m de large et de 3,0 m de hauteur, réalisé en béton armé et placé sous le barrage. La longueur de ce conduit dépend de la cote

du couronnement du barrage, elle passe de 54,0 à 65,0 m pour un couronnement passant de 38,50 à 40,50 IGN. Le conduit débouche à l'air libre, son radier étant à la cote 23,00 IGN, dans un bassin amortisseur de 40,0 m de long et de 7,0 m de large dont le radier est à la cote 20,00 IGN. Le niveau du contre seuil du bassin amortisseur est à la cote 21,50 IGN. Un tronçon de canal trapézoïdal de 200 m de long et de 7 m de largeur au fond rejoint le lit de la Kayanga.

Les quantités de travaux nécessaires pour la réalisation de l'ouvrage de dotation-vidange sont récapitulées ci-après dans le cas d'un barrage culminant à la cote 38,50 IGN.

Excavation :	tour de prise	2 900 m <sup>3</sup>
	conduit et bassin amortisseur	5 500 m <sup>3</sup>
	chenal de restitution	27 000 m <sup>3</sup>
	Total excavation	35 400 m <sup>3</sup>
Béton :	tour de prise	2 030 m <sup>3</sup>
	conduit sous le barrage	580 m <sup>3</sup>
	bassin amortisseur	2 150 m <sup>3</sup>
	Total béton	4 760 m <sup>3</sup>
Rip - rap :		3 800 m <sup>3</sup>

L'équipement hydro mécanique comprend les matériels suivants :

- 2 vannes segment de réglage 2,1 x 1,9 m
- 2 vannes planes de révision 2,2 x 1,9 m
- 2 grilles grossières 4,5 x 5,0 m
- 1 batardeau 5,0 x 5,5 m
- Blindage 160 m<sup>2</sup>
- Dispositif de manoeuvre, y compris accumulateur à huile
- Mesure de niveau y compris batteries
- Passerelle d'accès à la tour de prise L = 18 m

#### 4.7 Phases de construction et programme des travaux

Le climat de la Haute Casamance comprend deux saisons bien marquées, la saison des pluies - l'hivernage - de juin à octobre et la saison sèche de novembre à mai. En raison de leurs caractéristiques, les matériaux de remblai du barrage peuvent difficilement être mis en place pendant les pluies, et les zones d'emprunt peuvent être submergées dans la deuxième moitié de l'hivernage. Il est donc nécessaire de concentrer les travaux durant la saison sèche.

Les débits d'étiage de la Kayanga sont faibles. D'autre part, le volume de remblai de la digue est relativement modeste comparé à la longueur de l'ouvrage. Il est donc possible de décomposer l'exécution des travaux de construction selon les phases suivantes en admettant que ceux-ci puissent démarrer à la fin d'un hivernage.

1ère phase : Celle-ci correspond à la première saison sèche. La Kayanga coule dans son lit actuel, rectifié en amont de l'axe du barrage par un chenal de 250 m de long coupant un coude du cours d'eau. Les travaux suivants seront exécutés :

- décapage et fouilles du barrage rive droite, remblayage du barrage à partir de l'appui rive droite jusqu'au droit de l'ouvrage de dotation/vidange. Décapage et fouilles du barrage en rive gauche, remblayage du barrage jusqu'à la rive gauche de la Kayanga.
- fouilles et début des bétonnages de l'évacuateur de crue et de l'ouvrage de dotation-vidange.

2ème phase : Elle correspond à la saison des pluies pendant laquelle seuls les travaux de bétonnage pourront être poursuivis au ralenti. La Kayanga suit toujours son cours actuel, le chantier de l'ouvrage de dotation-vidange est protégé contre les inondations par un batardeau permettant l'achèvement de la partie inférieure de la tour, du conduit sous le barrage et du bassin amortisseur.

3ème phase : Celle-ci correspond à la deuxième saison sèche. Les eaux de la Kayanga seront déviées par l'ouvrage de dotation-vidange ce qui permettra de réaliser les fouilles et le remblayage du barrage dans le tronçon d'ouvrage restant. Les travaux de bétonnage de l'évacuateur de crue se termineront ainsi que ceux de la tour de prise d'eau. Le montage des vannes sera réalisé en dérivant la Kayanga dans l'un puis dans l'autre pertuis de l'ouvrage de prise.

La construction du barrage de Niandouba pourra ainsi être réalisée en 2 saisons sèches pour autant que les travaux puissent démarrer au début d'un mois de décembre. Cela signifie que la route d'accès au site devra être exécutée antérieurement, c'est-à-dire durant la saison sèche précédente

Le programme des travaux est donné sous forme graphique dans la figure 9-12. Le laps de temps prévu pour le remblayage du barrage est de 8 mois, ce qui correspond à une cadence mensuelle de mise en place de 63 000 m<sup>3</sup> à 86 000 m<sup>3</sup> selon la taille du barrage (couronnement à la cote 38,50 IGN ou 40,50 IGN). Les cadences journalières moyennes de mise en place sont respectivement de 3 200 et 4 300 m<sup>3</sup>/j, ce qui, compte tenu de la grande longueur du barrage peut être réalisé sans problème. La période de bétonnage couvre 8 mois de saison sèche et 5 mois d'hivernage. Compte tenu du volume de béton à mettre en place (de l'ordre de 18 500 m<sup>3</sup>) la cadence moyenne de mise en place en admettant 10 jours de bétonnage par mois serait de l'ordre de 200 m<sup>3</sup>/jour

#### 4.8 Coût de construction

Les coûts de construction du barrage pour les 3 cotes de retenue normale considérées ont été calculés à partir des prix d'ordre et des avant-métrés qui ont été donnés dans les paragraphes qui précèdent. Ils sont donnés dans le tableau 9-4 dont les postes principaux sont récapitulés ci-après :

Niveau de couronnement (IGN)	38,5	39,5	40,50
------------------------------	------	------	-------

Coûts de construction ( $10^6$  FCFA)

1. Barrage	1 620	1 845	2 090
2. Evacuateur de crues	748	752	758
3. Dotation/vidange-génie civil	265	270	275
4. Dérivation provisoire	57	57	57

Total génie civil	2 690	2 924	3 180
-------------------	-------	-------	-------

5. Equipement hydro-mécanique	160	160	160
6. Divers et imprévus 10 %	285	308	334

<u>Coût de construction</u>	<u>3 135</u>	<u>3 392</u>	<u>3 674</u>
-----------------------------	--------------	--------------	--------------

Coût du $m^3$ de barrage (FCFA/ $m^3$ )	6 210	5 741	5 356
---	-------	-------	-------

Coût du $m^3$ accumulé (FCFA/ $m^3$ )	9,0	7,9	7,0
---------------------------------------	-----	-----	-----

Au coût de construction de l'ouvrage proprement dit s'ajoutent ceux de la route d'accès au barrage d'une longueur de 19 km et qui peuvent être estimés à  $142 \cdot 10^6$  FCFA. La retenue submergera une superficie de l'ordre de  $75 \text{ km}^2$  de savane légèrement boisée sauf le long du cours de la Kayanga où existe une forêt-galerie assez dense. Si pour la sécurité du fonctionnement des organes de vidange du barrage, l'enlèvement des arbres dans la retenue n'est pas nécessaire, un déboisement s'avèrera peut être indispensable si l'on veut permettre le développement de la pêche dans la future retenue. En effet, la présence d'arbres morts, pourrissant lentement, est une entrave d'une part au développement des poissons et d'autre part à la pêche au filet. L'évaluation du coût du déboisement est difficile car dépendant des possibilités d'utilisation locale du bois abattu. Il ne devrait cependant pas dépasser 40 000 FCFA/ha, correspondant ainsi à  $300 \cdot 10^6$  FCFA environ pour l'ensemble de la retenue.

## 4.9 Usine hydro-électrique au pied du barrage

### 4.9.1 Généralités

La réalisation d'un barrage sur un cours d'eau crée une différence brusque de niveau dans son lit qu'il est possible d'utiliser pour la production d'énergie électrique. Il semble ainsi peu raisonnable de réaliser à la sortie du pertuis de dotation d'eau d'irrigation un bassin amortisseur destiné à dissiper l'énergie qui pourrait être utilisée pour l'entraînement d'une turbine et d'un alternateur.

En raison de sa taille modeste, le barrage de Niandouba ne permet cependant que la production d'une quantité relativement faible d'énergie électrique. En effet, en admettant un niveau de retenue normale à la cote 37.00 IGN, un niveau minimum d'exploitation à la cote 29.00 IGN et un niveau de restitution aval à la cote 23.00 IGN, la chute brute utilisable varie entre 14.0 et 6.0 m. Le centre de gravité de la tranche utilisable dans la retenue est à la cote 34,50 IGN. Compte tenu d'un apport annuel moyen utilisable de l'ordre de  $220 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  (déduction faite des pertes par évaporation), des pertes de charges, des déversements lors des crues et d'un coefficient de rendement global de 85 %, la production possible en année moyenne est d'environ  $4,0 \cdot 10^6$

En raison des ressources hydrauliques limitées, l'eau est réservée en priorité aux irrigations. En outre, le schéma de distribution de l'eau d'irrigation exige le maintien d'un niveau constant au pied aval du barrage, une variation de ce niveau entraînant la manoeuvre de la vanne de dotation jusqu'au rétablissement du niveau. Une usine hydro-électrique serait donc asservie également au niveau aval et son programme de production serait totalement assujéti à celui de la fourniture de l'eau d'irrigation.

Dans le stade final d'aménagement, une usine hydro-électrique ne pourra donc jouer que le rôle de complément à une autre source d'énergie électrique. Il serait alors possible d'injecter dans le réseau local, la production de l'usine de Niandouba pour autant toutefois que la demande du réseau soit toujours supérieure à la puissance fournie par l'usine hydro-électrique. Ceci sera nécessairement le cas dans la région du projet où toute l'eau d'irrigation doit être pompée sur une dénivellation supérieure à la chute

utilisable par l'usine. Il y aura donc toujours concordance entre production et demande.

On peut cependant envisager qu'au cours de la période d'aménagement du périmètre, au cours de laquelle les surfaces irriguées et les besoins en eau augmenteront progressivement, il soit économiquement justifié d'utiliser le potentiel hydro-électrique disponible pour couvrir les besoins en énergie de pompage jusqu'au moment où celui-ci sera insuffisant et qu'il soit nécessaire de trouver une autre source d'énergie.

Les caractéristiques de l'usine seront fondamentalement différentes pour chacun des cas sus-mentionnés. Dans le premier cas, l'usine hydro-électrique n'étant qu'une source secondaire d'énergie, l'usine sera dimensionnée en fonction du débit maximum à fournir pour l'irrigation du périmètre dans son stade final d'aménagement. En revanche, dans le 2<sup>e</sup> cas, l'usine sera dimensionnée de manière à fournir la puissance nécessaire pour le pompage de l'eau d'irrigation d'un périmètre réduit, dont la superficie sera limitée, les besoins en énergie de pompage devant être couverts par la production de l'usine.

Les deux solutions sont brièvement décrites ci-après :

#### 4.9.2 Usine pour le stade final d'aménagement

L'usine étant destinée à être une source complémentaire d'énergie, sa réalisation devra donc être différée jusqu'au jour où les autres sources d'énergie électrique seront disponibles, c'est-à-dire vraisemblablement 10 ou 15 ans après la construction du barrage de Niandouba. Elle doit être donc conçue de façon à pouvoir être construite plus tard, sans hypothéquer la fourniture d'eau d'irrigation à partir du barrage.

Il est donc nécessaire de prévoir lors de la construction du barrage les aménagements permettant la construction ultérieure de l'usine. Le principe retenu pour la conception des ouvrages d'aménage d'eau à l'usine consiste à doubler le conduit traversant le barrage. Le premier conduit sera commandé par une vanne secteur et sera utilisé avant la construction de l'usine

comme conduit de dotation pour l'irrigation puis dans le stade final comme pertuis de vidange de fond. Le deuxième conduit sera commandé par une vanne plane et pourra fonctionner comme vidange de fond jusqu'au moment de la construction de l'usine à partir duquel il abritera la conduite forcée alimentant cette dernière.

La recherche d'une solution aussi économique que possible a orienté l'étude sur une usine équipée d'un seul groupe, susceptible d'utiliser au mieux les débits lâchés pour l'irrigation. Compte tenu d'une part de la grande variabilité de la demande d'eau d'irrigation durant l'année et d'autre part de la variation importante de la chute disponible, un groupe du type "bulbe" a été choisi afin de minimiser les dimensions de l'usine, et le débit équipé a été fixé à  $13,0 \text{ m}^3/\text{s}$  dans le cadre de cette phase de l'étude. Il sera évidemment nécessaire de procéder ultérieurement à un calcul d'optimisation en vue de définir les caractéristiques de l'usine lorsque seront précisées l'étendue finale du périmètre agricole et la capacité définitive de la retenue de Niandouba.

En admettant un niveau de retenue normale à la cote 37,0 IGN, un niveau d'exploitation minimum à la cote 29,0 IGN et un niveau de restitution à la cote 23,0 IGN, les caractéristiques du groupe bulbe sont les suivantes :

Chute brute	Hb (m)	14,0	11,0	6,0
Chute nette	Hn (m)	13,2	10,2	5,2
Débit maximum	Q. ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	13,0	13,0	13,0
Puissance de la turbine	Pt (KW)	1540	1190	560
Nombre de tour	n	282	282	282
Puissance de l'alternateur	(kW)	1460	1130	530

Le groupe bulbe est placé dans un bâtiment de 16,0 x 9,0 m. L'axe du groupe est à la cote 23,60 IGN, le plancher de la salle de la machine étant à la cote 23,00 IGN. Les services auxiliaires sont disposés à l'étage au-dessus, dont le plancher est à la cote 29,50 IGN.

L'ouvrage de prise d'eau diffère de celui qui est décrit au paragraphe 4-6 par la suppression de la vanne segment du pertuis de droite et par

l'élargissement de l'ouvrage, consécutif au dédoublement du conduit traversant le barrage. La largeur de l'ouvrage passe ainsi à 15,90 m. Il comporte également une tour qui abritera les organes de commande des vannes ainsi que les accumulateurs à huile et le moteur à essence destiné à leur recharge, et à la manoeuvre locale des vannes. La tour est accessible par une passerelle métallique depuis le couronnement du barrage.

Les deux conduits traversant le barrage sont indépendants et de forme circulaire. Le conduit de gauche a un diamètre intérieur de 3,00 alors que le conduit de droite qui abritera par la suite la conduite forcée de l'usine, a un diamètre intérieur de 3,50 m. Cette dernière aura un diamètre de 2,30 m et sera posée sur des appuis réglables de manière à permettre la compensation d'éventuels tassements après son montage.

Le bassin amortisseur à la sortie du conduit de gauche à la même longueur que celui décrit au paragraphe 4.6. Sa largeur est en revanche portée à 13 m au débouché de l'aspirateur de la turbine. L'usine empiètera ainsi sur l'emprise du bassin amortisseur élargi dont le fonctionnement sera pourtant garanti même avant la réalisation de l'usine pour laquelle seul le cuvelage sera réalisé en première phase.

La disposition de l'ouvrage de prise et de l'usine est donnée dans la figure 9-13 qui indique également quelles parties d'ouvrage seront réalisées en première phase, c'est-à-dire pendant la construction du barrage.

Les quantités de travaux et les coûts qui en résultent sont récapitulés ci-après :

1ère phase :

Excavation	- ouvrage de prise	3 200 m <sup>3</sup>	
	- conduit et bassin amortisseur	6 400 m <sup>3</sup>	
	- chenal aval	27 000 m <sup>3</sup>	
		<hr/>	
		36 600 m <sup>3</sup>	x 600 F *      22,0

\* prix (sans terrain latéritique)

			Cout (10 <sup>6</sup> FCFA)
Béton	- ouvrage de prise	3 500 m <sup>3</sup>	
	- conduit	650 m <sup>3</sup>	
	- bassin amortisseur	2 500 m <sup>3</sup>	
		<hr/> 6 650 m <sup>3</sup> x 44 000 F	293,0
Rip rap		3 800 m <sup>3</sup> x 10 000 F	38,0
Equipement	1 vanne de réglage	32 . 10 <sup>6</sup> FCFA	
	2 vannes de révision	42	
	2 grilles et batardeaux	33	
	blindage, passerelle	32	
	mesure de niveau	5	
		<hr/> 144,0	
<u>Total 1ère phase .....</u>			<u>497,0 10<sup>6</sup> FCFA</u>
<u>2ème phase</u>			
- Usine : génie civil :			
	volume construit 2 400 m <sup>3</sup> à 30 000 FCFA		72,0
- Equipement hydro-mécanique comprenant :			
	1 turbine-bulbe )		
	1 pont roulant (		
	1 climatisation )		188,0
	1 atelier (		
- Equipement électrique comprenant :			
	1 alternateur )		
	1 poste de commande (		
	1 transformateur )		130,0
	1 poste de comptage (		
<u>Total 2ème phase .....</u>			<u>390,0 10<sup>6</sup> FCFA</u>
<u>Coût total</u>	Total phases 1 et 2		887,0
	Divers et imprévus 10 %		89,0
			<hr/> 976,0 10 <sup>6</sup> FCFA
<u>Total</u>			
Ligne de transmission 30 KV			
	20 km à 4,4 x 10 <sup>6</sup> FCFA/km		88,0
	Divers et imprévus 10 %		8,8
			<hr/> 96,8
<u>Total</u>			<u>96,8</u>

La comparaison du coût des travaux de première phase avec et sans usine montre que le coût supplémentaire occasionné par l'agrandissement de l'ouvrage en prévision de la réalisation ultérieure de l'usine hydro-électrique est modeste puisqu'il n'atteint que  $80 \cdot 10^6$  FCFA y compris les divers et imprévus.

Le coût de l'usine proprement dite, déduction faite de celui de l'ouvrage de prise d'eau/vidange qui aurait été nécessaire pour l'irrigation seulement est de  $510 \cdot 10^6$  FCFA, ce qui ramené à la puissance installée de 1460 KW correspond à un coût unitaire de 350 000 FCFA/KW installé. En admettant une production annuelle d'énergie possible de  $4.0 \cdot 10^6$  kwh en année moyenne et un taux de charges annuelles de l'ordre de 15 %, le prix de revient de l'énergie est voisin de 20,0 FCFA/kwh, ce qui, compte tenu du prix local du carburant, pourrait éventuellement s'avérer plus économique que de l'énergie d'origine thermique.

#### 4.9.3. Usine pour les premières phases d'aménagement

---

L'usine est destinée à produire l'énergie nécessaire pour le pompage de l'eau d'irrigation pendant les premières phases de l'aménagement du bassin de l'Anambé. En raison d'une part des conditions morphologiques du bassin et d'autre part du réseau d'irrigation proposé, l'aménagement du bassin de l'Anambé est découpé selon les phases suivantes :

Phase	aménagé au cours de la phase	Total aménagé
1	1420 ha r.dr.	1420 ha
2	3020 ha r.dr.	4440 ha
3	3050 ha r.dr.	7490 ha
4	3995 ha r.g.	11485 ha
5	4780 ha r.g.	16265 ha

Le barrage de Niandouba et l'usine hydro-électrique seront réalisés pour permettre le démarrage de la phase 2 et l'usine est dimensionnée de manière à pouvoir satisfaire la demande en énergie de pompage pour les phases 2 et 3.

Une simulation de l'exploitation de la retenue et de l'usine a été réalisée sur ordinateur pour la période 1918-1978 en tenant compte des besoins en énergie et en puissance de pompage pour l'irrigation des périmètres de 4440 et 7490 ha correspondant à l'achèvement des phases 2 et 3. La puissance installée des groupes de l'usine hydro-électrique correspond ainsi à la demande en puissance de la station de pompage rive droite qui est de 3200 MW pour le débit de pointe pompé de  $18,75 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Cette puissance ne doit toutefois pas être fournie par l'usine hydro-électrique sous la chute minimum disponible. La simulation sur ordinateur montre en effet que le niveau minimum de la retenue de Niandouba pour le-

quel la puissance de 3200 KW doit pouvoir être fournie est de 34,50 IGN.

Dans ces conditions, l'équipement de l'usine comprendra 2 groupes légèrement plus grand que celui prévu pour la solution décrite au paragraphe précédent à savoir 2 groupes bulbes équipé chacun pour un débit de  $17,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Compte tenu d'un niveau de retenue normale à la cote 37,0 IGN, d'un niveau d'exploitation minimum à la cote 29,0 IGN et d'un niveau de restitution à la cote 23,0 IGN les caractéristiques des groupes et les puissances totales disponibles sont les suivantes :

Niveau de retenue	(IGN)	37,0	34,0	32,0	29,0
Chute brute H <sub>b</sub>	(m)	14,0	11,0	9,0	6,0
Chute nette H <sub>n</sub>	(m)	13,2	10,2	8,2	5,2
Débit turbiné par groupe	(m <sup>3</sup> /s)	17,5	17,5	17,5	17,5
Puissance de la turbine	(KW)	2070	1600	1280	750
Nb de tour		282	282	282	282
Puissance de l'alternateur	(KW)	1970	1520	1220	710
Puissance de l'usine	(KW)	3940	3040	2440	1420

Il est toutefois évident qu'il sera nécessaire de procéder ultérieurement à un calcul d'optimisation en vue de préciser plus exactement les caractéristiques de l'usine et d'analyser l'incidence sur le coût des ouvrages d'un accroissement de la puissance équipée, c'est-à-dire du débit turbinable.

La disposition de l'usine et de ses ouvrages d'aménée d'eau est semblable à celle adoptée pour l'usine étudiée pour le stade final d'aménagement. Les deux prises d'eau usinières sont groupées avec l'entrée de la vidange de fond dans un ouvrage commun. La tour de prise de 20,0 m de large et de 25,0 m de longueur à sa base est placée dans le corps amont de la digue.

Un chenal d'approche limité par 2 murs d'aile retenant le remblai de la digue amène les eaux aux 3 trompettes de prises d'eau. Celle de gauche, réservée à la vidange de fond a 5,0 m de large sur 4,50 m de haut, celles de droite, alimentant l'usine ont 3,50 m de large sur 4,50 m de haut. Les 3 trompettes d'entrée sont munies de grilles grossières sur lesquelles pourront s'appuyer des batardeaux.

La vidange de fond est équipée d'une vanne secteur de réglage de 2,10/1,90 précédée d'une vanne plane de revision de 2,20 / 1,90.m. Les prises d'eau usinières sont équipées chacune d'une vanne plane de 2,30/2,30 m. La tour de prise, accessible par une passerelle depuis le couronnement du barrage abrite les organes de commande des vannes ainsi que les accumulateurs à huile nécessaire à la manoeuvre des vannes lorsque l'usine est hors service.

Deux conduits indépendants traversent le barrage. Celui de gauche d'un diamètre intérieur de 3,00 m sert à la vidange de fond et est à écoulement libre. Celui de droite, de forme rectangulaire abrite les 2 conduites forcées de 2,30 m de diamètre alimentant les 2 groupes de l'usine. Ces conduites sont placées sur des appuis réglables permettant de compenser les tassements qui se produiront dans la fondation de la digue lors des premières années suivant la mise en eau de la retenue.

Le bassin amortisseur à la sortie du conduit de la vidange de fond a une longueur de 40 m. Sa largeur est de 4,50 m sur les premiers 14,0 m et passe à 20,0 m au débouché des aspirateurs des turbines.

L'usine a 17,0 m de large et 14,0 m de longueur. L'entr-axe des groupes est de 5,0 m. L'axe du groupe est à la cote 23,60 IGN, le plancher étant à la cote 23,00 IGN. Le pupitre et les tableaux de commande et de contrôle sont placés dans la salle des machines et les services auxiliaires sont disposés dans des locaux prévus au 1er étage dont le plancher est à la

cote 29,50 IGN.

La disposition de l'ouvrage de prise et de l'usine est donnée dans le figure 9-14 et les quantités de travaux et les coûts qui en résultent sont récapitulés ci-après :

Volume des travaux

Excavations :	ouvrage de prise	4 600 m <sup>3</sup>
	conduits sous digue	4 700 m <sup>3</sup>
	usine et bassin amortisseur	<u>5 000 m<sup>3</sup></u>
	Total	14 300 m <sup>3</sup>

Béton :	ouvrage de prise	4 800 m <sup>3</sup>
	conduits sous digue	1 900 m <sup>3</sup>
	bassin amortisseur	<u>1 900 m<sup>3</sup></u>
	Total	8 600 m <sup>3</sup>

Volume construit de l'usine 3 900 m<sup>3</sup>

Rip-rap 3 800 m<sup>3</sup>

Coût de construction 10<sup>6</sup> FCFA

Génie civil :	ouvrage de prise	205,0
	conduits sous digue	100,0
	bassin amortisseur	175,0
	usine	<u>150,0</u>
	Total génie civil	630,0

Équipement :

Ouvrage de prise :	1 vanne réglage	32,0
	3 vannes révision	75,0
	3 grilles et batardeau	48,0
	blindage, passerelle	40,0
	mesure niveau	<u>5,0</u> 200,0

Conduits sous digue : blindage 80,0

Usine : Equipement hydro-mécanique

2 turbines bulbe

1 pont roulant 400,0

1 climatisation

1 atelier

Equipement électrique

2 alternateurs

1 poste commande 280,0

2 transformateurs

1 poste de couplage

Télécommande 60,0

740,0

Total équipement

1 020,0

Total général

1 650,0

Divers et imprévus 10 %

165,0

TOTAL ..... 1 815,0

10<sup>6</sup> FCFA

Ligne de transmission 30 KV

20 km à  $4,4 \times 10^6$  FCFA/km

88,0

Divers et imprévus 10 %

8,8

96,8

Le coût de l'usine proprement dite, déduction faite de celui de la prise d'eau / vidange qui serait nécessaire si l'usine n'était pas réalisée est de  $1815 - 473 - 1342 \times 10^6$  FCFA, ce qui, ramené à la puissance installée sous retenue normale de 3940 KW correspond à un coût unitaire de 340 000 FCFA/KW installé.

## 5. BARRAGE DU CONFLUENT

---

### 5.1 Généralités

Le barrage du confluent est destiné à contrôler le niveau de la Kayanga en aval du barrage de Niandouba en le maintenant pendant les périodes d'irrigation au voisinage de la cote 23,00 IGN. Il créera la bêche de pompage nécessaire pour le refoulement des débits destinés à l'irrigation par les stations de pompage situées aux deux extrémités du barrage de garde sur l'Anambé.

Le barrage du confluent sera en outre le premier ouvrage hydraulique qui sera réalisé pour le développement de la première tranche de 1 000 ha irrigués. Il permettra en effet la constitution dans les vallées de la Kayanga et de l'Anambé, d'une réserve de l'ordre de  $59 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  à la cote 22,30 IGN permettant l'irrigation de cette première tranche pendant la saison sèche.

Les contraintes hydrauliques pour le dimensionnement du barrage du confluent ont été définies au paragraphe 3.1.2 pour le stade final d'aménagement qui prescrit l'établissement d'un plan d'eau à la cote 23,00 dans la vallée de la Kayanga. Toutefois, lors de l'aménagement de la première tranche du périmètre qui interviendra avant la construction du barrage de garde sur l'Anambé, il est nécessaire de limiter le niveau de retenue normale dans la Kayanga à la cote 22,30 IGN et d'éviter que ce niveau ne dépasse la cote 23,20 IGN lors du passage d'une crue décennale. Cette contrainte supplémentaire impose une conception de l'évacuateur de crue particulière, ce dernier devant pouvoir être réhaussé une fois achevée la construction du barrage de garde sur l'Anambé.

Dans la première phase de l'aménagement, le barrage du confluent permettra de constituer une réserve d'eau dans les vallées de la Kayanga et de l'Anambé d'un volume total de  $59 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  à la cote 22,30 IGN, ce qui donne un volume utile de  $48 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  si l'on admet le niveau minimum d'exploitation à la cote 20,50 IGN. La construction ultérieure du barrage

de garde réduira très fortement le volume accumulable en amont du barrage du confluent, celui-ci étant réduit à  $11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  à la cote de retenue normale de 23,00 IGN qui s'établira après le réhaussement du seuil de l'évacuateur de crues.

## 5.2 Choix du site et du type d'ouvrage

L'emplacement du barrage est dicté par les conditions morphologiques de la vallée qui se présentent 300 m en aval du confluent de la Kayanga et de l'Anambé. A cet endroit la rivière coule au pied d'une colline relativement raide en rive droite. La rive gauche en revanche est formée d'un plateau quasi horizontal aux environs de la cote 24,00 IGN. La largeur de la vallée à la cote 23,00 IGN n'est que de 190 m et le fond du lit est à la cote 16,00 IGN environ (voir figure 9-15).

Du point de vue géologique, la rive droite semble être constituée par une zone de cuirasse latéritique alors que le plateau de la rive gauche est formé par des dépôts alluvionnaires composés de limon-sableux plus ou moins argileux et faiblement consolidés. La hauteur de barrage n'excèdera pas 10 m et pour un tel ouvrage des investigations géologiques n'étaient pas nécessaires dans le cadre de la présente phase de l'étude, d'autant plus que l'observation visuelle des terrains de couverture, a montré que ceux-ci ne diffèrent pas de ceux rencontrés au site de Niandouba. Une campagne de reconnaissance par géophysique, puits et sondage, est cependant prévue dans la 2ème phase de l'étude pour l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Compte tenu des conditions géologiques et de la nature des matériaux alluvionnaires disponibles, la solution d'une digue en terre homogène s'impose. Comme la hauteur du barrage ne dépassera pas 10m il n'est pas nécessaire de prévoir un drain central d'autant plus que le niveau aval est susceptible de dépasser la cote 22,00 IGN lors du passage d'une crue exceptionnelle.

Le profil type retenu est composé d'un massif homogène trapézoïdal. L'inclinaison des talus amont et aval a été fixée à 1 : 3,0 comme celle du parement amont du barrage de Niandouba. La largeur au couronnement est de 5,0 m. Les parements amont et aval seront recouverts d'une couche de protection en gravier latéritique de 2,0 m mesurés horizontalement, qui sera séparée du

corps du barrage par une membrane synthétique non tissée destinée à éviter sa contamination par l'entraînement de matériaux fins du corps de la digue lors de l'abaissement du plan d'eau extérieur. Cette protection est renforcée sur la partie inférieure du parement amont en dessous de la cote 24,0 IGN par une couche de 2 m d'enrochements de carrière mesurés horizontalement. Une tranchée de 3,0 m de profondeur sera excavée dans la fondation de la digue et sera remblayée avec les matériaux constituant cette dernière afin d'augmenter le chemin de percolation et jouer le rôle d'un parafouille. Le profil type retenu pour le barrage dont le couronnement est à la cote 26,0 IGN est donné dans la figure 9-16.

Les caractéristiques principales du barrage représenté dans la figure 9-15 ainsi que les volumes de travaux nécessaires sont récapitulés ci-après :

- cote du couronnement	26,0	IGN
- longueur en crête	210,0	m
- largeur au couronnement	5,0	m
- hauteur max. au-dessus fondation	10,5	m
- volume du corps homogène	27 600	m <sup>3</sup>
- volume couches de protection	4 800	m <sup>3</sup>
- volume rip-rap	1 600	m <sup>3</sup>
	<hr/>	
Volume total de la digue	34 000	m <sup>3</sup>
- surface membrane non tissée	7 900	m <sup>2</sup>
- volume des fouilles du barrage	8 000	m <sup>3</sup>

### 5.3 Ouvrages annexes

#### 5.3.1 Evacuateur de crues

Les conditions topographiques et en particulier l'existence du plateau sur rive gauche se prêtent à la réalisation d'un déversoir frontal de grande longueur. Les contraintes de niveau amont et la recherche d'une solution bon marché ont orienté le choix de l'organe d'évacuation des crues vers la solution d'un seuil déversant muni d'un créneau dont le

radier est arasé à la cote de retenue normale. Le créneau sera constitué par un chenal rectangulaire bétonné de 20 m de largeur et de 60 m de long. Ce chenal présente une contre-pente de 1 % sur le tronçon de 10 m en amont de l'axe du barrage et son radier culmine à cet endroit à la cote 22,30 IGN correspondant au niveau de retenue normale imposé pour la première phase du développement agricole. La pente du canal en aval est de 0,5 %. Le canal bétonné est prolongé en amont par un chenal d'approche horizontal en terre calé à la cote 22,10 de forme trapézoïdale et de 30 m de largeur au fond. Il est prolongé en aval par un chenal d'évacuation en terre de mêmes dimensions et de 0,5 % de pente. Après la construction du barrage de garde sur l'Anambé un seuil déversant de 0,7 m de hauteur, calé à la cote 23,00 IGN sera réalisé dans le canal bétonné au droit de l'axe du barrage pour réhausser le niveau de retenue normale. Pour satisfaire à la condition imposée de ne pas dépasser la cote 23,20 IGN lors du passage d'une crue décennale de  $140 \text{ m}^3/\text{s}$  jusqu'à la construction du barrage de garde sur l'Anambé, il est nécessaire de niveler le plateau rive gauche à la cote 22,60 IGN sur une bande de 200 m de large, le long du chenal décrit plus haut. Une double rangée de gabions de 1,0 x 1,0 m, sera enterrée dans la zone nivelée dans le prolongement de l'axe du barrage pour éviter la formation de rigoles d'érosion dans cette zone lors du passage des crues et y maintenir le terrain à son niveau initial de 22,60 IG

Après la construction du barrage de garde, qui permettra le relèvement du plan d'eau amont à la cote 23,00 IGN, il sera nécessaire de prolonger le barrage par un seuil déversant dans la zone nivelée. Ce seuil arasée à la cote 23,60 IGN sera réalisé en gabions avec un massif étanche en amont. Ce massif a une largeur en crête de 2,0 m et un talus amont incliné à 1 : 2. Il est composé des alluvions sablo-limoneuses utilisées pour le corps du barrage et est recouvert d'un tapis de 0,30 m d'épaisseur de tout-venant latéritique similaire à celui utilisé pour le revêtement des pistes. Les gabions sont disposés en escalier sur 3,0 m puis forment un tapis de 5,0 m de large au pied aval du déversoir.

Le débit de la crue décennale considérée pour le dimensionnement du barrage de Niandouba est de  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  correspondant à la capacité de

l'évacuateur de crues. Si on admet que le débit de crue d'un cours d'eau croît avec la racine carrée de l'augmentation de la surface du bassin versant, la crue décennale au barrage du confluent serait de  $510 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le passage d'un tel débit par l'évacuateur de crue défini ci-dessus entraînera une élévation du plan d'eau de 1,80 m au-dessus du niveau de retenue normale de 23,00 IGN. Le niveau des plus hautes eaux amont est ainsi à la cote 24,80 IGN. Le choix de la cote 26,00 IGN pour le couronnement du barrage satisfait ainsi les critères imposés pour le calcul de la revanche.

Les caractéristiques de l'évacuateur de crues sont données dans les figures 9-15 et 9-17, les volumes de travaux nécessaires étant récapitulés ci-après :

1ère phase (RN 22.3)- terrassements	133 600 m <sup>3</sup>
- béton	420 m <sup>3</sup>
- gabions	425 m <sup>3</sup>
2ème phase (RN 23.0) - béton	20 m <sup>3</sup>
- remblai tout-venant	800 m <sup>3</sup>
- remblai latéritique	250 m <sup>3</sup>
- gabions	1 000 m <sup>3</sup>

### 5.3.2 Organe de vidange

L'organe de vidange est conçu en fonction des conditions de fonctionnement suivantes :

- Permettre en année moyenne, de maintenir le niveau de retenue amont à la cote 21,0 IGN, ce niveau aval étant admis à la cote 18,0 IGN. Ceci veut dire que la capacité de la vidange doit être supérieure ou égale au débit mensuel moyen du mois à la plus forte hydraulité, c'est-à-dire  $35,4 \text{ m}^3/\text{s}$  en octobre.
- Permettre le lâcher d'un débit de dotation de l'ordre de  $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Ces conditions d'exploitation pourraient être satisfaites par une vanne

segment. Toutefois il est plus économique de prévoir 2 vannes planes, l'une pour la fonction de vidange, l'autre pour celle de dotation.

Les calculs hydrauliques ont montré que la section de la vanne de vidange devait être de  $6,0 \text{ m}^2$  et qu'un by-pass circulaire de 600 mm de diamètre permettait une dotation de  $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$  pour une charge hydraulique de 3,0 m.

L'ouvrage de vidange est représenté dans la figure 9-17. Il comporte une tour d'entrée fondée à la cote 16,00 IGN sur la rive gauche de la Kayanga, et dont la partie inférieure est dans le remblai amont du barrage. Le pertuis de vidange comporte une trompette d'entrée contrôlée par une grille grossière de 4,5/5,5 m sur laquelle pourra s'appuyer le batardeau qui sera mis en place lors des révisions de la vanne. Celle-ci est rectangulaire (2,0/3,0 m) et à commande manuelle. Une conduite métallique de 600 mm de diamètre et commandée par une vanne plane court-circuite la vanne de vidange et restituera les débits de dotation dans le conduit bétonné de 3,0 x 3,0 qui traverse le barrage. Le radier de la vidange est arasé à la cote 18,00 IGN à l'entrée. Il est à la cote 17,83 IGN à sa sortie dans un bassin amortisseur de 21,0 m de long et de 4,50 m de large, dont le fond est arasé à la cote 16,00 IGN. Un contre-seuil à la cote 17,00 IGN marque le point de restitution dans le lit de la Kayanga.

Les volumes de travaux nécessaires sont les suivants :

- terrassements	500 $\text{m}^3$
- béton	1 900 $\text{m}^3$

#### 5.4 Coûts de construction et programme des travaux

##### 5.4.1 Coûts de construction

Le coût de construction du barrage du confluent a été calculé sur la base des volumes de travaux indiqués aux paragraphes qui précèdent et des prix d'ordre définis pour le barrage de Niandouba, majorés de 15 % en ce qui concerne le génie-civil. Cette majoration a été introduite pour tenir compte

de l'ampleur réduite des travaux et ainsi de la part plus grande, prise dans les coûts par les frais de mobilisation, installation et replis. En revanche les prix unitaires de l'équipement hydro-mécanique n'ont pas été modifiés.

Le détail estimatif est donné dans le tableau 9-5 et ses postes principaux sont récapitulés ci-dessous :

Coûts de construction	10 <sup>6</sup> FCFA
Barrage	99,7
Vidange : génie civil	96,7
équipement	80,0
Evacuateur : 1ère phase	120,8
2ème phase	20,9
	<hr/>
Divers et imprévus 10 %	41,9
	<hr/>
<u>Total 10<sup>6</sup> FCFA</u>	<u>460,0</u>

Au coût de construction du barrage proprement dit s'ajoutent ceux de la route d'accès de 9 km reliant le barrage au pont de Kounkané et qui sont estimés à 68 10<sup>6</sup> FCFA.

En outre, il conviendra de déboiser l'emprise de la future retenue dans la zone située au-dessous de la cote 23,00 IGN ce qui représente une superficie de l'ordre de 500 ha dont la plus grande partie comprend la forêt-galerie. Un prix à l'hectare de 100 000 FCFA pour le déboisement et l'incinération peut être admis, ce qui correspondrait à un coût total de l'ordre de 50 . 10<sup>6</sup> FCFA.

#### 5.4.2 Programme des travaux

Les travaux de construction du barrage peuvent être réalisés en une seule saison sèche pour autant qu'ils puissent démarrer avant un 1er décembre et que la route d'accès ait été construite auparavant. La

conduite de vidange devra être réalisée parallèlement à l'excavation des fouilles du barrage, dont le remblayage pourra commencer dès que les débits d'étiage de la Kayanga pourront être dérivés par le conduit de vidange.

Le chemin critique dans ce programme passe par la date de fourniture des pièces fixes de la vanne de vidange et du conduit de by-pass y compris son organe de commande. Le matériel hydro-mécanique prévu étant de construction simple, sa fourniture dans des délais compatibles avec le programme de l'entreprise de génie-civil ne devrait pas poser de trop gros problèmes.

## 6. BARRAGE DE GARDE

---

### 6.1. Généralités

Le barrage de garde est destiné à contrôler les écoulements dans l'Anambé et doit en particulier remplir les fonctions suivantes :

- Il doit assurer la protection de la cuvette de l'Anambé contre les inondations dues au refoulement de la Kayanga lorsque cette dernière est en crue.
- Il doit permettre l'accumulation dans le fond de la cuvette de l'Anambé d'une partie des apports de ce cours d'eau afin de compléter les réserves en eau d'irrigation en années sèches.

Les conditions d'exploitation ont été définies dans l'étude du schéma d'aménagement et les caractéristiques hydrauliques qui en sont résultées ont été précisées au paragraphe 3.1.2 qui précède. En outre, l'étude préliminaire du barrage du confluent, qui fait l'objet du chapitre 5, a permis de définir le niveau maximum susceptible d'être atteint dans la vallée de la Kayanga au site de ce barrage lors du passage d'une crue de fréquence décennale de  $510 \text{ m}^3/\text{s}$  à savoir la cote 24,80 IGN. Dans ces conditions on peut retenir pour le barrage de garde les niveaux caractéristiques suivants :

Niveau aval normal	23,0	IGN
Niveau aval maximum	25,0	IGN
Niveau aval minimum	18,0	IGN
Niveau amont maximum normal	21,50	IGN
Niveau de couronnement	26,0	IGN

### 6.2. Choix du site et du type d'ouvrage

Le site du barrage de garde a été imposé par les résultats des études pédolo-

giques et agronomiques qui ont fixé les limites du périmètre agricole et l'emplacement des stations de pompage. Le barrage se trouve ainsi à 1 300 m en aval du pont route de Kounkané.

La vallée est large et légèrement asymétrique. Le fond est à la cote 18,00 IGN environ et la distance séparant les cotes 25,00 IGN sur chacune des rives est de 1 700 m.

Les conditions de fondation sont pratiquement identiques à celles rencontrées à Niandouba. Il s'agit de sols alluvionnaires sablo-limoneux à granulométrie homogène qui sont relativement étanches et qui en outre conviennent parfaitement comme matériau de remblai d'une digue en terre homogène. Ce type de barrage est le seul envisageable compte tenu de l'éloignement des carrières susceptibles de fournir des matériaux convenables pour les corps d'appui d'une digue en terre zonée avec noyau central étanche.

En raison de la faible hauteur du barrage, qui ne dépasse pas 8,0 m au-dessus du terrain naturel, il n'est pas nécessaire de prévoir un drain central.

Le profil type retenu comprend ainsi un massif homogène trapézoïdal, l'inclinaison des parements amont et aval étant 1 : 3 et la largeur au couronnement étant de 5,0 m. Les parements sont protégés contre l'érosion par une couche de graves latéritiques de 2,0 m mesurés horizontalement, qui sera séparée du corps de la digue par une membrane synthétique non tissée destinée à éviter la contamination de la couche de protection lors de l'abaissement du plan d'eau extérieur. Cette protection est renforcée sur la partie inférieure du parement aval jusqu'à la cote 24,0 IGN par une couche d'enrochement de carrière de 2,0 m mesurés horizontalement. Une tranchée de 3,0 m de profondeur, remplie par la suite de matériau de remblai de la digue, est prévue dans la fondation à l'aplomb de l'axe du barrage comme parafouille pour augmenter le chemin de percolation possible et réduire ainsi les pertes par infiltrations.

Les caractéristiques principales du barrage ainsi que les volumes de

travaux nécessaires sont récapitulés ci-après :

Cote du couronnement	26,00	IGN
Longueur au couronnement	1 600	m
Largeur au couronnement	5,0	m
Hauteur max. au-dessus fondation	8,0	m

Avant métré :

Volume d'excavation	51 000	m <sup>3</sup>
Corps de la digue	138 000	m <sup>3</sup>
Couches de protection	28 000	m <sup>3</sup>
Rip rap	7 600	m <sup>3</sup>
- volume total de la digue	173 600	m <sup>3</sup>
Membrane non tissée	44 100	m <sup>2</sup>

Le plan de situation du barrage et le profil type de l'ouvrage sont donnés dans les figures 9-18 et 9-19.

### 6.3 Ouvrages annexes

Les organes de transfert d'eau d'un côté à l'autre du barrage de garde font partie de l'équipement des stations de pompage qui seront installées à chacune des extrémités du barrage. Ils sont décrits dans le rapport n° 10 consacré aux stations de pompage et ouvrages annexes.

Le barrage de garde constitue un obstacle pour l'écoulement des crues de l'Anambé dont le débit dépasse la capacité des organes de passage prévus aux 2 extrémités du barrage. Pour éviter la submersion de la digue en cas de crues exceptionnelles, il est prévu d'en réaliser un tronçon de 100 m de longueur à la cote 25,00 IGN jouant le rôle de déversoir de sécurité. Ce tronçon de barrage submersible a une largeur en crête de 11,0 m et le parement côté Kayanga est protégé par un tapis de gabions de 0,30 m d'épaisseur entre les cotes 23,00 et 25,00 IGN (voir figure 9-19). La capacité de cet ouvrage déversant est d'environ 170 m<sup>3</sup>/s, le niveau amont étant à la cote 26,00 IGN. En cas d'évènement encore plus exceptionnel

la crête du barrage ne sera submergée que par une lame d'eau très faible qui ne produira que des dégâts mineurs à l'ouvrage car le niveau aval sera alors dans tous les cas au-dessus de la cote 24,00 IGN.

#### 6.4 Coûts de construction et programme des travaux

Le coût de construction du barrage de garde a été calculé sur la base des volumes de travaux définis au paragraphe 6-2 et des prix d'ordre utilisés pour le barrage de Niandouba. Comme la construction du barrage de garde sera réalisée en même temps que celle du barrage de Niandouba et probablement par la même entreprise, il n'a pas été jugé nécessaire de majorer les prix d'ordre comme pour l'évaluation du coût du barrage du confluent.

Les coûts de construction sont récapitulés ci-après :

Coût de construction		10 <sup>6</sup> FCFA	
Excavation	51 000 m <sup>3</sup>	56,1	
Remblai :	corps homogène	138 000 m <sup>3</sup>	179,4
	couches de protection	28 000 m <sup>3</sup>	112,0
	rip rap	7 600 m <sup>3</sup>	76,0
	membrane non tissée	44 100 m <sup>2</sup>	37,5
	tapis de gabion	225 m <sup>3</sup>	8,0
		469,0	
Divers et imprévus	10 %	47,0	10 <sup>6</sup> FCFA
<u>Total</u>		516,0	10 <sup>6</sup> FCFA

Les coûts des organes de vidange, routes d'accès, etc... sont inclus dans ceux des stations de pompage.

Compte tenu du volume relativement faible des travaux qui ne présentent en outre aucune difficulté particulière puisqu'il ne s'agit que de travaux

de terrassement, il est parfaitement possible de réaliser la construction du barrage de garde en une seule saison sèche, une fois que les travaux de génie civil des stations de pompage seront achevés.

## 7. REMARQUES FINALES ET RECOMMANDATIONS

---

Les données de base disponibles, topographiques, hydrologiques et géologiques ont permis de définir les caractéristiques des 3 barrages de Niandouba, du confluent et de garde d'une manière suffisamment précise pour que d'une part les options prises quant à leurs types ne soient plus remises en question dans les phases ultérieures de l'étude et que d'autre part, l'évaluation de leurs coûts de construction respectifs présente le même degré de fiabilité que celle des coûts des autres aménagements hydro-agricoles.

Les caractéristiques principales des 3 barrages sont récapitulées dans les tableaux 9-6 à 9-8 sous forme de fiches techniques pour chacun des ouvrages.

Avant d'entreprendre la mise au point des avant-projets détaillés des 3 barrages, qui serviront de base à l'établissement des dossiers d'appel d'offre, il est nécessaire de rassembler encore quelques données complémentaires relatives à la topographie, à la géologie et aux caractéristiques géotechniques des matériaux de fondation et de construction.

En ce qui concerne la topographie, il est nécessaire de lever quelques profils en travers au site de Niandouba pour préciser les levés photogrammétriques dans la zone du lit de la Kayanga et le long des axes retenus pour l'évacuateur de crues et la conduite de dotation/vidange.

Des profils devront être levés également dans l'axe du barrage du confluent et dans celui du chenal d'évacuation des crues de ce barrage. Le levé d'un profil dans l'axe du barrage de garde permettra en outre de vérifier les données obtenues par photogrammétrie.

Le programme et l'extension des prospections géologiques et géotechniques complémentaires ont été précisés dans le chapitre 2 du présent rapport. Il

s'agit de réaliser une série de trainers géo-électriques dans les emprises des 3 barrages et des zones d'emprunt des matériaux de construction afin de préciser les profondeurs des fouilles et des zones exploitables. Les mesures géophysiques seront complétées par des puits et des sondages de 10-15 m de profondeur, qui permettront d'affiner l'étalonnage des mesures électriques et de réaliser des essais de laboratoire sur les matériaux prélevés.

Compte tenu du planning général envisagé pour le développement hydro-agricole du bassin de l'Anambé et qui prévoit la construction du barrage du confluent en première phase, c'est-à-dire durant la saison sèche 1980-81, il est indispensable d'entreprendre la campagne de reconnaissance complémentaire le plus rapidement possible pour que la mise au point du projet du barrage du confluent puisse démarrer en mars 1980 au plus tard.

TABLEAUX

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 9 - 1	BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT	38
Tableau 9 - 2	BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT	40
Tableau 9 - 3	BARRAGE DE NIANDOUBA - DETAIL ESTIMATIF COURONNEMENT	42
Tableau 9 - 4	BARRAGE DE NIANDOUBA - COUTS DE CONSTRUCTION	
Tableau 9 - 5	BARRAGE DU CONFLUENT - COUTS DE CONSTRUCTION	
Tableau 9 - 6	BARRAGE DE NIANDOUBA - FICHE TECHNIQUE	
Tableau 9 - 7	BARRAGE DU CONFLUENT - FICHE TECHNIQUE	
Tableau 9 - 8	BARRAGE DE GARDE SUR L'ANAMBE - FICHE TECHNIQUE	

Tableau 9 - 1 BARRAGE DE NIANDOUBA - COURONNEMENT COTE 38.0 IGN  
 DETAIL ESTIMATIF

Désignation	Unité	Quantité	Prix d'ordre F.CFA	Total 10 <sup>6</sup> FCFA
1. Excavation y compris défrichage	m <sup>3</sup>	60 940	1 100	67
2. Corps de la digue en alluvions y compris extraction et mise en place	m <sup>3</sup>	313 960	1 300	408
3. Matériaux pour drain, couches de transition et protection parement aval	m <sup>3</sup>	96 540	4 000	387
4. Rip rap y compris extraction transport et mise en place	m <sup>3</sup>	53 540	10 000	535
5. Membrane synthétique non tissée (fourniture et pose)	m <sup>2</sup>	112 410	850	96
6. Gabions	m <sup>3</sup>	1 550	15 000	23
7. Piste sur couronnement	m'	1 545	4 400	7
TOTAL .....				1 523

Tableau 9 - 2 BARRAGE DE NIANDOUBA - COURONNEMENT COTE 40.0 IGN  
DETAIL ESTIMATIF

Désignation	Unité	Quantité	Prix d'ordre F.CFA	Total 10 <sup>6</sup> FCFA
1. Excavation y compris défrichage	m <sup>3</sup>	73 410	1 100	82
2. Corps de la digue en alluvions y compris extraction et mise en place	m <sup>3</sup>	446 320	1 300	581
3. Matériaux pour drain, couches de transition et protection parement aval	m <sup>3</sup>	122 290	4 000	491
4. Rip rap y compris extraction transport et mise en place	m <sup>3</sup>	67 150	10 000	672
5. Membrane synthétique non tissée (fourniture et pose)	m <sup>2</sup>	142 200	850	122
6. Gabions	m <sup>3</sup>	1 770	15 000	27
7. Piste sur couronnement	m'	1 765	4 400	8
TOTAL .....				1 983

Tableau 9 - 3 BARRAGE DE NIANDOUBA - COURONNEMENT COTE 42.0 IGN  
DETAIL ESTIMATIF

Désignation	Unité	Quantité	Prix d'ordre F.CFA	Total 10 <sup>6</sup> FCFA
1. Excavation y compris défrichage	m <sup>3</sup>	87 620	1 100	96
2. Corps de la digue en allu- vions y compris extraction et mise en place	m <sup>3</sup>	601 200	1 300	782
3. Matériaux pour drain, cou- ches de transition et pro- tection parement aval	m <sup>3</sup>	151 810	4 000	607
4. Rip rap y compris extrac- tion transport et mise en place	m <sup>3</sup>	82 050	10 000	821
5. Membrane synthétique non tissée (fourniture et pose)	m <sup>2</sup>	173 120	850	147
6. Gabions	m <sup>3</sup>	2 000	15 000	30
7. Piste sur couronnement	m'	1 995	4 400	9
TOTAL .....				2 492

Tableau 9 - 4 BARRAGE DE NIANDOUBA - COÛTS DE CONSTRUCTION

1. Caractéristiques principales

- Niveau de retenue normale	IGN	36,00	37,00	38,00
- Niveau du couronnement	IGN	38,50	39,50	40,50
- Volume du barrage	m <sup>3</sup>	504 800	590 800	685 900
- Volume brut accumulé	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	350	430	524

2. Coûts de construction (10<sup>6</sup> FCFA)

2.1. Barrage

2.1.1	Excavation	70	77	84
2.1.2	Remblai alluvionnaire	445	530	627
2.1.3	Drains, transition, prot. aval	411	463	517
2.1.4	Rip - rap	568	637	709
2.1.5	Membrane non tissée	102	114	127
2.1.6	Gabions	16	17	18
2.1.7	Piste sur couronnement	8	7	8
	<u>Total barrage</u>	<u>1 620</u>	<u>1 845</u>	<u>2 090</u>

2.2. Evacuateur de crues

2.2.1	Excavation	50	50	51
2.2.2	Béton	598	602	607
2.2.3	Enrochement	72	72	72
2.2.4	Remblai	28	28	28
	<u>Total évacuateur</u>	<u>748</u>	<u>752</u>	<u>758</u>

2.3. Dotation/vidange - génie civil

2.3.1	Excavation	18	18	18
2.3.2	Béton	209	214	219
2.3.3	Rip - rap	38	38	38
	<u>Total génie civil</u>	<u>265</u>	<u>270</u>	<u>275</u>

2.4. Dotation/vidange - équipement

2.4.1	Vannes de réglage	48	48	48
2.4.2	Vannes de révision	42	42	42
2.4.3	Grilles et batardeau	33	33	33
2.4.4	Blindage	16	16	16
2.4.5	Mesure de niveau	5	5	5
2.4.6	Passerelle	16	16	16
	<u>Total équipement</u>	<u>160</u>	<u>160</u>	<u>160</u>

2.5. Dérivation provisoire de la Kayanga

2.6. Divers et imprévus 10 %

		<u>57</u>	<u>57</u>	<u>57</u>
		<u>285</u>	<u>308</u>	<u>334</u>
	<u>Coût de construction</u>	<u>3 135</u>	<u>3 392</u>	<u>3 674</u>

Tableau 9 - 5 BARRAGE DU CONFLUENT - COUT DE CONSTRUCTION

				10 <sup>6</sup> FCFA
<u>1. Barrage</u>				
1.1.	Excavation	8 000 m <sup>3</sup>	à 1265	10,1
1.2.	Remblai tout-venant	27 600 m <sup>3</sup>	à 1495	41,3
1.3.	Couche protection	4 800 m <sup>3</sup>	à 4600	22,1
1.4.	Rip rap	1 600 m <sup>2</sup>	à 11500	18,4
1.5.	Membrane non-tissée	7 900 m <sup>2</sup>	à 980	7,8
Total digue				99 7
<u>2. Vidange / dotation</u>				
2.1.	Excavation	500 m <sup>3</sup>	à 1265	0,6
2.2.	Béton	1 900 m <sup>3</sup>	à 50600	96,1
2.3.	Equipement	1 vanne de réglage, blindage grilles, batardeau, conduite et vanne by-pass		80,0
Total vidange				176 7
<u>3. Evacuateur de crues</u>				
3.1. 1ère phase				
3.1.1.	Excavation	133 600 m <sup>3</sup>	à 690	92,2
3.1.2.	Béton	420 m <sup>3</sup>	à 50600	21,3
3.1.3.	Gabions	425 m <sup>3</sup>	à 17250	7,3
Total 1ère phase				120,8
3.2. 2ème phase				
3.2.1.	Béton	20 m <sup>3</sup>	à 60000	1,2
3.2.2.	Remblai tout-venant	800 m <sup>3</sup>	à 1495	1,2
3.2.3.	Remblai latéritique	250 m <sup>3</sup>	à 4600	1,2
3.2.4.	Gabions	1 000 m <sup>3</sup>	à 17250	17,3
Total 2ème phase				20,9
Total évacuateur				141,7
4.	Divers et imprévus	10 %		41,9
<u>Coût de construction 10<sup>6</sup> FCFA</u>				460,0

Tableau 9 - 6 BARRAGE DE NIANDOUBA - FICHE TECHNIQUE

1. Généralités

- Surface du bassin versant	(km <sup>2</sup> )	1 685
- Module annuel moyen	(m <sup>3</sup> /s)	8,7
- Pluviométrie annuelle moyenne (Vélingara)	(mm)	1 063
- Crue de dimensionnement (1/10 000)		
débit de pointe	(m <sup>3</sup> /s)	400
volume	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	1 040

2. Retenue

- Cote de retenue normale	(IGN)	36,00	38,00
- Niveau des plus hautes eaux	(IGN)	37,50	39,50
- Cote min. d'exploitation	(IGN)	29,00	29,00
- Volume total accumulé	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	350	524
- Volume utile	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	310	484

3. Barrage

- Type : en terre homogène avec drain vertical central			
- Cote du couronnement	(IGN)	38,50	40,50
- Longueur du couronnement	(m)	1600	1820
- Largeur du couronnement	(m)	5,0	5,0
- Hauteur max. sur terrain nat.	(m)	17,50	19,50
- Pente parement amont		1 : 3,0	1 : 3,0
- Pente parement aval		1 : 2,0	1 : 2,0
- Volume du barrage :			
- corps homogène	(m <sup>3</sup> )	344 000	482 000
- drain, transition et protection aval	(m <sup>3</sup> )	102 800	129 300
- rip-rap	(m <sup>3</sup> )	56 800	70 900
- total	(m <sup>3</sup> )	503 600	682 200
- Volume des excavations	(m <sup>3</sup> )	64 000	76 800

4. Evacuateur de crues

- Type : déversoir libre en bec de canard		
- Longueur crête déversante	(m)	100
- Capacité sous charge max. de 1,5 m	(m <sup>3</sup> /s)	400

Tableau 9 - 6 (suite)

5. Ouvrage de dotation - vidange

- Equipement : vannes segment de réglage	2 x 2,1/1,9 m
vannes planes de révision	2 x 2,2/1,9 m
- Capacité des 2 pertuis sous charge maximum (m <sup>3</sup> /s)	108 - 115
- Capacité d'un pertuis sous charge minimum (29.00 IGN)	20 m <sup>3</sup> /s

6. Coûts de construction (10<sup>6</sup> FCFA)

- Cote du couronnement IGN	38,50	40,50
- Coût : barrage	1 620	2 090
évacuateur	748	758
dotation vidange G.C.	265	275
dérivation provisoire	57	57
	<hr/>	<hr/>
Total génie civil	2 690	3 180
équipement hydro-mécanique	160	160
divers et imprévus	285	334
	<hr/>	<hr/>
Total 10 <sup>6</sup> FCFA	3 135	3 674
	<hr/>	<hr/>
Coût du m <sup>3</sup> accumulé utile FCFA	10,1	7,6

Tableau 9 - 7 BARRAGE DU CONFLUENT - FICHE TECHNIQUE

1. Généralités

- Surface du bassin versant		2 855 km <sup>2</sup>
- Crue de dimensionnement (pointe)		510 m <sup>3</sup> /s

2. Retenue

- Cote de retenue normale 1ère phase	(IGN)	22,30
- Cote min. d'exploitation 1ère phase	(IGN)	20,50
- Volume total accumulé 1ère phase	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	59,0
- Volume utile accumulé 1ère phase	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	48,0
- Cote de retenue normale 2ème phase	(IGN)	23,00
- Cote des plus hautes eaux 2ème phase	(IGN)	24,80
- Volume total accumulé 2ème phase	(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	11,0

3. Barrage

- Type : en terre homogène		
- Cote du couronnement	(IGN)	26,00
- Longueur du couronnement	(m)	210,0
- Largeur au couronnement	(m)	5,0
- Hauteur max. sur terrain nat.	(m)	10,5
- Pente parements amont et aval		1 : 3,0
- Volume du barrage		
- corps homogène	(m <sup>3</sup> )	27 600
- couches de protection	(m <sup>3</sup> )	4 800
- rip rap	(m <sup>3</sup> )	1 600
total	(m <sup>3</sup> )	34 000
- Volume des excavations	(m <sup>3</sup> )	8 000

4. Evacuateur de crues

- Type : déversoir frontal avec créneau		
- Cote d'arase du créneau 1ère phase	(IGN)	22,30
- Cote d'arase du créneau 2ème phase	(IGN)	23,00
- Cote d'arase du déversoir 1ère phase	(IGN)	22,60
- Cote d'arase du déversoir 2ème phase	(IGN)	23,60
- Largeur du créneau	(m)	20,0
- Longueur du déversoir	(m)	200,0
- Capacité sous charge max.(2ème phase)	(m <sup>3</sup> /s)	510

Tableau 9 - 7 (suite)

5. Ouvrage de dotation/vidange

- Equipement	: 1 vanne plane	(m)	2,0/3,0
	1 vanne plane	(mm) Ø	600
- Capacité sous 3.0 m de charge		(m <sup>3</sup> /s)	40,0

6. Coûts de construction

(10<sup>6</sup> FCFA)

Barrage	99,7
Evacuateur	141,7
Dotation/vidange G.C.	96,7
	<hr/>
Total génie civil	338,1
Equipement hydro-mécanique	80,0
Divers et imprévus 10 %	41,9
	<hr/>
Total 10 <sup>6</sup> FCFA	460,0
	<hr/>

Tableau 9 - 8 BARRAGE DE GARDE SUR L'ANAMBE - FICHE TECHNIQUE

1. Généralités

Surface du bassin versant 1 000 km<sup>2</sup>

2. Barrage

Type : en terre homogène

Cote du couronnement	(IGN)	26,00
Niveau d'eau aval normal	(IGN)	23,00
Niveau des plus hautes eaux aval	(IGN)	24,80
Longueur au couronnement	(m)	1 600
Largeur au couronnement	(m)	5,0
Hauteur maximum sur terrain nat.	(m)	8,0
Pente parements amont et aval		1 : 3,0

Volume du barrage :

- corps de la digue	(m <sup>3</sup> )	138 000
- couches de protection	(m <sup>3</sup> )	28 000
- rip-rap	(m <sup>3</sup> )	7 600

total	(m <sup>3</sup> )	173 600
-------	-------------------	---------

Volume des excavations	(m <sup>3</sup> )	51 000
------------------------	-------------------	--------

3. Evacuateur de crues

Type : déversoir frontal à crête large

Cote d'arase	(IGN)	25,00
Longueur déversante	(m)	100,0
Capacité sous 1,0 m de charge	(m <sup>3</sup> /s)	170,0

4. Ouvrages de passage

Ces ouvrages sont décrits avec l'équipement des stations de pompage.

5. Coûts de construction (10<sup>6</sup> FCFA)

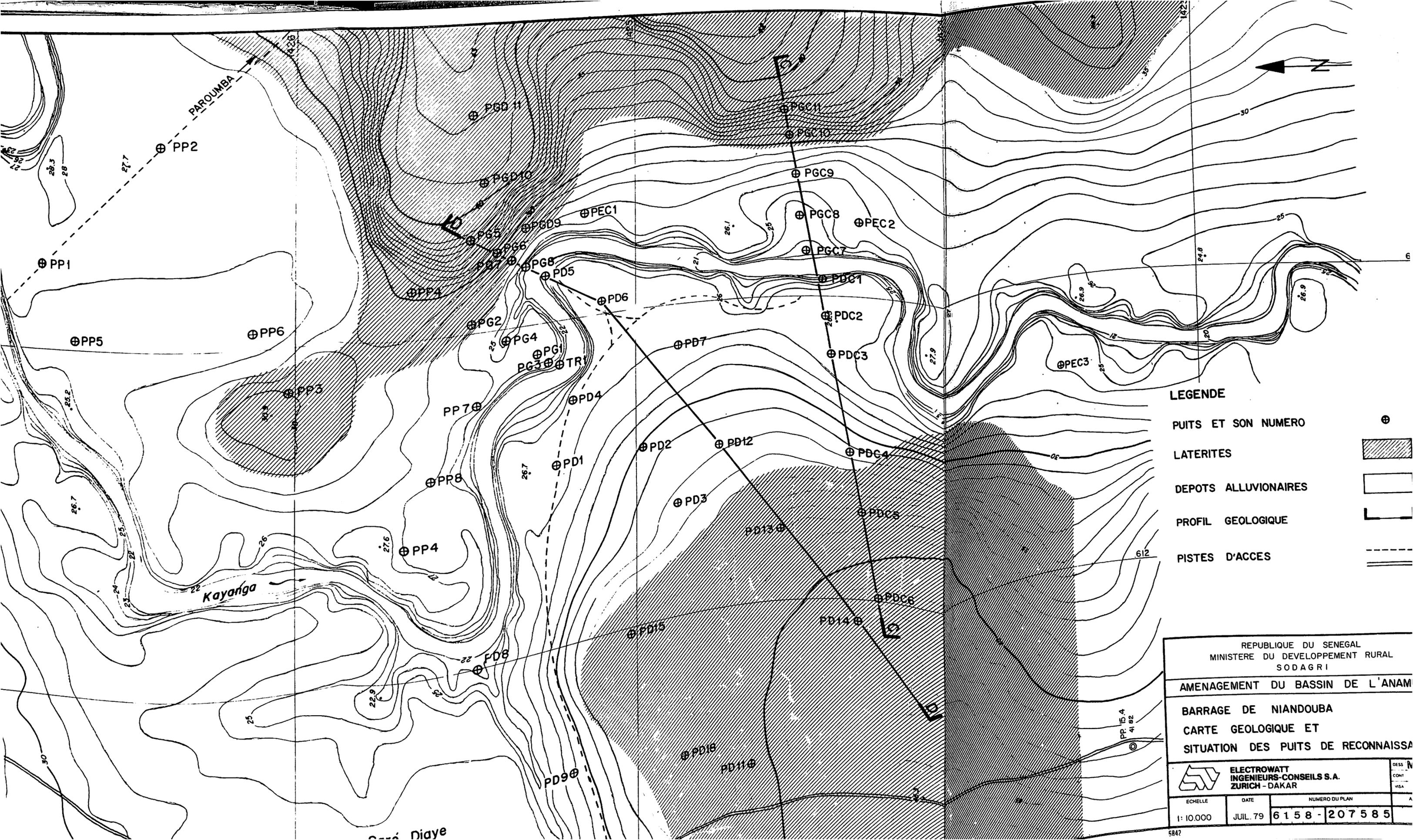
Barrage	461
Evacuateur de crues	8
Divers et imprévus 10 %	47

Total	10 <sup>6</sup> FCFA	516
-------	----------------------	-----

## FIGURES

## LISTE DES FIGURES

Figure 9 - 1	BARRAGE DE NIANDOUBA	- CARTE GEOLOGIQUE
Figure 9 - 2		- PROFIL GEOLOGIQUE C
Figure 9 - 3		- PROFIL GEOLOGIQUE D
Figure 9 - 4		- SITUATION DE LA RETENUE
Figure 9 - 5		- VOLUME ET SURFACE DE LA RETENUE
Figure 9 - 6		- SITES ETUDIES
Figure 9 - 7		- EVACUATEURS DE CRUES ETUDIES
Figure 9 - 8		- SITUATION DES OUVRAGES
Figure 9 - 9		- PROFIL TYPE
Figure 9 - 10		- EVACUATEUR DE CRUES
Figure 9 - 11		- PRISE D'EAU/VIDANGE DE FOND
Figure 9 - 12		- PROGRAMME DES TRAVAUX
Figure 9 - 13		- USINE VARIANTE 1
Figure 9 - 14		- USINE VARIANTE 2
Figure 9 - 15	BARRAGE DU CONFLUENT	- SITUATION
Figure 9 - 16		- PROFIL TYPE
Figure 9 - 17		- VIDANGE DE FOND/EVACUATEUR DE CRU
Figure 9 - 18	BARRAGE DE GARDE	- SITUATION
Figure 9 - 19		- PROFIL TYPE



- LEGENDE**
- ⊕ PUIIS ET SON NUMERO
  - ▨ LATERITES
  - DEPOTS ALLUVIONAIRES
  - └─┘ PROFIL GEOLOGIQUE
  - - - PISTES D'ACCES

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAM

BARRAGE DE NIANDOUBA  
 CARTE GEOLOGIQUE ET  
 SITUATION DES PUIIS DE RECONNAISSANCE

 ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR

ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN
1:10.000	JUIL. 79	6 1 5 8 - 2 0 7 5 8 5

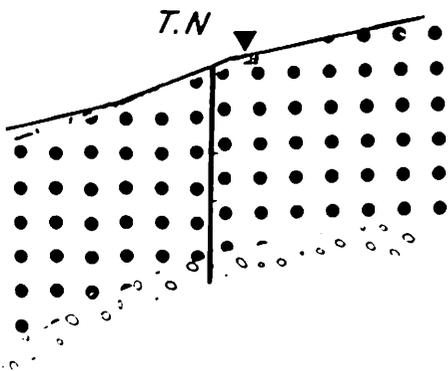
H

I

K

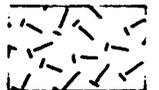
L

# RIVE DROITE

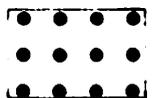


## LEGENDE :

ELUVIONS



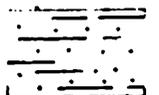
CUIRASSE LATERITIQUE



SABLES HETEROGENES BARIOLES  
A NOMBREUX GRAINS DE LATERITE



LIMONS SABLEUX OU SABLES  
LIMONEUX GRIS A GRIS BEIGES



SABLES ± FINS BEIGES, BEIGES -  
BRUNS ± HETEROGENES



LIMONS ARGILEUX



PDC 6

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA  
 COUPE GEOLOGIQUE  
 PROFIL C



**ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS MC

CONT

VISA

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1:5000/200

OCT 79

6 1 5 8 - 2 0 7 1 3 9

9 - 2

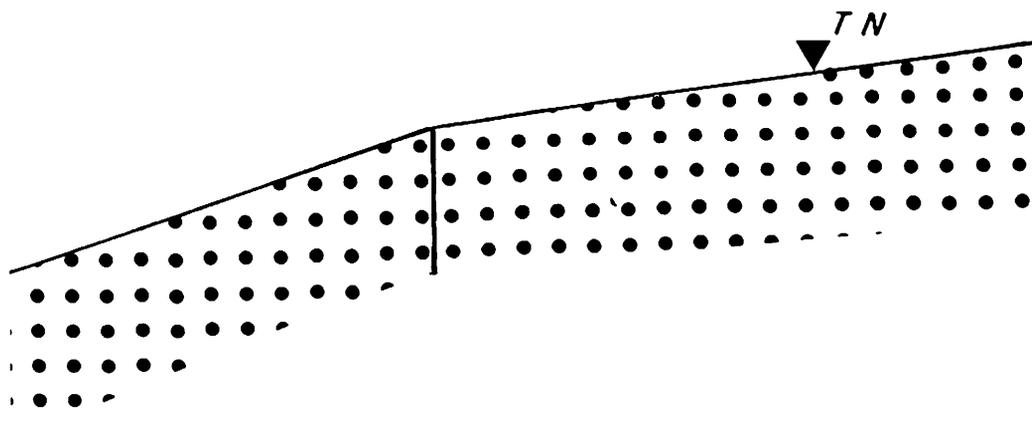
H

I

K

L

## RIVE DROITE

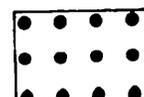
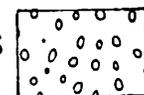
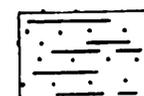
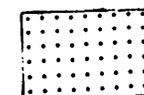


## LEGENDE

ELUVIONS



CUIRASSE LATERITIQUE

SABLES HETEROGENES BARIOLES  
A NOMBREUX GRAINS DE LATERITELIMONS SABLEUX OU SABLES  
LIMONEUX GRIS A GRIS BEIGESSABLES ± FINS BEIGES, BEIGES  
BRUNS ± HETEROGENES

LIMONS ARGILEUX



PD14

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA  
COUPE GEOLOGIQUE  
PROFIL D



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
**ZURICH - DAKAR**

DESS MOUS  
CONT  
VISA

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

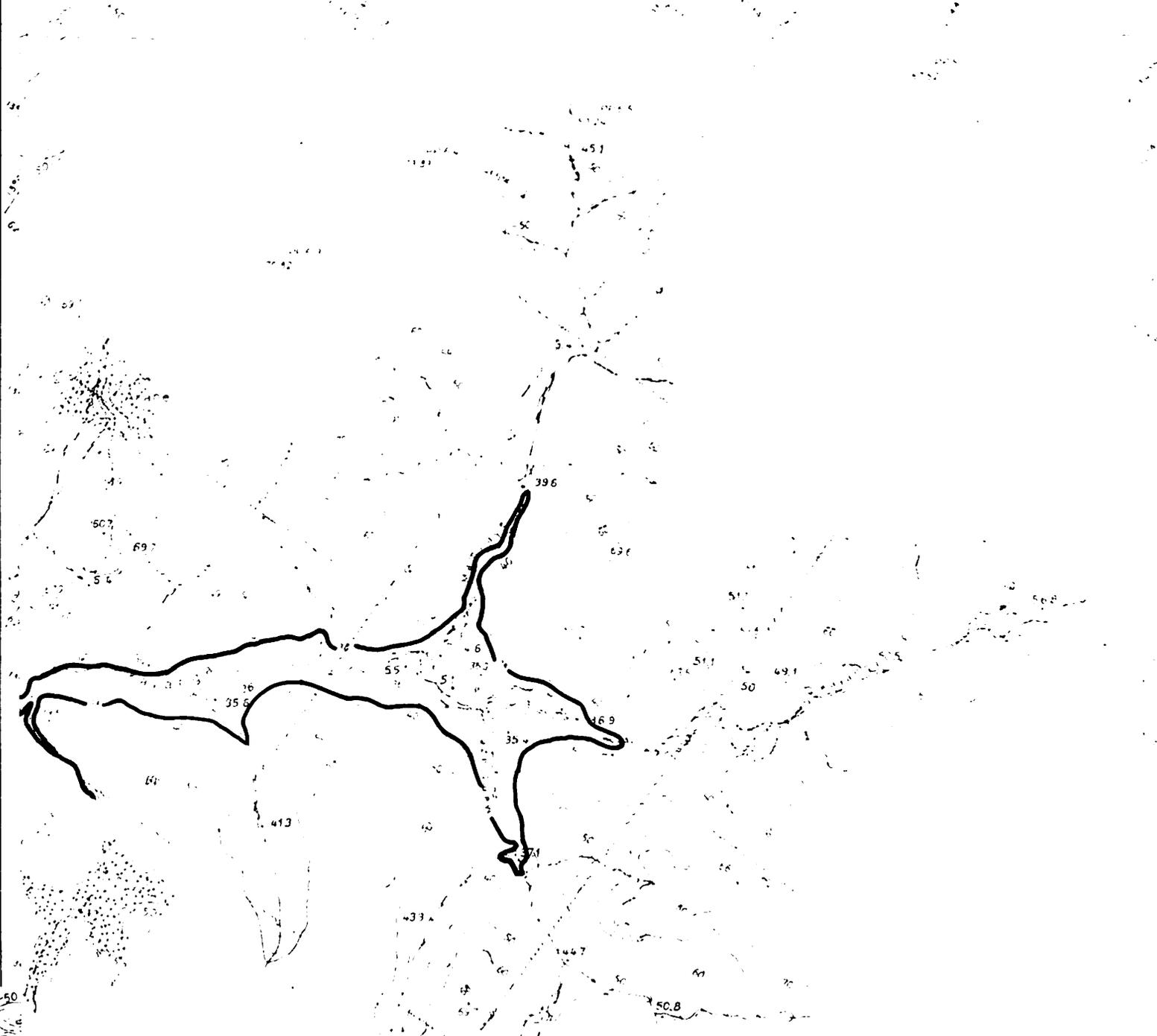
ANNEXE

1 5000/200

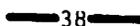
OCT. 79

6 1 5 8 - 2 0 7 1 4 0

9 -



**LEGENDE**

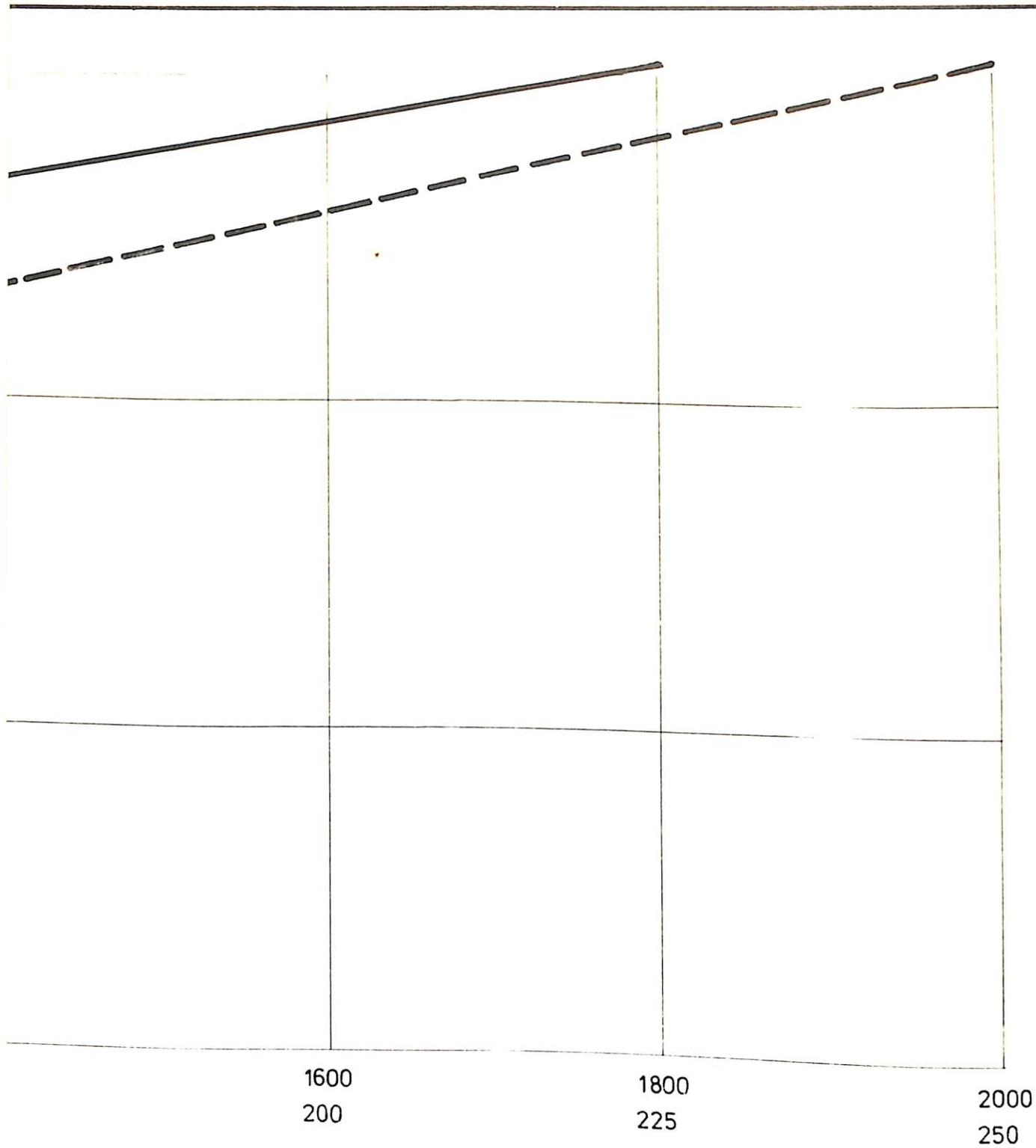
-  Surfaces cultivées
-  — 38 — Limite de l'influence directe du réservoir (définie par la cote maximale pendant une crue centennale)

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

LA REGION DU RESERVOIR

	<b>ELECTROWATT          INGENIEURS-CONSEILS S.A.          ZURICH - DAKAR</b>		DESS	DGMB											
			CONT												
			VISA												
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN		ANNEXE											
1 : 100 000	DEC. 79	6	1	5	8	-	2	0	9	0	0	4	9	-	4

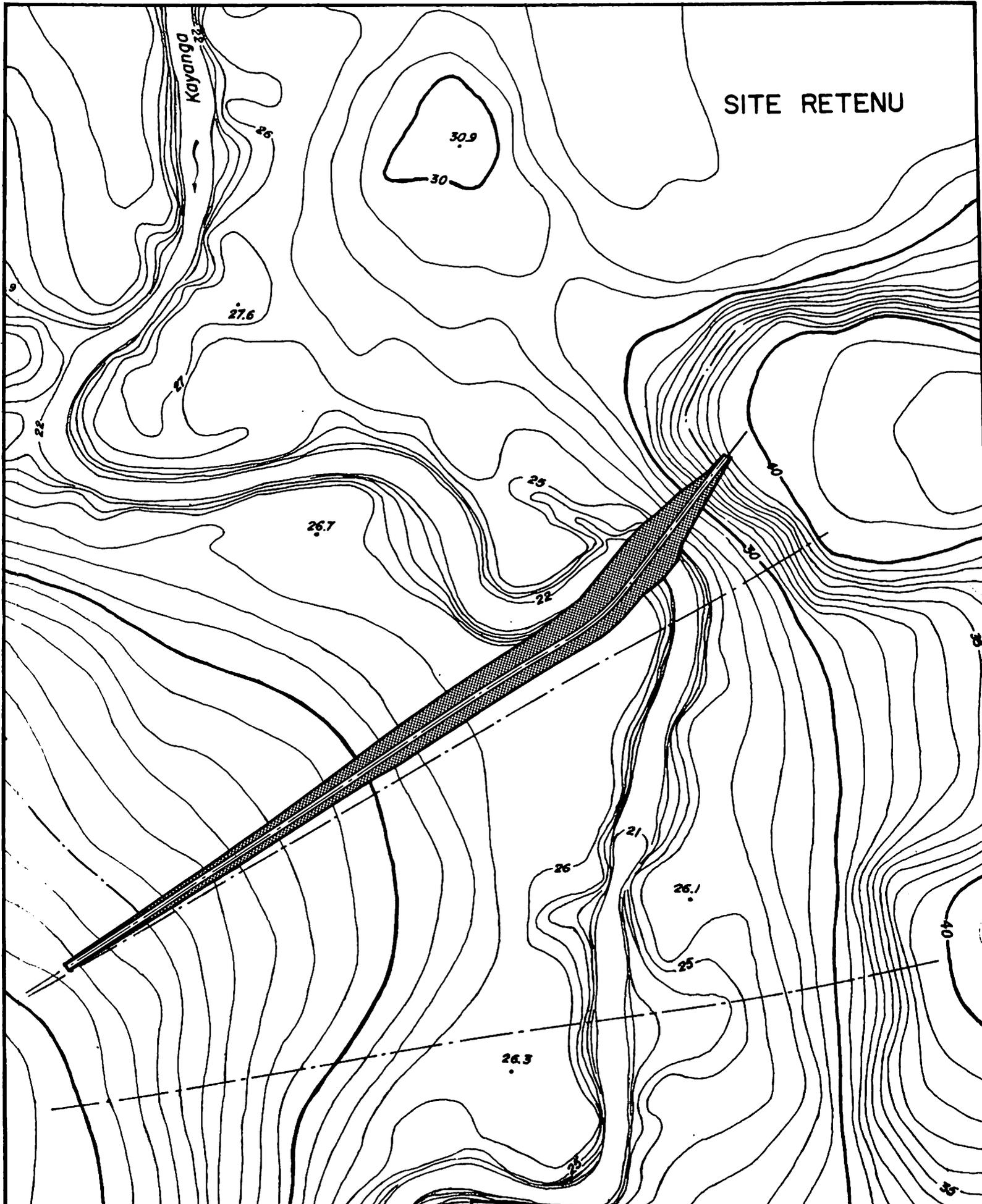


10  
5

→ (10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>) VOLUME  
(Km<sup>2</sup>) SURFACE

REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL S O D A G R I			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
BARRAGE DE NIANDOUBA VOLUME ET SURFACE DE LA RETENUE			
		<b>ELECTROWATT</b> <b>INGENIEURS-CONSEILS S.A.</b> ZURICH - DAKAR	
DESS <b>DGMB</b>		CONT <b>MC</b>	
VISA <i>[Signature]</i>		ANNEXE	
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEXE
	10_07_79	6158 - 207580	9 - 5

SITE RETENU



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA

SITES ETUDIES



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR

DESS	MC
CONT	
VISA	

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

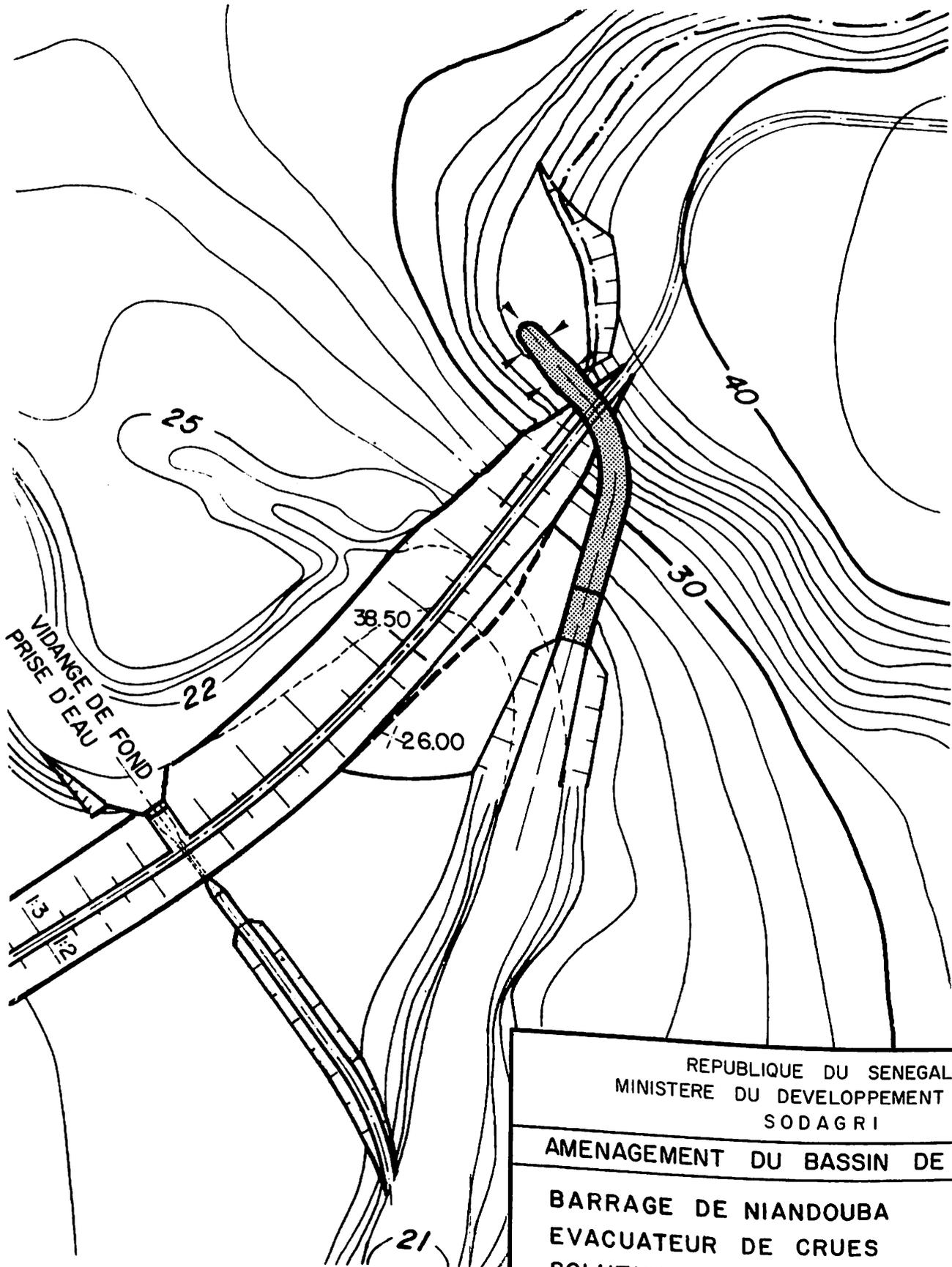
1:10 000

23.9.79

6158 - 207134

9-6

# DEVERSOIR EN BEC DE CANARD



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA  
 EVACUATEUR DE CRUES  
 SOLUTIONS ETUDIEES



ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR

DESS MC

CONT

VISA

ANNEXE

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

1:5000

OCT 79

6152-211305

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA  
SITUATION DES OUVRAGES



**ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR**

DESS	MC
CONT	<i>[Signature]</i>
VISA	<i>[Signature]</i>

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1:5000

22.0.70

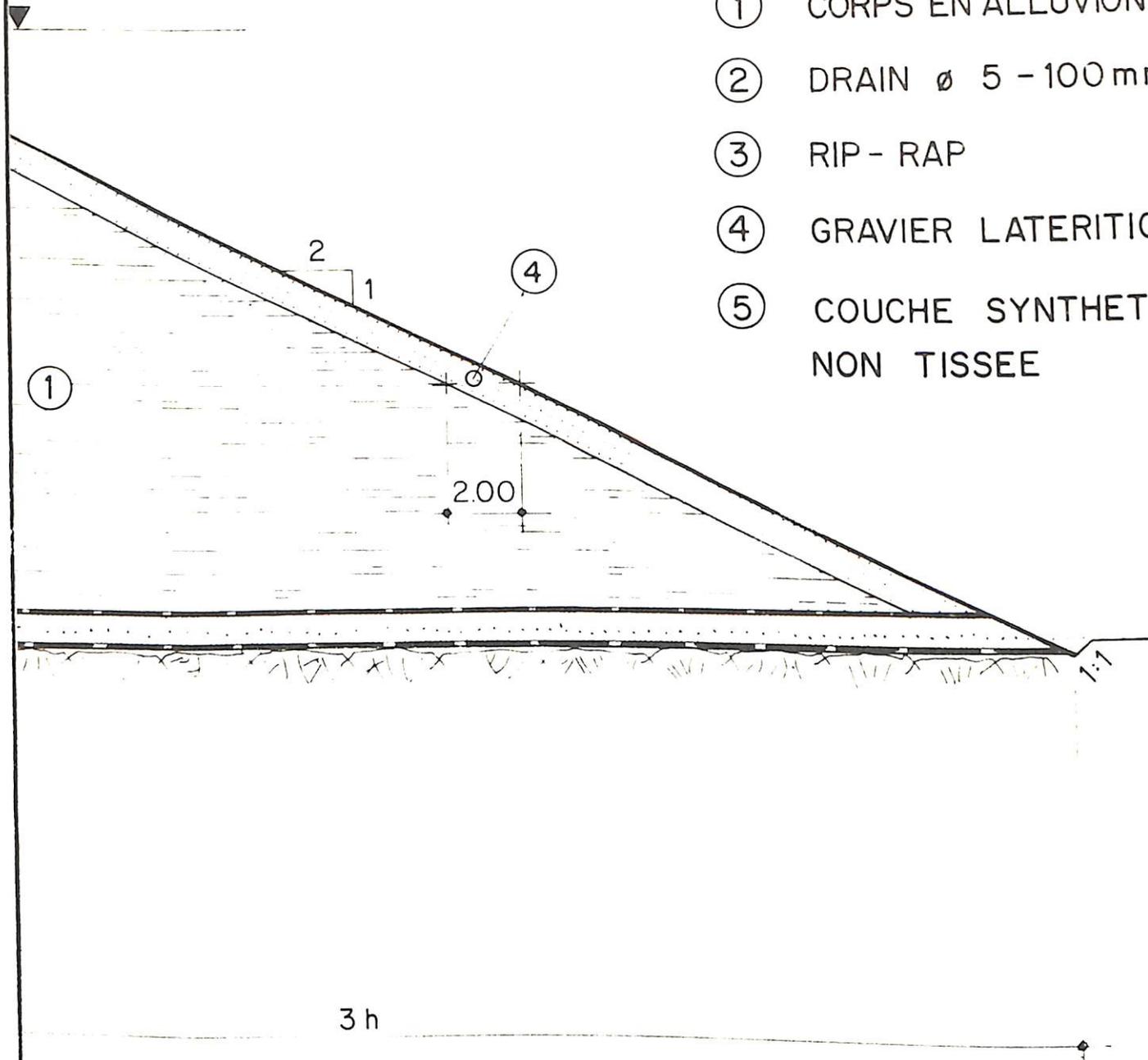
01500007135

000

# LEGENDE

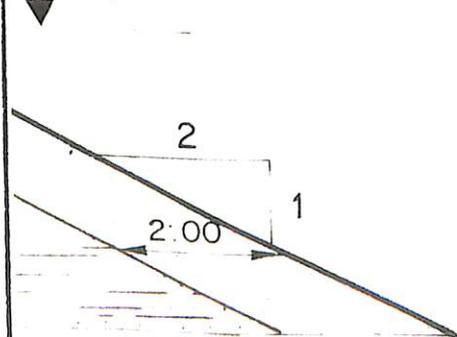
- ① CORPS EN ALLUVIONS FINES
- ② DRAIN  $\varnothing$  5 - 100 mm
- ③ RIP - RAP
- ④ GRAVIER LATERITIQUE
- ⑤ COUCHE SYNTHETIQUE NON TISSEE

COURONNEMENT

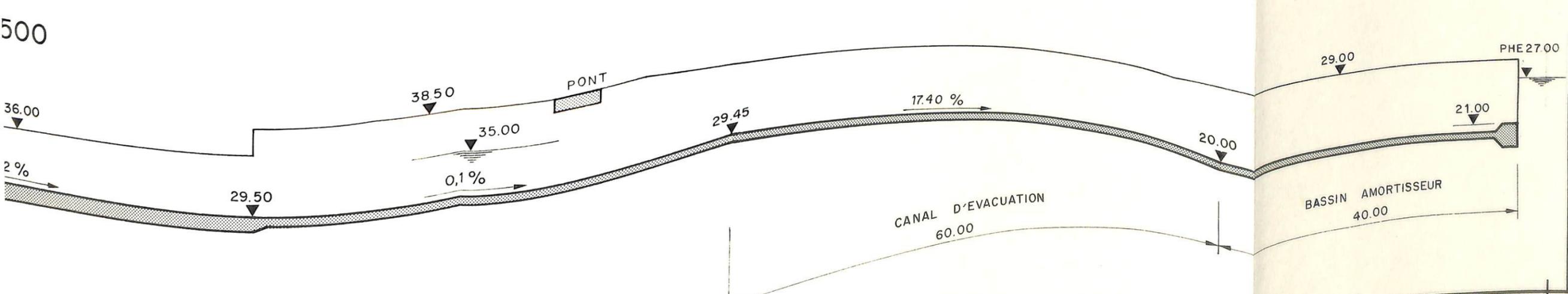
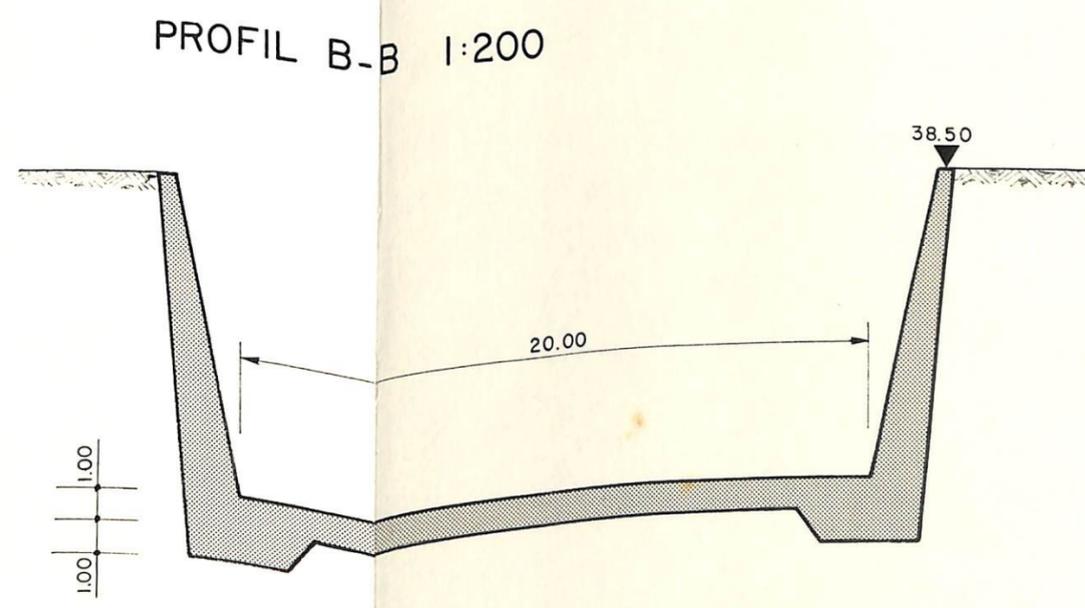
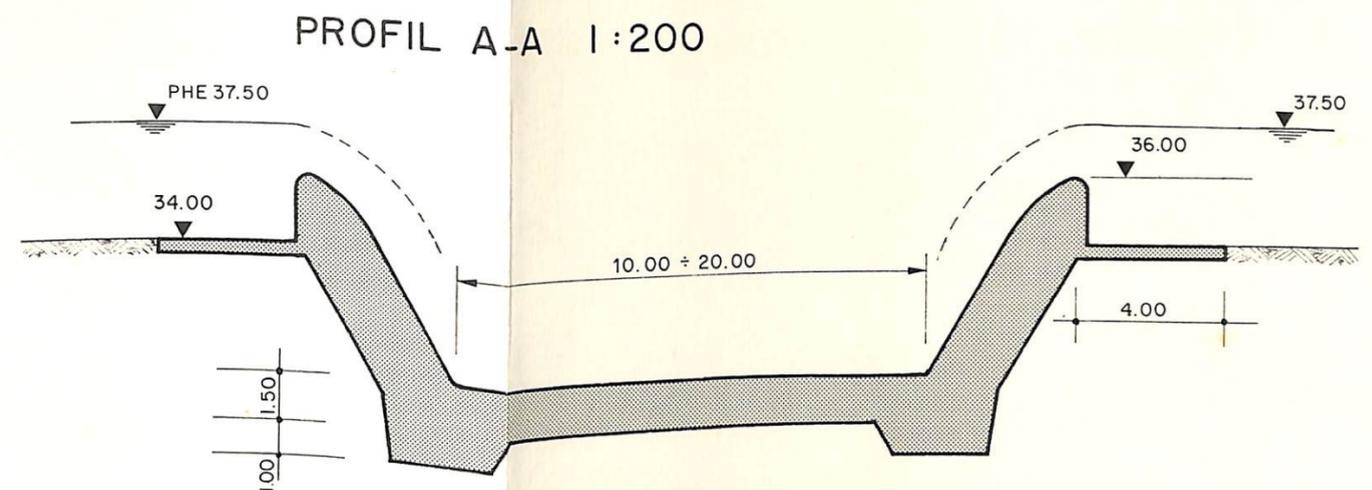
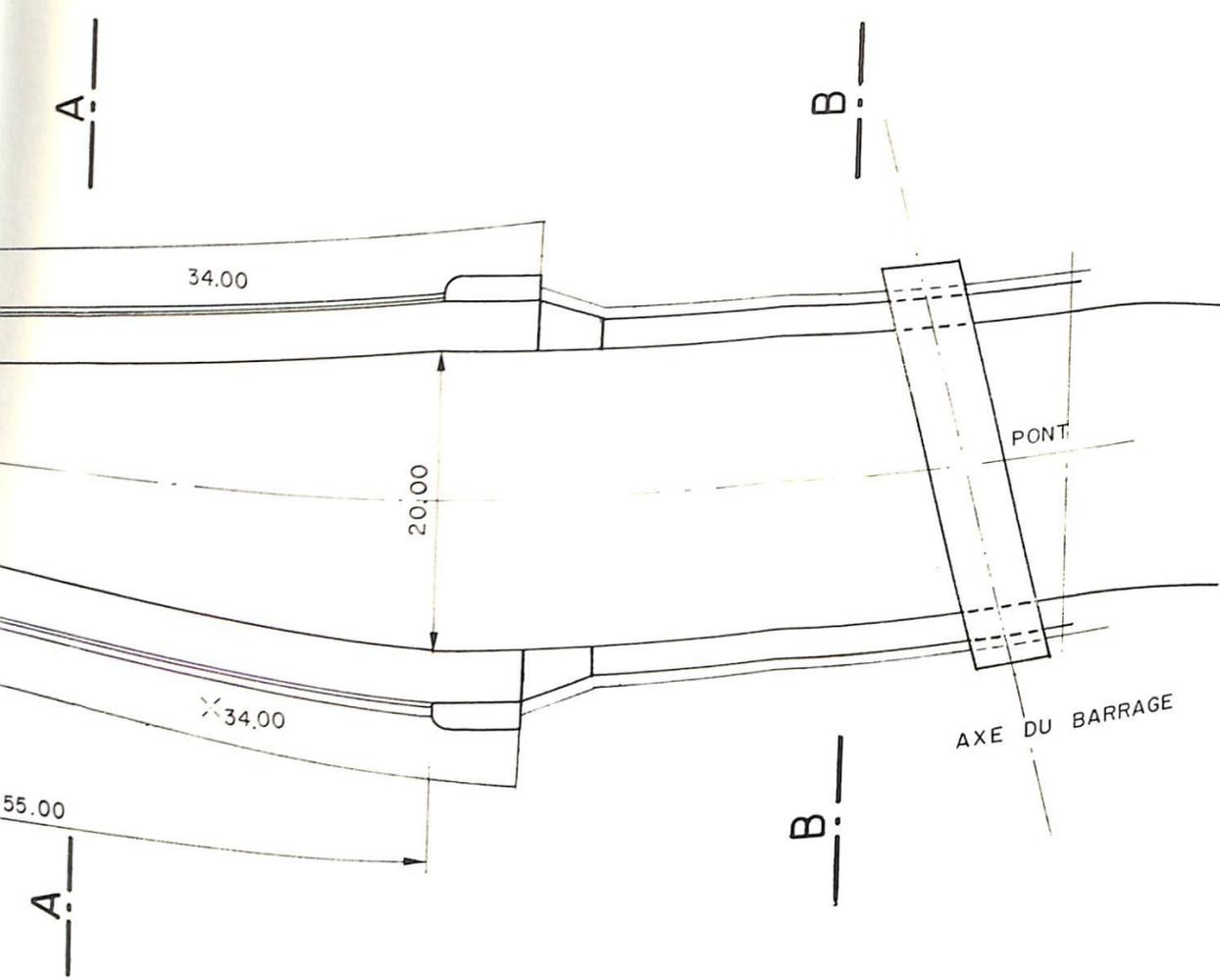


COUCHE LATERITIQUE

39.50



REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SEDAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
BARRAGE DE NMANDOUBA PROFIL TYPE LT DETAIL COURONNEMENT			
 ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S A ZURICH DAKAR			MC
ECHELLE 1:200 1:100	DATE 11.8.79	NUMERO DU PLAN 6 1 5 8   2 0 7 5 9 0	ANNEE 9 - 9



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBÉ

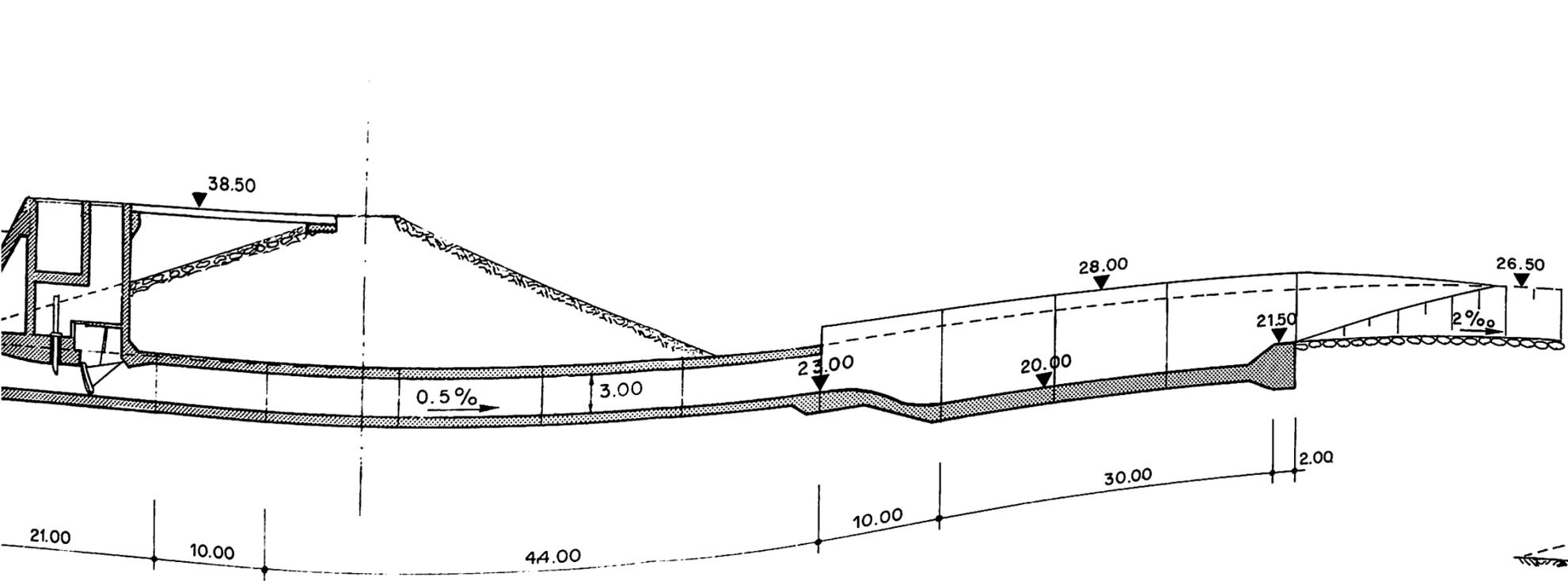
BARRAGE DE NIANDOUBA  
 EVACUATEUR DE CRUES

**ELECTROWATT**  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR

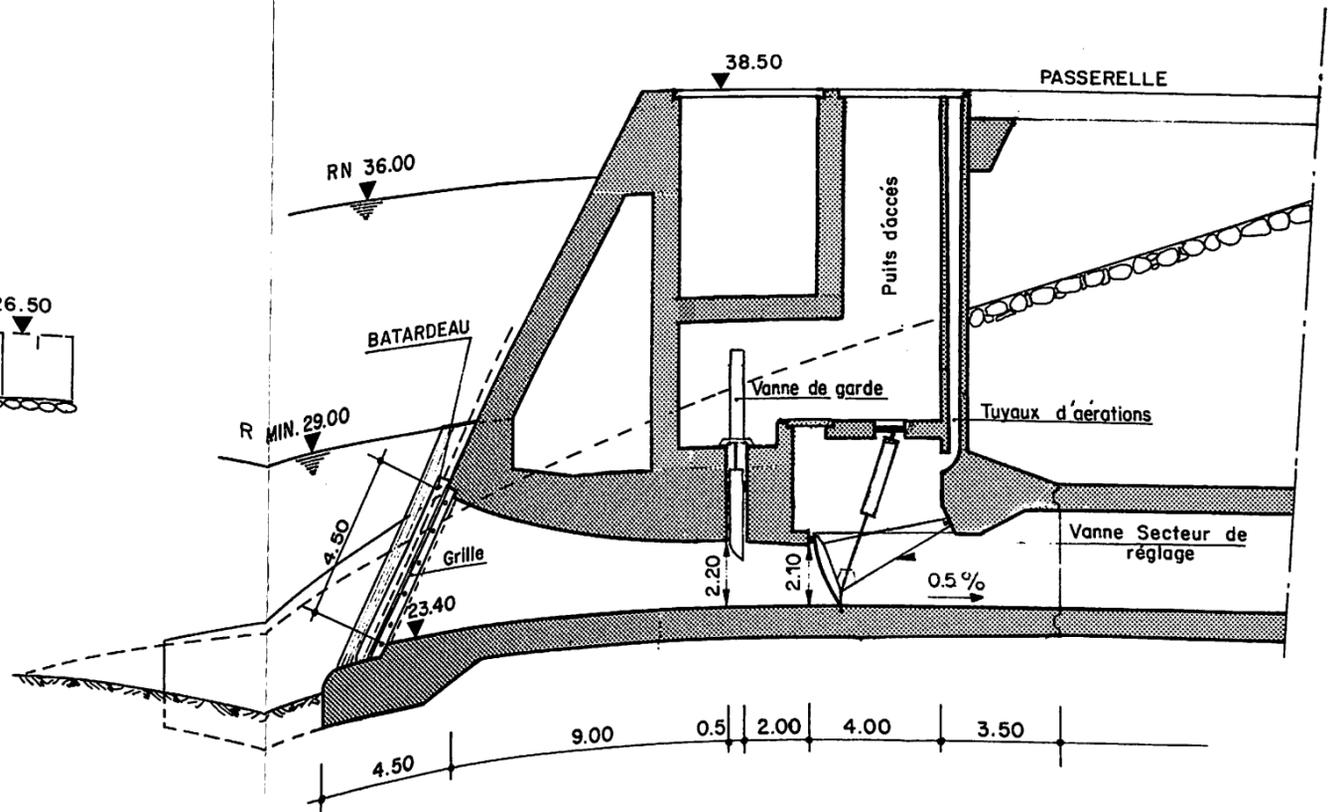
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN
1:500/200	OCT. 79	6158-207144

5842 K

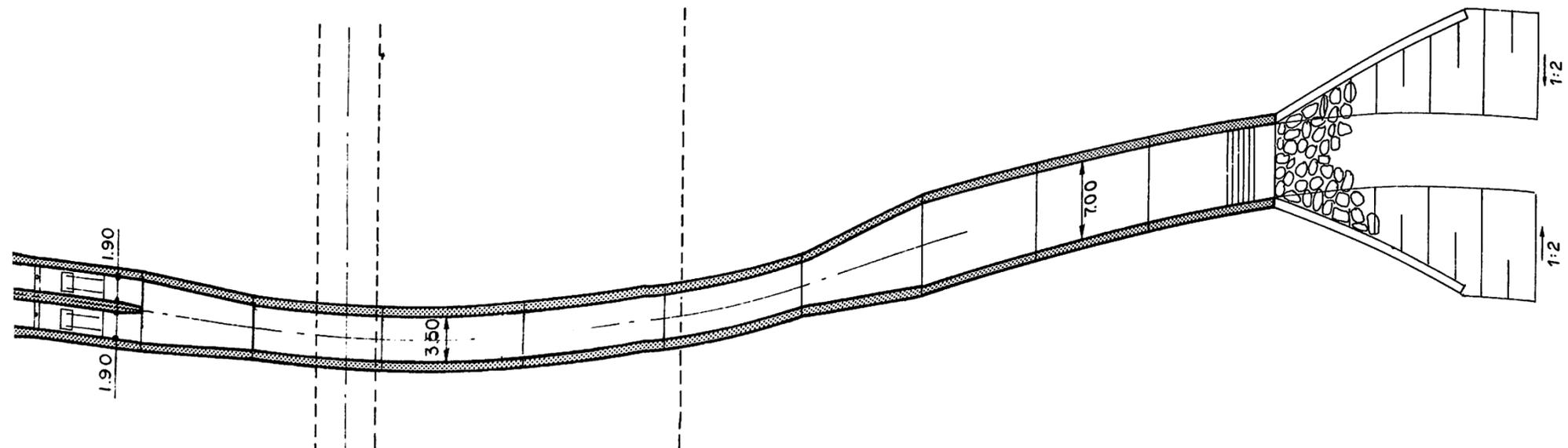
LONGITUDINALE 1:500



DETAIL 1:200



HORIZONTALE 1:500



REPUBLICQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
BARRAGE DE NIANDOUBA PRISE D'EAU / VIDANGE DE FOND			
ECHELLE 1:500/200	DATE OCT. 79	NUMERO DU PLAN 6158-207141	
		ANNEXE 9-	



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR

DESS DG

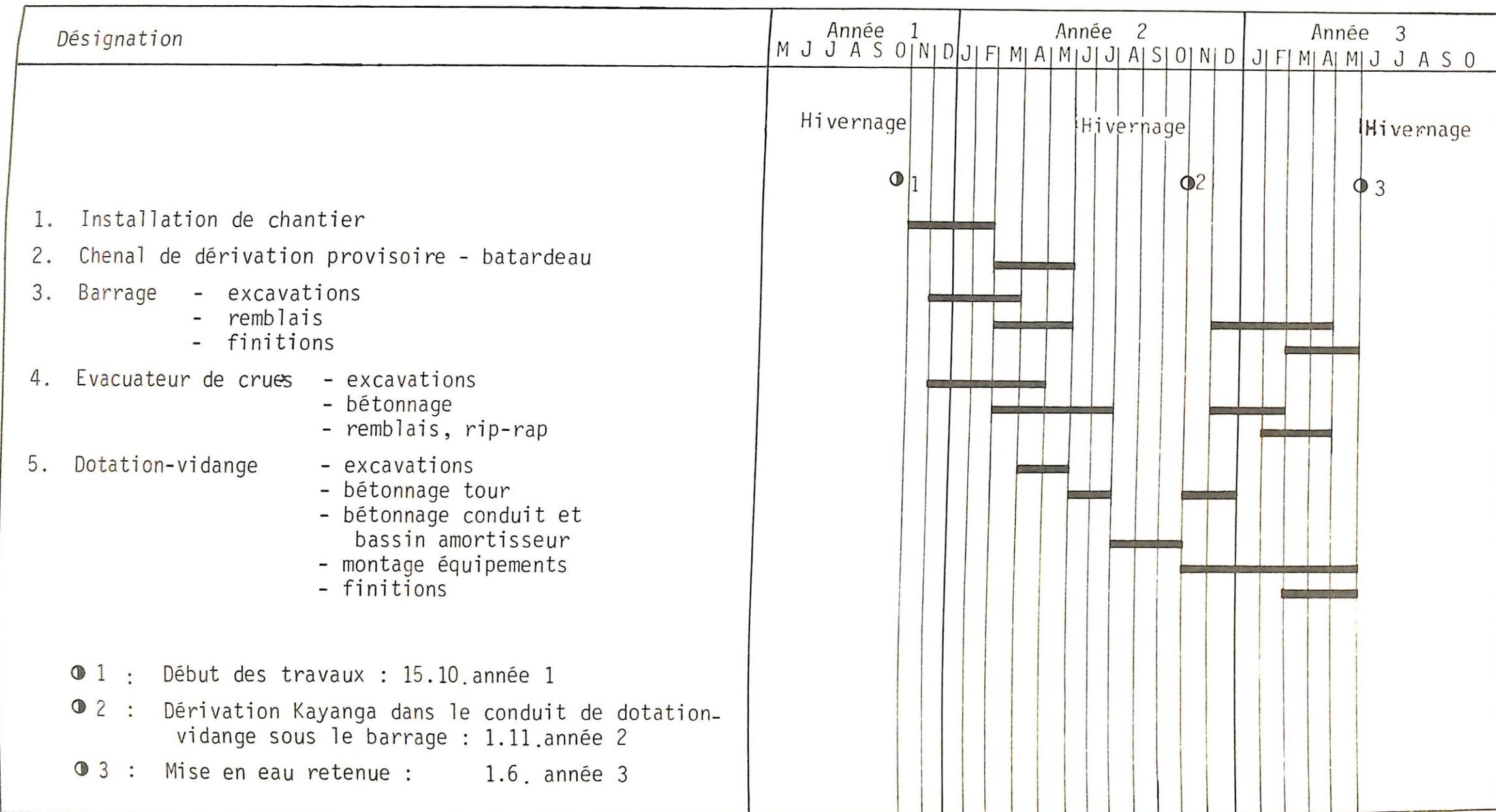
CONT

VISA

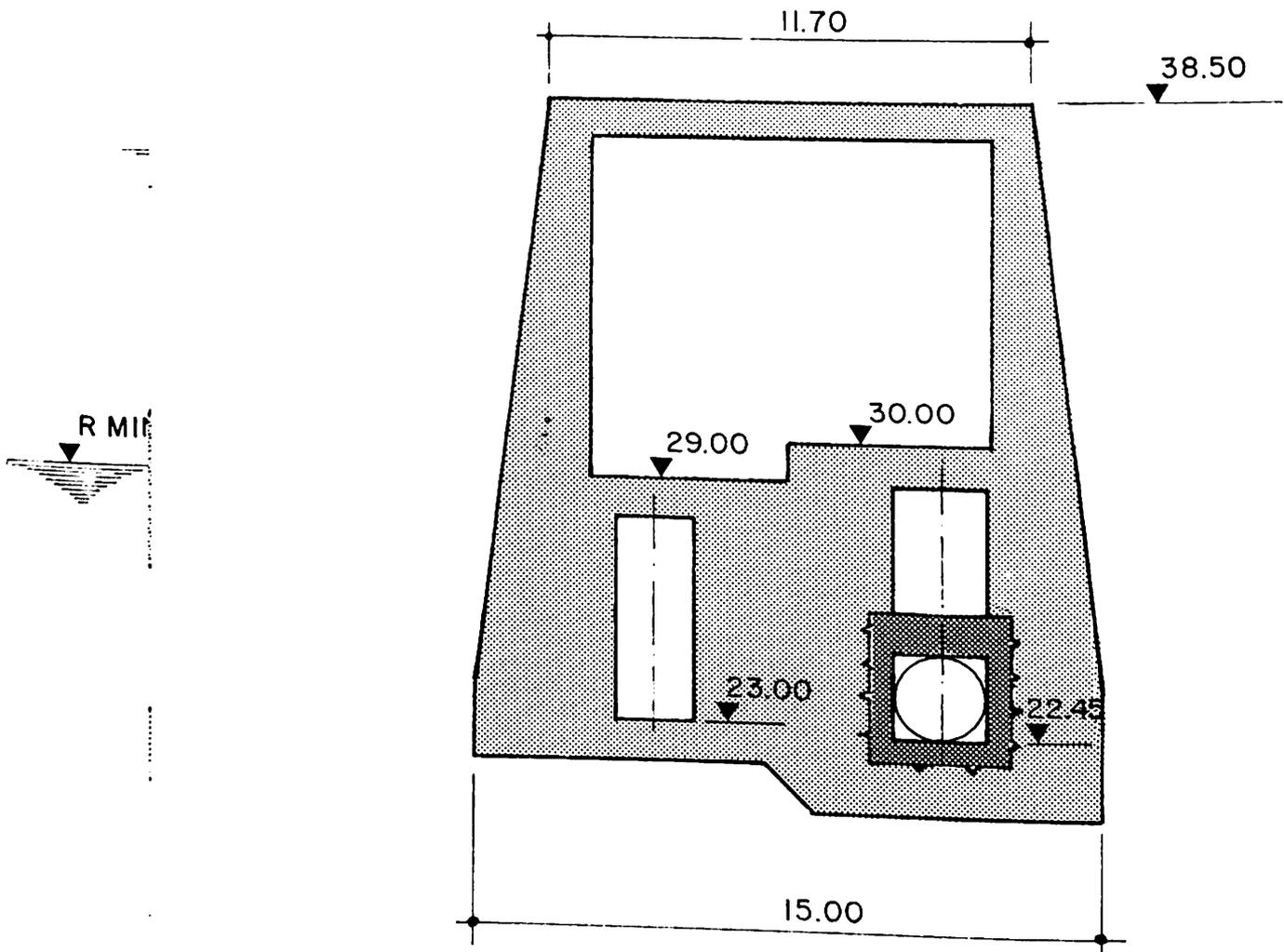
ANNEXE

Figure 9 - 12

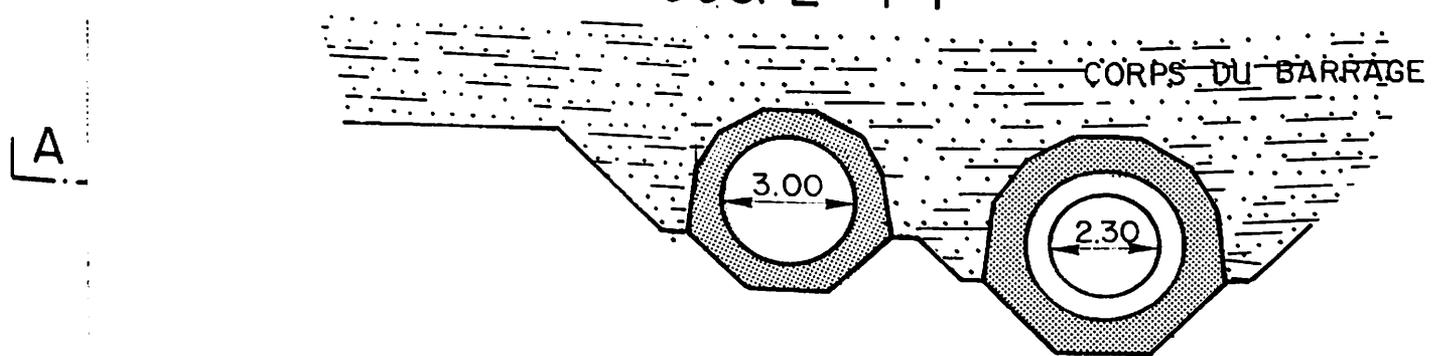
BARRAGE DE NIANDOUBA - PROGRAMME DES TRAVAUX



# COUPE E-E



# COUPE F-F



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA

USINE VARIANTE 1



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS **MC**  
 CONT  
 VISA

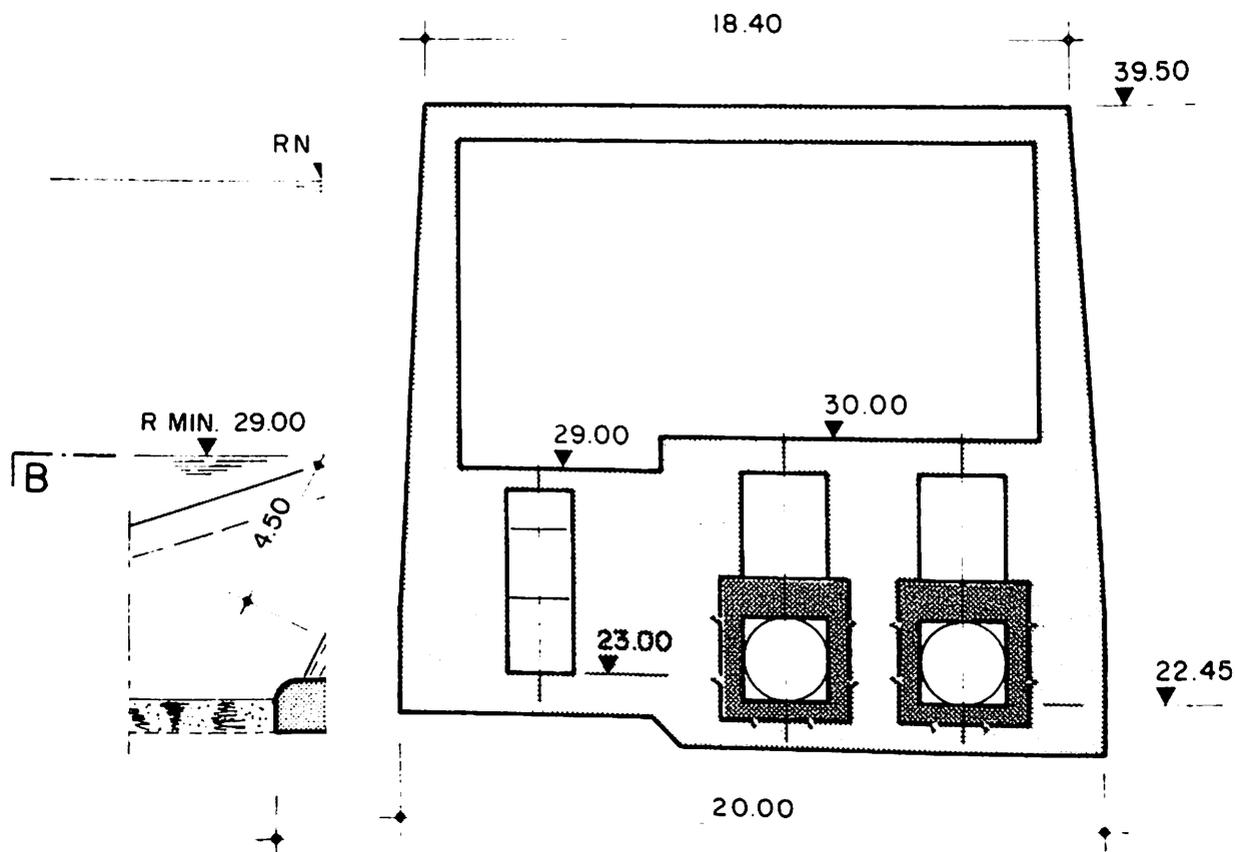
ECHELLE

DATE

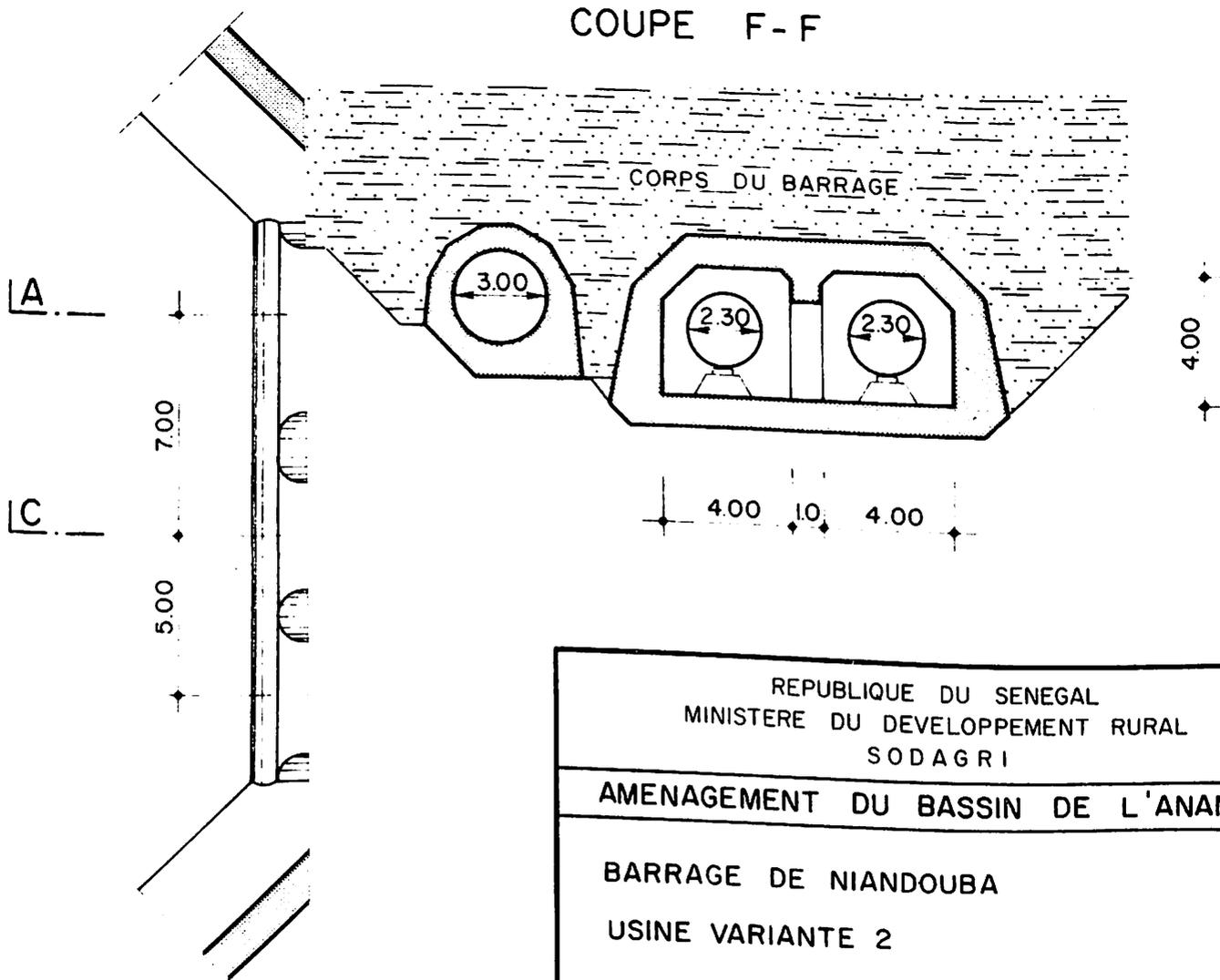
NUMERO DU PLAN

ANNEXE

COUPE E - E



COUPE F - F



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

BARRAGE DE NIANDOUBA

USINE VARIANTE 2



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS  
 CONT  
 VISA

ECHELLE

1:250

DATE

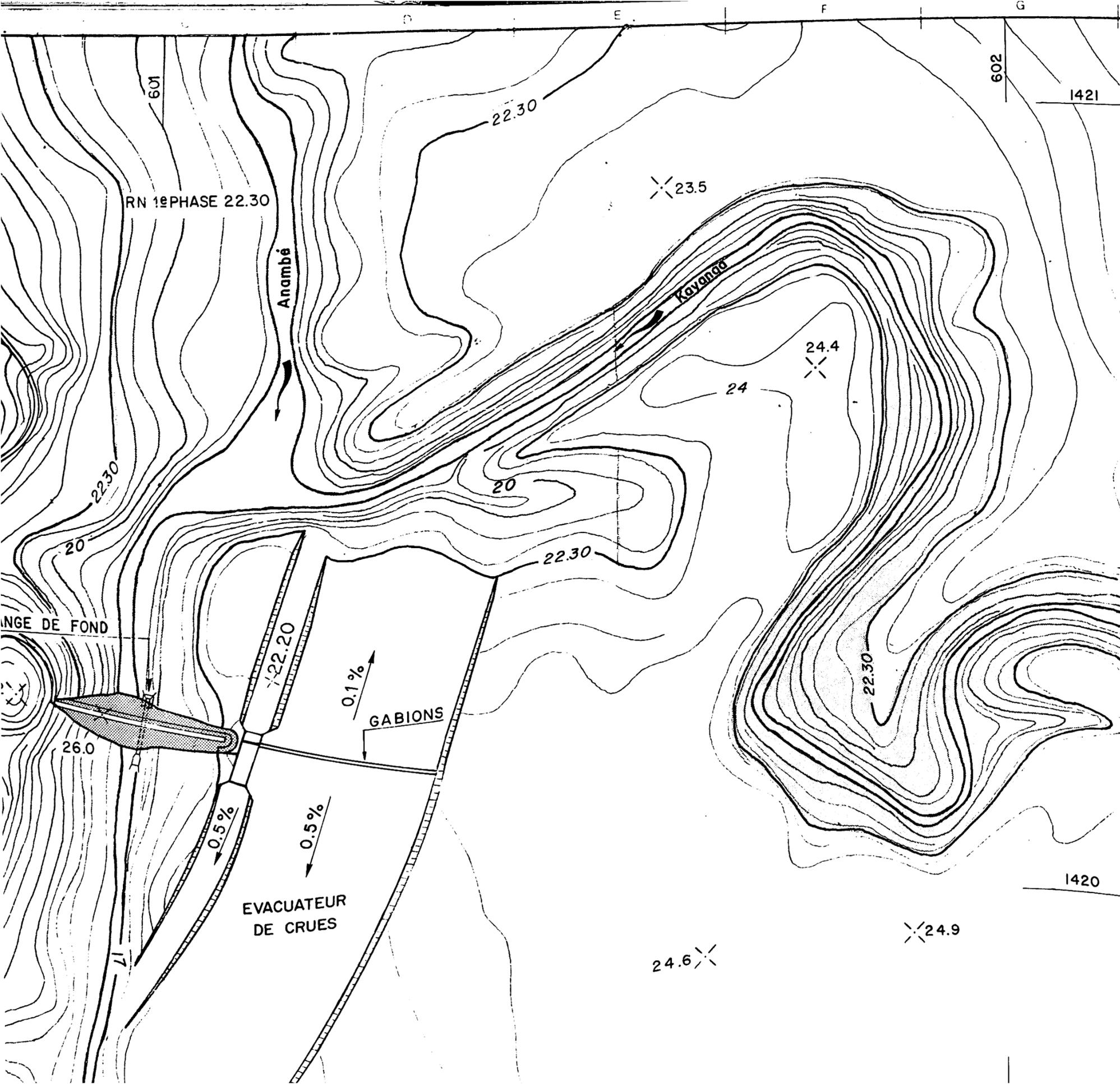
Mars 80

NUMERO DU PLAN

6158 - 217578

ANNEXE

9 - 14

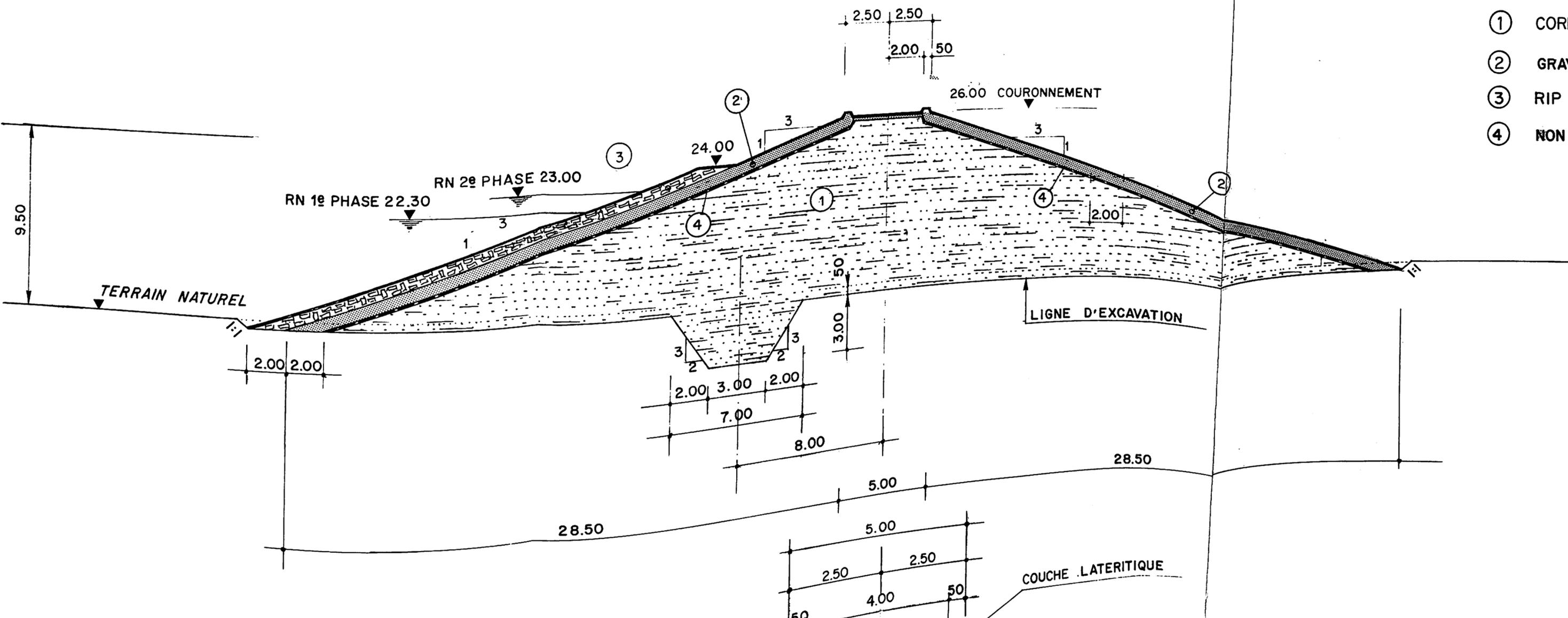


REPUBLICQUE DU SENEGAL MINISTRE DU DEVELOPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
BARRAGE DU CONFLUENT SITUATION			
 <b>ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR</b>	DESIGNER	MOUSSA	
	CONTROLLER	[Signature]	
SCALE	DATE	NUMBER OF PLAN	
1:5000	NOV. 79	6158-211399 9-1	

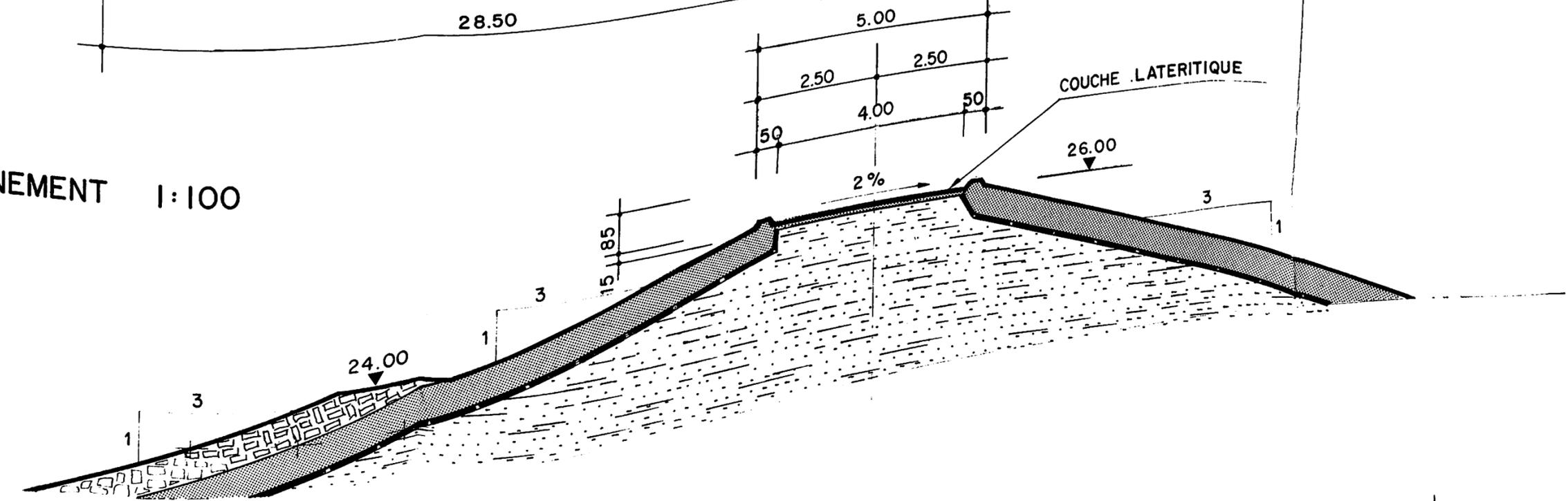
PROFIL TYPE 1:200

LEGENDE

- ① CORPS EN ALLUVI...
- ② GRAVIER LATERITI...
- ③ RIP - RAP
- ④ NON TISSE



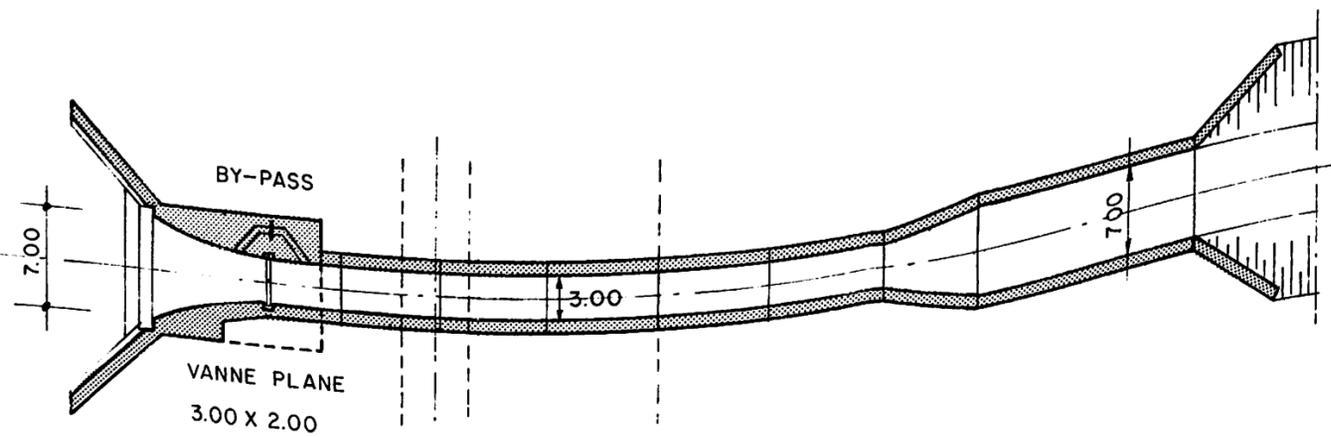
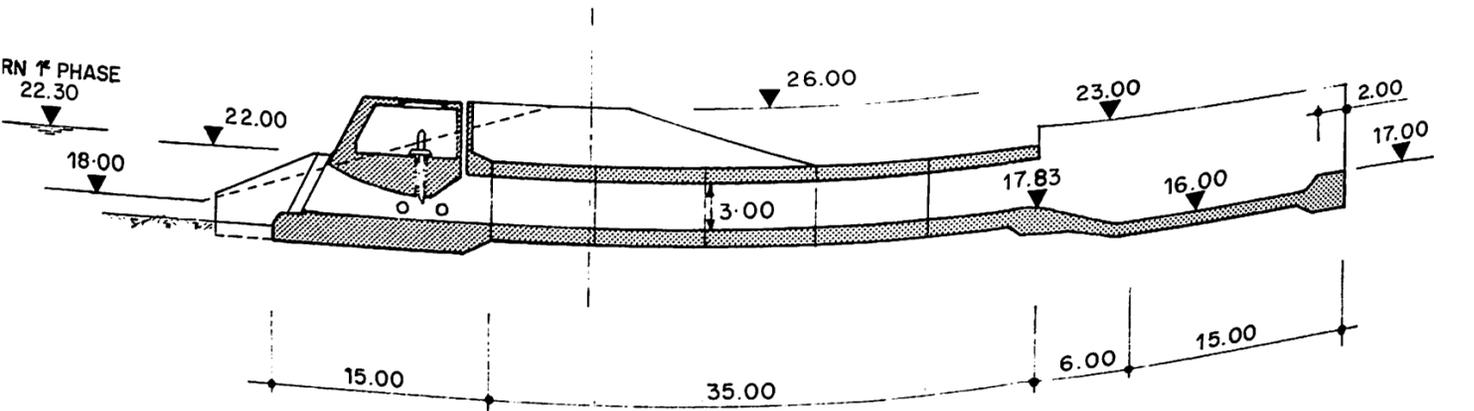
DETAIL COURONNEMENT 1:100



REPUBLIQUE DU MINISTERE DU DEVELOP SODAGR		
AMENAGEMENT DU BASS		
<b>BARRAGE DU CONFLUE</b>		
PROFIL TYPE ET DETAIL COURONNEMENT		
 <b>ELECTROWATT</b> INGENIEURS-CONSEILS ZURICH DAKAR		
ECHELLE	DATE	NUMERO
1:200	SEP.79	6158
1:100		

VIDANGE DE FOND

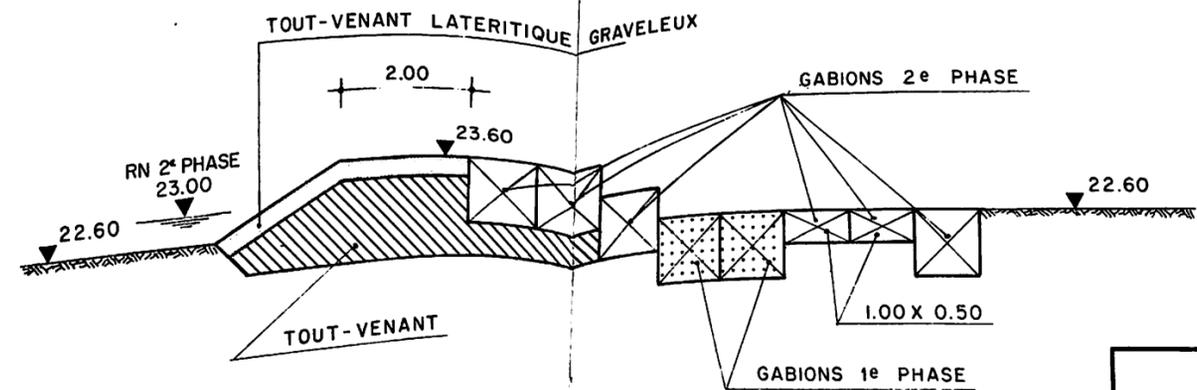
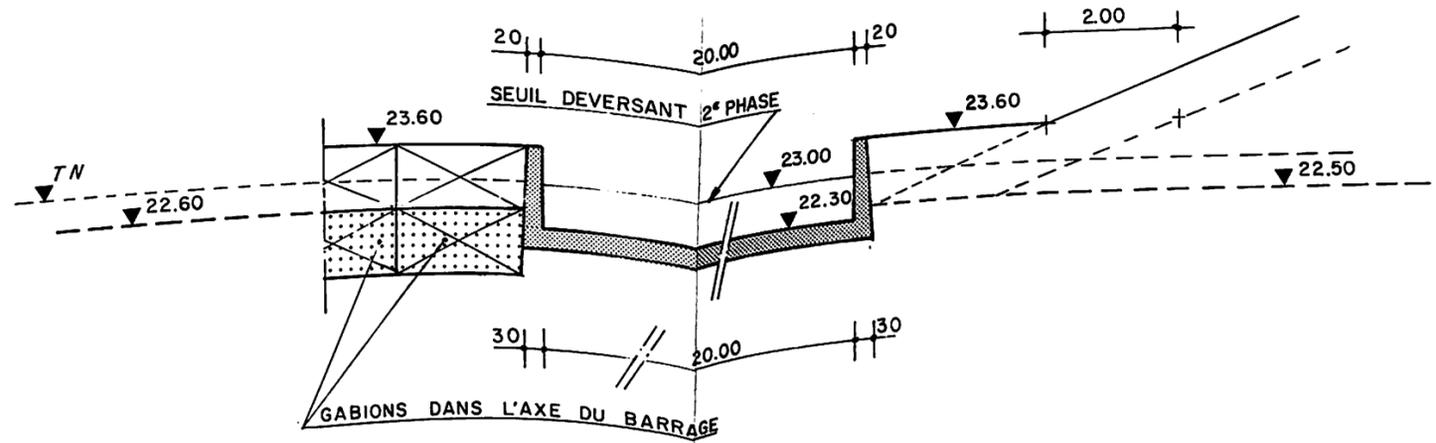
COUPE LONGITUDINALE 1:500



COUPE HORIZONTALE 1:500

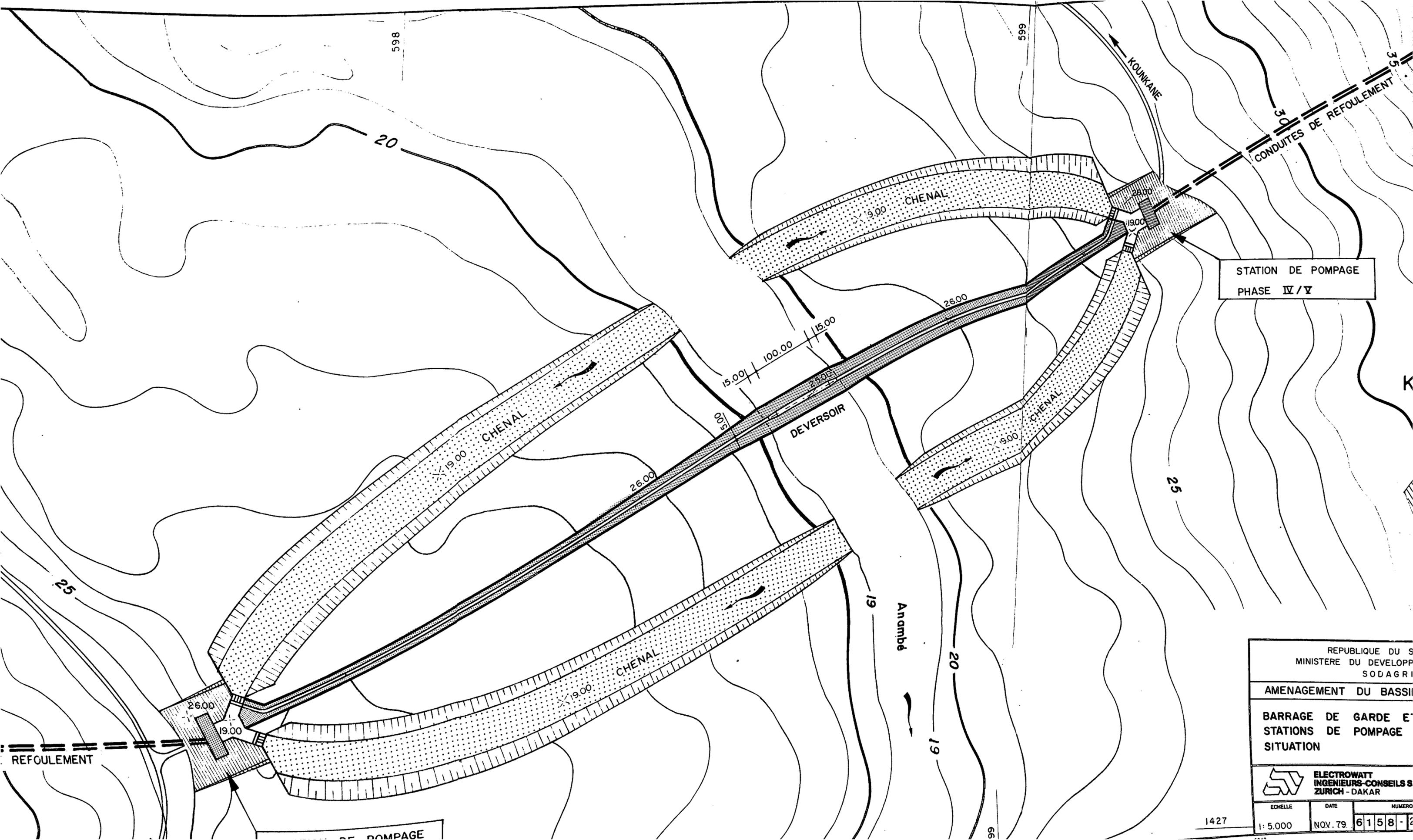
EVACUATEUR DE CRUES

COUPE EN TRAVERS DU CANAL 1:100



COUPE LONGITUDINALE CHENAL 1:100

REPUBLIQUE DU S		
MINISTRE DU DEVELOPP		
SODAGRI		
AMENAGEMENT DU BASSI		
BARRAGE DU CONFLUEN		
VIDANGE DE FOND ET		
ELECTROWATT		
INGENIEURS-CONSEILS		
ZURICH - DAKAR		
ECHELLE	DATE	NUM
1:500/1.00	OCT. 79	6158
5842	K	



STATION DE POMPAGE  
PHASE IV/V

AMENAGEMENT DU BASSIN

BARRAGE DE GARDE ET  
STATIONS DE POMPAGE  
SITUATION

 ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR

ECHELLE	DATE	NUMERO
1: 5.000	NOV. 79	6158-2

1427

CONDUITES DE REFOULEMENT

REFOULEMENT

STATION DE POMPAGE

CHENAL

CHENAL

CHENAL

CHENAL

DEVERSOIR

Anambé

KOUKANE

20

25

25

19

19

598

669

500

66

15.00 | 100.00 | 15.00

26.00

19.00

19.00

26.00

26.00

23.00

26.00

26.00

19.00

9.00

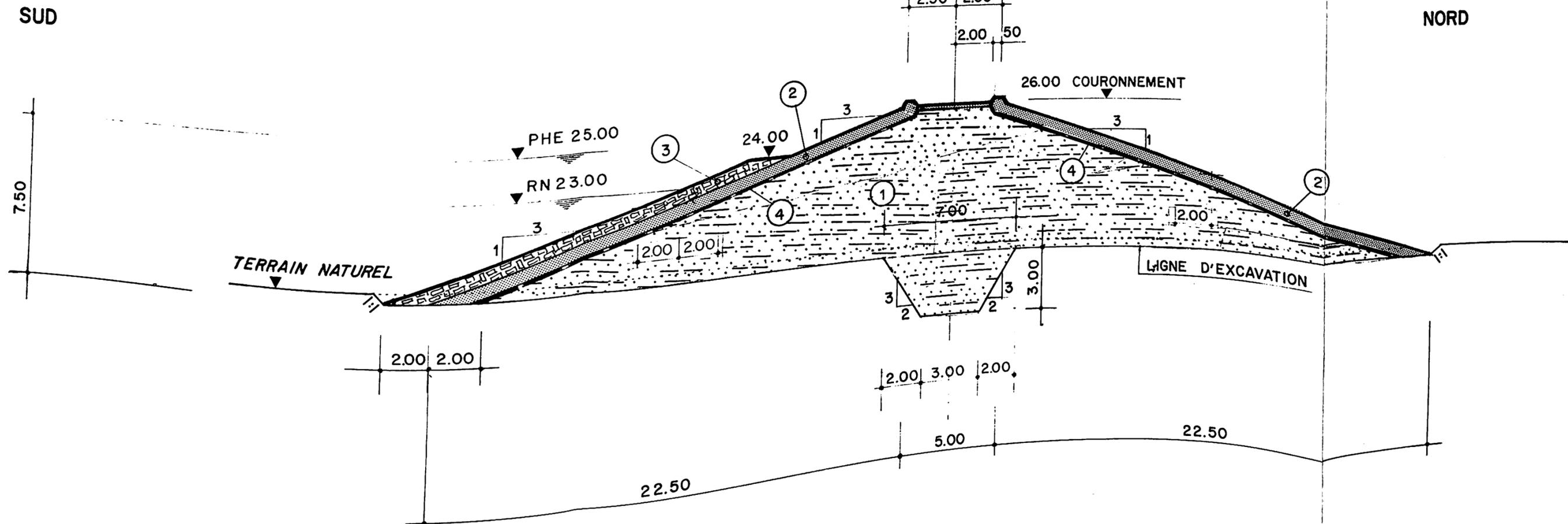
9.00

19.00

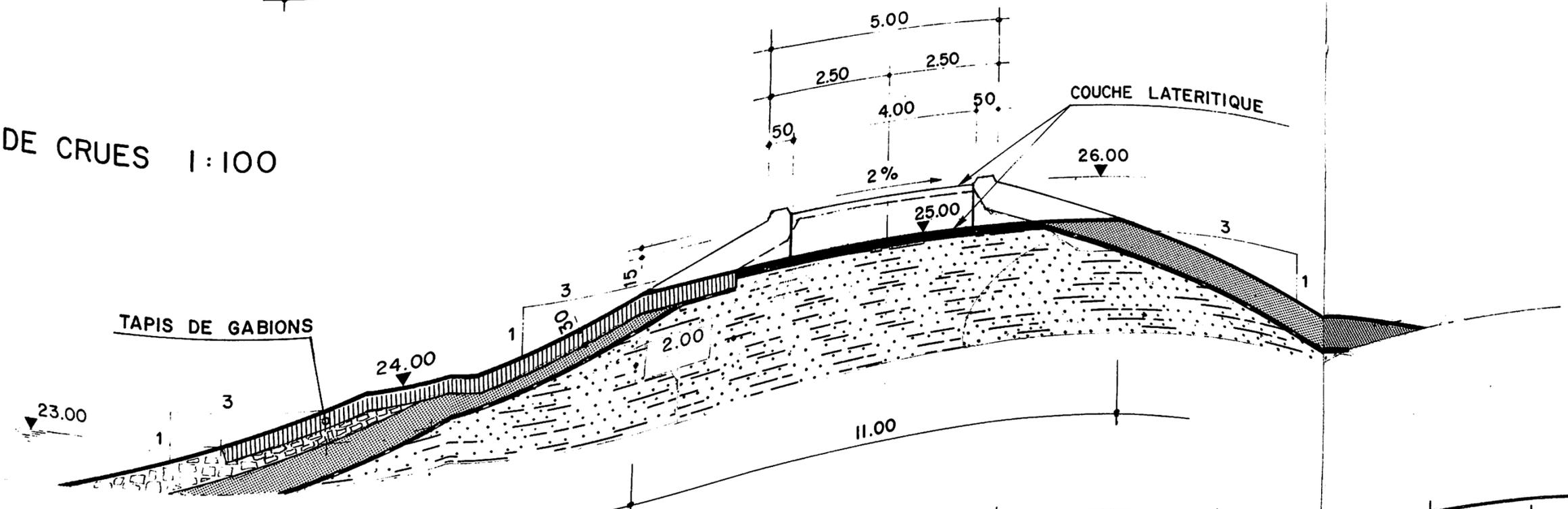
PROFIL TYPE 1:200

LEGENDE

- ① CORPS EN ALLUVION
- ② GRAVIER LATERITIQUE
- ③ RIP - RAP
- ④ NON TISSE



EVACUATEUR DE CRUES 1:100



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN

BARRAGE DE GARDE  
 PROFIL TYPE ET  
 EVACUATEUR DE CRUES

ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR

ECHELLE	DATE	NUMERO DU
1:200	SEP. 79	6158-20
1:100		

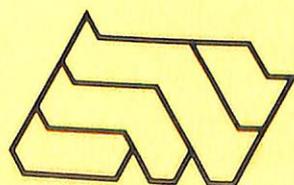
5847 K

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL  
SODAGRI

# AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

VOLUME V

RAPPORT 10 STATIONS DE POMPAGE



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR 1980

## TABLE DES MATIERES

		Page
1.	GENERALITES	10 - 1
2.	CONCEPTION DES STATIONS DE POMPAGE	10 - 1
2.1	Principes directeurs	10 - 2
2.2	Conception de base	10 - 2
2.3	L'équipement en matériel	10 - 3
	2.3.1 Les pompes	10 - 3
	2.3.2 Les moteurs	10 - 5
	2.3.3 Le matériel électrique	10 - 6
2.4	Le génie-civil	10 - 6
	2.4.1 La prise d'eau	10 - 6
	2.4.2 Le bâtiment	10 - 7
2.5	Les conduites de refoulement	10 - 8
2.6	L'aménagement des abords	10 - 8
3.	LA STATION DE POMPAGE DE LA PHASE I	10 - 9
3.1	Fiche technique station phase I	10 - 11
4.	LA STATION DE POMPAGE DES PHASES II ET III	10 - 12
4.1	Fiche technique station phases II et III	10 - 16
5.	LA STATION DE POMPAGE (HAUT SERVICE) DE LA PHASE III	10 - 17
5.1	Fiche technique station (haut service) phase III	10 - 18
6.	LA STATION DE POMPAGE DES PHASES IV ET V	10 - 19
6.1	Fiche technique station phase IV et V	10 - 21

## A N N E X E

### DETAILS ESTIMATIFS

- A 1 STATION DE POMPAGE PHASE I
- A 2 REINSTALLATION DU MATERIEL STATION PHASE I
- A 3 STATION DE POMPAGE PHASE II
- A 4 STATION DE POMPAGE PHASE III (COMPLEMENT MATERIEL)
- A 5 STATION DE POMPAGE PHASE III (HAUT SERVICE)
- A 6 STATION DE POMPAGE PHASES IV ET V
- A 7 RECAPITULATION

## LISTE DES FIGURES

- Figure 10 - 1      PLAN DE SITUATION (VOIR FIGURE 11-2)
- Figure 10 - 2      STATION DE POMPAGE RIVE DROITE,  $3,75 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASE I)
- Figure 10 - 3      STATIONS DE POMPAGE, SITUATION
- Figure 10 - 4      STATION DE POMPAGE RIVE DROITE,  $18,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASES II / III)
- Figure 10 - 5      STATION DE POMPAGE RIVE GAUCHE,  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASES IV / V)
- Figure 10 - 6      STATION DE POMPAGE HAUT SERVICE,  $5,4 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASE III)

## 1. GENERALITES

Ainsi qu'il l'est écrit dans la partie relative à l'aménagement du périmètre, l'alimentation du réseau de distribution par canaux nécessite le relevage des eaux d'irrigation au moyen de stations de pompage.

L'appréciation à leur juste valeur des incidences économiques sur le projet dues à cette contrainte, a conduit à rechercher des sites d'implantation et des conditions de fonctionnement aussi favorables que possible, concrétisées par la minimalisation des hauteurs de refoulement.

En outre, la quantité d'énergie consommée annuellement revêtant elle aussi une importance toute particulière, seul un mode de fonctionnement collant au plus près aux besoins a été retenu.

La création d'une centrale hydro-électrique au pied du barrage permet d'envisager partiellement un entraînement des machines à l'électricité. Un appoint au moyen de moteurs thermiques diésel est toutefois nécessaire.

L'équipement du périmètre étant effectué en phases successives le tableau récapitulatif ci-dessous montre quelles seront les stations à construire ou à développer aux différents stades de l'aménagement.

TABLEAU RECAPITULATIF DES STATIONS DE POMPAGE (voir plan de situation, figure 10-1)

Phase	Nombre de stations	Débit m <sup>3</sup> /s	Hauteur de refoulement (HMT) m	Surface desservie ha	Mode d'entraînement	Emplacement
I	1	3,75	14	1420	Diésel	Rive droite
II	1	11,25	13	4440	Electrique + appoint diésel	Rive droite
III	1 *	18,5	13	7490	Electrique + appoint diésel	Rive droite
III	1	5,4	9,5	2255	Diésel	Rive droite
IV/V	1	12,0	20	8775	Diésel	Rive gauche

\* Cette station est une extension de celle établie pour la phase II.

## 2. CONCEPTION DES STATIONS DE POMPAGE

---

### 2.1. Principes directeurs

Les stations de pompage destinées à alimenter le périmètre de l'Anambé sont une pièce maîtresse du point de vue de la garantie de l'alimentation en eau d'irrigation. De leur bonne marche dépendra en fait la réussite ou l'échec des cultures établies sur les terres qu'elles desservent en eau.

C'est pourquoi, la robustesse, la fiabilité et la simplicité du matériel qui les équipe ont été à la fois des principes directeurs et des facteurs déterminants.

Par conséquent, toutes les stations, hormis celle de la phase 1 qui, si le programme de développement du périmètre suit le cours prévu, ne devrait pas travailler plus de quatre ans, sont équipées de prises d'eau gravitaires et les pompes sont situées au-dessous du plan d'eau à l'aspiration. Cette disposition permet, non seulement de s'affranchir totalement des risques de désamorçage, mais aussi et surtout, diminue les pertes de charge et autorise un fonctionnement dans les meilleures zones de rendement des machines.

Le respect de ces principes directeurs et par ailleurs les conditions climatiques conduisent également à installer le matériel mécanique et électrique équipant les stations définitives dans des bâtiments adéquats, en dur, fermés.

### 2.2. Conception de base

L'ensemble d'une station (voir figures 10-4 et 10-5) comprend essentiellement :

- le hall machines
- la salle de commande et de contrôle

- les locaux des cellules électriques \*
- un atelier de réparation et de stockage des pièces de rechange
- un bureau pour le responsable de l'usine
- les loges transformateurs extérieurs attenantes au bâtiment principal \*

Les alentours de la station et la prise d'eau sont aménagés en une plateforme de circulation supportant les charges roulantes amenées à s'y déplacer. Une clôture métallique munie d'un portail d'entrée permet d'isoler complètement l'enceinte. Les habitations des surveillants sont situées au dehors de cette enceinte. Une route répondant aux normes relie chaque station au réseau national.

Toutefois, en ce qui concerne la station de pompage de la phase 1 une conception moins élaborée a été retenue, ceci afin de réduire le montant des investissements. Dans ce cas, l'ensemble formé par les groupes de pompage et les moteurs diesel est simplement protégé par une charpente métallique ouverte sur les côtés, assurant ainsi la bonne ventilation des moteurs. Pareillement aux autres stations, le complexe est placé dans une enceinte clôturée.

### 2.3. L'équipement en matériel

#### 2.3.1 Les pompes

Pour répondre aux critères fixés précédemment (cf. 2.1. 2ème alinéa) seules conviennent les pompes hélicoïdales verticales (type forage), les pompes centrifuge ou hélico-centrifuge et les pompes à double flux. Les premières, plongent directement dans l'eau qu'elles sont chargées de pomper, tandis que les deux autres types de machines sont installés hors d'eau à l'intérieur d'un cuvelage étanche.

Les pompes hélicoïdales verticales ont l'avantage de permettre, en général, un génie-civil en sous-sol plus réduit par rapport à celui qui est requis par les autres types de pompes. Par contre, du fait de sa construction, l'arbre entraînant la roue et les paliers intermédiaires travaillent dans l'eau, ce qui provoque d'importantes sujétions au niveau de la lubrification

\* n'existent pas dans les stations diesel

particulièrement lorsque l'eau pompée n'est pas filtrée, comme c'est le cas en irrigation. Cette machine nécessite donc des révisions de la ligne d'arbre relativement fréquentes, qui occasionnent chaque fois le démontage du moteur et le retrait de l'ensemble de la pompe de sa fosse de pompage. Il en découle des temps d'arrêt plus longs et des frais de maintenance sensiblement plus élevés que pour d'autres types de pompes.

Les pompes centrifuge, hélico-centrifuge ou à double flux sont installées à sec. Lorsqu'elles sont verticalisées, le volume du génie-civil en sous-sol peut être réduit et la différence avec celui qu'exigent les pompes hélicoïdales verticales devient minime.

L'avantage essentiel de ces deux machines est que seule la roue à aube tourne dans le liquide pompé. Les autres parties mobiles sont hors d'eau et baignent dans l'huile. Il s'ensuit un contrôle aisé, une maintenance simplifiée et une longévité accrue.

A cause de sa capacité d'avalement, de sa conception (facilité d'accès aux organes), de sa vitesse de rotation peu élevée, on choisira la pompe centrifuge ou hélico-centrifuge verticalisée de préférence à la pompe à double flux. Capable de travailler aux rendements les plus élevés, elle est bien la pompe qui convient le mieux pour l'irrigation et répond parfaitement aux conditions requises pour l'équipement du périmètre de l'Anambé.

A ce sujet, il convient encore de signaler qu'il existe sur le marché des fabrications de pompes ayant les volutes en béton. Cette technique est également parfaitement maîtrisée et les rendements sont analogues aux machines à volute fonte. Aux débits élevés elles sont souvent moins coûteuses. Il se pourrait donc que des soumissionnaires proposent ce type de machine lors des appels d'offres qui seront lancés dans le futur.

Pour la station de la phase 1, en vertu des arguments déjà présentés dans cette description et du débit unitaire requis ( $1,875 \text{ m}^3/\text{s}$ ) il a été prévu des pompes hélicoïdales verticales type forage. On peut penser que vu le temps limité de leur fonctionnement à cet endroit, les interventions de maintenance seront peu nombreuses.

Etant prévues d'être installées par la suite en tant que secours dans la station définitive des phases II et III située en rive droite, elles recevront à ce moment-là une révision générale. Ne fonctionnant dès lors qu'en cas de nécessité, on peut considérer que leur durée de vie sera analogue à celle des autres machines équipant cette même station.

### 2.3.2 Les moteurs

Suivant la phase d'équipement dans laquelle les futures stations se trouvent leurs pompes sont entraînées soit par des moteurs électriques, soit par des moteurs diesel.

Lorsque les pompes sont entraînées par des moteurs électriques, ceux-ci sont disposés verticalement et reposent avec leur réducteur de vitesse sur un plancher situé de plein pied avec le terrain entourant la station. Un arbre de transmission vertical transmet l'effort à la pompe installée elle, au fond du cuvelage. Ils sont alimentés en 5,5 kV et leur démarrage s'effectue automatiquement, successivement et en rotation les uns par rapport aux autres. Les ordres de démarrage sont donnés eux, par la fluctuation du plan d'eau dans l'ouvrage de restitution et dans le canal destiné à alimenter le périmètre.

Cette disposition générale est maintenue dans le cas d'un entraînement des pompes par moteurs thermiques diesel. La seule différence consiste en la combinaison du réducteur de vitesse avec un renvoi d'angle, nécessité par une disposition horizontale du moteur diesel. La puissance requise pour ces moteurs est dans des limites permettant un démarrage aisé par batteries d'accumulateurs. Le choix définitif portera sur des moteurs à régime lent, c'est-à-dire moins de 1600 tours/minute. Le fonctionnement général s'apparente totalement au mode de régulation envisagé pour les moteurs électriques. Toutefois, par mesure de sécurité, un groupe électrogène de secours permettra, soit une charge rapide des accumulateurs, soit un démarrage direct des moteurs.

### 2.3.3 Le matériel électrique

Dans la station de pompage électrifiée, en dehors des moteurs, le matériel électrique est essentiellement constitué par les transformateurs, les cellules de haute et basse tension, et par les circuits d'alimentation et de commande.

Les transformateurs au nombre de deux, sont installés à l'extérieur du corps du bâtiment dans des loges maçonnées. Etant ainsi à l'air libre ils sont assurés d'une bonne ventilation.

Les cellules électriques de contrôle transformateur, disjonction, comptage, etc... sont placées à l'intérieur dans un local spécial, dit local haute tension. Immédiatement adjacent à ce local, on trouve celui, dit de basse tension, contenant les cellules de commandes et de contrôle des moteurs. Les circuits transmettant des ordres ou des indications (par exemple situation des niveaux d'eau) sont alimentés par un réseau sous tension de 48 volts.

L'ensemble des renseignements et des commandes assurant le fonctionnement de la station sont rassemblés sur un pupitre de commande installé à cet effet dans une salle séparée réservée à ce seul usage.

## 2.4. Le génie-civil

Le génie-civil des stations se compose de deux parties, la prise d'eau et le bâtiment contenant les machines. Ces deux ouvrages juxtaposés sont intimement liés entre eux par les conditions hydrauliques d'une part et les conditions topographiques d'autre part. La technique utilisée pour le premier influence directement la manière d'établir le second.

### 2.4.1 La prise d'eau

Pour les stations définitives situées directement sur l'Anambé, à cause d'une topographie très plate du lit de la rivière et du peu de hauteur de

la lame d'eau qui y sera établie, seule une alimentation gravitaire peut être envisagée. Constituée devant la station par un chenal rectangulaire bétonné muni de pertuis et de grilles, elle se prolonge dans le lit de la rivière par une excavation assurant le passage de l'eau vers la station.

Les futures stations de pompage principales étant amenées à pomper l'eau aussi bien en amont qu'en aval d'une digue de garde qui coupe le cours de l'Anambé en deux, la prise d'eau se divise en deux branches orientées l'une vers l'amont l'autre vers l'aval. Un jeu de vannes permet de choisir le côté d'alimentation.

#### 2.4.2 Le bâtiment

Le bâtiment destiné à recevoir le matériel mécanique et électrique est formé en sous-sol, d'un caisson étanche en béton dit cuvelage, et en surface, d'une superstructure maçonnée à ossature de béton armé.

Le cuvelage contient les pompes, les éléments de tuyauterie d'aspiration et de refoulement ainsi que toute la robinetterie. Côté prise d'eau il se prolonge en pertuis dont le nombre est égal à celui des pompes. Des grilles retiennent les corps flottants qui auraient tendance à s'introduire dans les pertuis. Il est prévu que le dégrillage se fera à la main. Toutefois, le portique roulant extérieur servant à mettre en place les batardeaux peut être utilisé au cas où un corps flottant important (tronc d'arbre par exemple) devrait être retiré.

Le bâtiment en superstructure sert à protéger les moteurs, le matériel électro-mécanique et abrite les locaux de service tels que bureau, salle de commande, haute et basse tension ainsi qu'un atelier-dépôt de pièces de rechange. Un pont roulant sert au déchargement et à la manutention des machines lors du montage, puis plus tard, lors de l'entretien et des révisions.

L'atelier est équipé de machines outils permettant d'effectuer des réparations courantes.

## 2.5 Les conduites de refoulement

Les tuyauteries de refoulement de chaque pompe, équipées chacune avec une vanne à fermeture programmée et une vanne de sectionnement, se rejoignent peu après la sortie de l'usine dans un collecteur commun. A partir de ce collecteur, la totalité du débit transite dans deux conduites de fort diamètre (une seule pour la station de la phase I et la station haut service) constituées de tuyaux en béton armé. Elles restituent dans le canal qu'elles alimentent par l'intermédiaire d'un ouvrage particulier lui aussi en béton armé. C'est à partir des variations du plan d'eau enregistrées peu après cette restitution que s'effectue la régulation de la station de pompage. Les indications sont retransmises électriquement au moyen d'un câble enterré le long des conduites.

## 2.6 L'aménagement des abords

Le terrain aux alentours des stations jusque et y compris la prise d'eau est aménagé en une plateforme autorisant la circulation des véhicules et des engins amenés à s'y déplacer. Devant la station même et ses entrées il est prévu un revêtement goudronné. Les abords immédiats sont éclairés au moyen de projecteurs ou de lampadaires fixés au corps du bâtiment. L'ensemble est clôturé par un grillage métallique de 2 mètres de hauteur, l'accès se faisant par un portail placé en travers de la piste de communication.

### 3. LA STATION DE POMPAGE DE LA PHASE I (figure 10-2)

---

La station de pompage de la phase I alimente un réseau qui couvre une superficie de 1 420 ha nets. Elle est située à l'intérieur du périmètre entre les villages de Soutouré et d'Anambé aux coordonnées approximatives 593, 200 / 1 431, 700.

Elle est branchée sur un chenal d'amenée qui la relie avec le centre du bassin de l'Anambé où un plan d'eau est fixé grâce au barrage érigé peu après la confluence de la Kayanga et de l'Anambé. Plus tard, ce chenal servira également de drain principal.

De la manière dont le développement du périmètre de l'Anambé est prévu, la station ne devrait pas fonctionner seule pendant plus de quatre ans. Aussi est-il envisagé que ses machines pourront être réinstallées ailleurs dans une station plus importante lors de l'établissement des phases II ou III.

La prise d'eau en forme de V est piquée directement dans les berges du chenal d'amenée et les pompes verticales plongent dans des fosses de pompage qui font suite à la prise proprement dite. Les pompes sont installées sur une plateforme en béton qui supporte également les moteurs diesel. Elle est équipée de deux groupes qui fonctionneront par tout ou rien. Les fosses de pompage sont munies de grilles de protection. La plateforme des machines est couverte par un hangar ouvert sur les côtés. Les citernes à carburant, placées juste à côté, contiennent environ 130 000 litres et assurent une autonomie de marche de la station pendant 350 heures environ.

Les tuyauteries de refoulement des deux pompes se rejoignent en une seule conduite de  $\varnothing$  1 800 mm qui transporte l'eau jusqu'au canal d'alimentation du périmètre. Les pompes sont équipées avec des vannes automatiques à fermeture contrôlée et des vannes de sectionnement.

La station est à commande manuelle, c'est-à-dire qu'elle n'est pas asservie à des variations de plans d'eau et que les moteurs démarreront

sur ordre donné par bouton-poussoir ou clé de contact. L'énergie nécessaire au démarrage est fournie par un jeu de batteries d'accumulateurs qui se rechargent pendant la marche du moteur. Un groupe de secours est toutefois prévu pour la charge rapide des batteries ou un éventuel démarrage en direct.

Du fait que la station alimente un périmètre régulé par l'amont, elle travaillera un nombre d'heures journalier déterminé selon un horaire pouvant varier de mois en mois. Par conséquent, les vérifications, l'entretien voire les réparations et l'acheminement du carburant peuvent être organisés sans difficultés.

L'ensemble est muni de toutes les sécurités nécessaires, telles qu'interdiction de démarrage ou arrêt par manque de niveau à l'aspiration, manque de pression au refoulement, température trop élevée, etc.... Ces indications sont rassemblées sur tableau particulier à chaque groupe.

3.1. Fiche technique station phase I

Débit nominal de la station	3,75 m <sup>3</sup> /s
Nombre de groupes	2
Débit unitaire	1,875 m <sup>3</sup> /s
Hauteur manométrique totale m. C.E	13
 Pompes	 verticales
Nombre d'étage	1
Vitesse de rotation	env. 580 t/min.
Rendement min. prévisible	85 %
 Moteurs	 Diésel
Vitesse de rotation	Environ 1160 t/min.
Puissance effective	500 kW
Rapport du réducteur renvoi	2/1
 Conduite de refoulement	 béton
Diamètre	1 800 mm
Longueur	400 m
Vitesse d'écoulement	1,5 m/s
Consommation horaire de carburant (station à débit max.)	Environ 380 l/h
Autonomie station	Environ 350 heures

Remarque

La station ne comporte pas de groupe de réserve

#### 4. LA STATION DE POMPAGE DES PHASES II ET III (figures 10-3 et 10-4)

---

La station édiflée pour les phases de développement II et III est appelée à fournir 11,25 m<sup>3</sup>/s pour l'alimentation de 4 440 ha en phase II et au stade définitif en phase III, 18,75 m<sup>3</sup>/s pour 7490 ha. Elle est située sur la rive droite de l'Anambé, en aval du pont route de la nationale Vélingara-Kolda, aux coordonnées approximatives 597,750/1427,255. Elle est implantée directement à l'extrémité de la digue de garde séparant, à cet endroit, le bassin de l'Anambé en deux parties.

Elle est conçue pour assurer au périmètre qu'elle surmonte les besoins de pointe pendant tout le temps où ceux-ci sont demandés. Il est prévu qu'elle fonctionnera au maximum 16 heures d'affilée au débit nominal, ce qui correspond à une journée d'irrigation pendant le mois de pointe.

Afin de répondre à une souplesse de fonctionnement maximum, elle est équipée d'une prise d'eau à deux branches. Grâce à cette disposition, elle peut ainsi être alimentée soit par les eaux contenues en amont de la digue (bassin de l'Anambé proprement dit) soit par celles contenues en aval (bassin de la Kayanga) dont le barrage situé à la convergence des rivières provoque le reflux jusqu'au pied de la digue.

Chaque branche de cette prise est munie de vannes à glissières qui permettent ainsi de choisir le côté par lequel on veut alimenter la station. Des plans d'eau à des niveaux différents peuvent également être créés ou maintenus.

En rivière, les branches de la prise sont prolongées chacune par un chenal d'amenée autorisant le captage de l'eau aux niveaux minima. Il est dès lors également possible de drainer le bassin de l'Anambé dans celui de la Kayanga soit gravitairement, soit par pompage. Plus précisément, chaque fois que cette opération sera nécessaire et que les niveaux respectifs dans les deux bassins le permettent (niveau plus bas dans le bassin de la Kayanga) on pourra drainer gravitairement par simple ouverture des vannes. Si au contraire, l'opération doit s'effectuer pendant

une période où le niveau en aval est supérieur à celui de l'amont, il convient alors de recourir au pompage.

Les deux branches de prise convergent en un chenal rectangulaire bétonné qui conduit l'eau jusqu'aux pertuis des pompes. Ceux-ci sont munis de grilles et de rainures à batardeaux, ces derniers permettant une intervention éventuelle en fond de pertuis sans provoquer une mise à sec de l'ensemble du chenal occasionnant du même coup l'arrêt de la station. Les pertuis sont surmontés d'un portique roulant pour la manutention des batardeaux et l'évacuation éventuelle de corps flottants importants. Les opérations de levage et de translation se font par des commandes manuelles.

Les pompes hélico-centrifuges équipant la station sont installées à sec dans un cuvelage étanche. Elles sont au nombre de trois pour la phase II, puis complétées par deux machines semblables lors du passage en phase III. L'ensemble du génie-civil est prévu pour être exécuté lors de la construction de la phase II. Il est en effet apparu que la construction du génie-civil en deux tranches, occasionnait de telles contraintes et sujétions, que l'intérêt d'un investissement différé était totalement annulé par les coûts supplémentaires dûs à une reprise de chantier et à l'extension de l'ouvrage. Par conséquent, la phase III consiste uniquement en l'installation et au raccordement de deux groupes supplémentaires, de même débit et de même puissance.

Cette façon de procéder a également l'avantage que lorsque les trois premiers groupes seront en état de fonctionner, couvrant ainsi les besoins de la superficie établie en phase I, les machines de l'ancienne station pourront être réinstallées dans la nouvelle station. Outre l'économie non négligeable de carburant qui pourra ainsi être faite, elles assureront au nouvel équipement une souplesse et une sécurité d'alimentation accrue.

Les cinq groupes hélico-centrifuges sont prévus avec un entraînement par moteurs électriques. Toutefois s'il s'avère par la suite, qu'à cause d'une incertitude au niveau de l'alimentation en énergie électrique, un ou deux groupes doivent être équipés de moteurs diesel, cette modification

peut s'effectuer sans incidences graves sur le génie-civil existant.

La superstructure est constituée d'un hall moteurs, d'un atelier et des locaux de service. Un pont roulant électrique permet le transport du hall à l'atelier. Le bâtiment principal est formé d'une ossature de béton armé avec remplissage de maçonnerie en plots de ciment. Il en est de même pour la partie annexe contenant les locaux de service. Les toitures sont également en béton armé avec formes de pente. Les ouvertures destinées à l'éclairage sont munies de pare-soleil et de grillage moustiquaire. Une entrée principale permet le déchargement du matériel directement à l'intérieur de l'usine. Les ouvertures dans le plancher servant à descendre les machines et les vannes au sous-sol sont recouvertes de caillebotis ou de dalles de béton.

Les tuyauteries de refoulement des pompes se jettent dans un collecteur commun d'où partent deux conduites de refoulement en béton de  $\varnothing$  2350 mm et d'une longueur de 600 m qui restituent dans le canal alimentant le périmètre. Sur ce collecteur une troisième conduite, en temps normal obturée par une vanne, abouti à un ouvrage de décharge situé un peu plus à l'aval sur le bassin de la Kayanga. La station peut ainsi travailler (occasionnellement) en drainage et évacuer vers l'aval un débit global de l'ordre de  $23 \text{ m}^3/\text{s}$  avec toutes les machines en marche.

La station alimentant un canal principal régulé par l'aval, elle travaillera donc à la demande. Plus précisément, le premier bief de ce canal contient un volume destiné à la régulation de la station et chaque variation de niveau provoque à l'abaissement la mise en route successivement d'un, ou plusieurs, ou de la totalité des groupes ; et en remontée de niveau, l'arrêt également successif des machines en marche. L'ensemble est contrôlé automatiquement par des détecteurs de niveau placés en tête du canal. A la station, un programmeur détermine chaque fois l'ordre dans lequel les machines sont sollicitées, et réparti ainsi régulièrement les temps de marche. A tout instant l'automatisme peut être débranché et le fonctionnement peut alors s'effectuer manuellement sans cependant dépasser certaines limites de sécurité. Le dépassement de ces

limites provoque systématiquement l'arrêt ou l'impossibilité de mettre en route les groupes concernés.

Un circuit indépendant sous 48 volts assure cette régulation ainsi que toutes les indications relatives à la sécurité de fonctionnement des machines. Ainsi, même en cas de coupure générale de courant, les indications de défauts éventuels restent affichées optiquement. Il en va de même des interdictions qui restent bloquées jusqu'au moment de la suppression du défaut.

Les groupes de la station entraînés par les moteurs diésel n'entrent en principe pas dans la rotation de la régulation automatique. Toutefois il sont régis par les mêmes conditions de marche que les groupes électriques et aucun démarrage intempestif ne peut s'effectuer.

La réserve de carburant nécessaire au fonctionnement de ces groupes est constituée par les citernes utilisées auparavant en phase I qui seront déplacées en même temps que les machines et réinstallées aux abords de la nouvelle station.

4.1. Fiche technique station phases II et III

	<u>Phase II</u>	<u>Phase III</u>
Débit de la station	11,25 m <sup>3</sup> /s	18,75 m <sup>3</sup> /s
Nombre de groupes	3	5
Débit unitaire		3,75 m <sup>3</sup> /s
Hauteur manométrique totale m. C.E.		13
Pompes		Hélico-centrifuges
Vitesse de rotation env.		370 t/min.
Rendement prévisible		85 %
Moteurs		Electriques
Tension		5,5 kV
Vitesse de rotation		1 480 t/min.
Puissance		645 kW
Rapport du réducteur		1 480/370
Conduites de refoulement		Béton
Diamètre		2 x 2 350 mm
Longueur		600 m
Vitesse d'écoulement	1,3 m/s	2,16 m/s

Remarque :

- 1) Si moteurs diésel au lieu de moteurs électriques, puissance nécessaire 900 kW à 1 200 t/min, rapport du réducteur 3,25/1.
- 2) La réserve est constituée par les groupes repris de la station phase I soit 2 x 1,875 m<sup>3</sup>/s

## 5. LA STATION DE POMPAGE (HAUT SERVICE) DE LA PHASE III (figure 10-6)

---

Cette station prévue en phase III de l'aménagement est une station de reprise destinée à alimenter une extension du périmètre située en amont du canal principal en rive droite. Cette zone est elle-même desservie par un canal dit, canal haut service, qui reçoit l'eau de la station de reprise. Cette dernière est branchée directement sur le canal principal au kilomètre 10,4.

Entraînée par des moteurs diésel elle est de conception analogue à la station principale située sur cette même rive. Les pompes au nombre de quatre, dont une de réserve, sont installées à sec dans le cuvelage étanche. La prise d'eau est placée perpendiculairement au canal principal. Toutes les machines, lorsqu'elles fonctionnent, refoulent dans une conduite unique de diamètre 1 800 mm.

Le premier bief du canal haut service contient la tranche nécessaire à la régulation. Les moteurs diésel démarrent à la demande, automatiquement. Leur puissance relativement réduite autorise aisément ce mode de régulation. Deux groupes électrogènes assurent le fonctionnement du circuit de régulation.

La réserve de carburant est constituée par deux citernes contenant ensemble environ 130 000 litres, ce qui assure à la station une autonomie de 350 heures de marche.

On accède à la station par la piste principale qui longe le canal principal et un pont près de l'usine permet le franchissement de celui-ci.

5.1. Fiche technique station (haut service) phase III

Débit de la station	5,4 m <sup>3</sup> /s
Nombre de groupes	3 + 1
Débit unitaire	1,8 m <sup>3</sup> /s
Hauteur manométrique totale m. C.E	10
Pompes	Hélico-centrifuges
Vitesse de rotation env.	380 t/min.
Rendement prévisible	85 %
Moteurs	Diésel
Vitesse de rotation env.	1 200 t/min.
Puissance effective	350 kW
Rapport du réducteur-renvoi	3/1
Conduites de refoulement	Béton
Diamètre	1 800 mm
Longueur	400 m
Vitesse d'écoulement	2,12 m/s
Consommation du carburant type	125 l/heure
Consommation du carburant station	375 l/heure
Réserve de carburant	130 000 l.

Remarque

La station est équipée avec 4 groupes identiques dont un en réserve.

6. LA STATION DE POMPAGE DES PHASES IV ET V (figures 10-3 et 10-5)

---

Avec l'établissement de l'équipement entrant dans les phases IV et V, le périmètre aura atteint son ultime développement. La station de pompage prévue à ce stade est chargée d'alimenter la totalité des superficies aménagées en rive gauche de l'Anambé, soit 8 775 ha nets. Le débit à refouler est de  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Elle est située aux coordonnées 599,250 / 1428,050 à l'extrémité de la digue de garde sur l'Anambé en rive gauche. Elle est par conséquent disposée symétriquement à la station édiflée pour les phases II et III.

Elle est conçue pour assurer au périmètre qu'elle surmonte les besoins de pointe répartis sur 24 heures. A cette fin elle refoule dans un bassin de compensation intermédiaire, capable lui, de délivrer le débit maximum requis en 16 heures. Il est en effet apparu qu'une économie non négligeable pouvait être réalisée en débitant moins mais plus longtemps et justifie la construction d'un bassin tampon.

Elle est alimentée par une prise d'eau gravitaire identique, ce qui permet de simplifier et d'uniformiser les modes de fonctionnement entre les deux stations. Du même coup les frais d'entretien et de réparation sont réduits du fait de la présence d'un équipement aux prises d'eau identiques.

A part l'entraînement des pompes qui a lieu au moyen du moteur diésel, la conception d'ensemble de la station est semblable à celle de la station des phases II et III. Elle est par conséquent capable de répondre aux mêmes critères et modes de fonctionnement.

En ce qui concerne sa sécurité de marche, du fait d'un horaire de 24/24 heures en période de pointe, elle est équipée d'un groupe supplémentaire servant de réserve. Il peut selon le cas entrer dans le travail en rotation avec les autres machines ou ne servir qu'en cas de nécessité.

A cause de la taille déjà importante des moteurs diésel, l'agencement du bâtiment principal nécessite des ouvertures d'accès et de ventilation plus grandes et disposées en face des groupes. La partie réservée aux locaux de service est aussi plus restreinte étant donné la présence d'un appareillage plus réduit.

Deux groupes électrogènes dont un est constamment en marche, ou tout au moins pendant le cycle de jours durant lequel la station doit fonctionner, servent à l'alimentation des services auxiliaires tels que : installation de démarrage des moteurs, force motrice, éclairage. Ils assurent en outre le courant nécessaire au réseau de contrôle et de régulation.

Cette régulation, étant donné que la station refoule dans un bassin de compensation d'environ  $400\ 000\ m^3$ , se limite à la sélection des démarrages et des arrêts au moment de l'abaissement ou de la remontée du niveau de l'eau dans le bassin.

Les réservoirs nécessaires au stockage du carburant ont une contenance de 300 000 litres environ. Cette réserve assure à la station une autonomie de 10 jours pendant la période de pointe. Les citernes de stockage sont installées dans l'enceinte constituée par la station et ses annexes.

6.1. Fiche technique station phase IV et V

Débit nominal de la station	12 m <sup>3</sup> /s
Nombre de groupes	3 + 1
Débit unitaire	4 m <sup>3</sup> /s
Hauteur manométrique totale m. C.E	19
Pompes	Hélico-centrifuges
Vitesse de rotation env.	400 t/min
Rendement min. prévisible	86 %
Moteurs	Diésel
Vitesse de rotation	1 200 t/min.
Puissance effective	1 500 kW
Rapport du réducteur renvoi	3/1
Conduites de refoulement	Béton
Diamètre	2 x 1 800 mm
Longueur	650 m
Vitesse d'écoulement	2,36 m/s
Consommation de carburant 1 groupe	400 l/heure
Consommation de carburant station	1 200 l/heure
Réserve de carburant env.	300 000 l.

Remarque

La station est équipée de 4 groupes identiques dont un en réserve.

## ANNEXES

A N N E X E

DETAILS ESTIMATIFS

- A 1 STATION DE POMPAGE PHASE I
- A 2 REINSTALLATION DU MATERIEL STATION PHASE I
- A 3 STATION DE POMPAGE PHASE II
- A 4 STATION DE POMPAGE PHASE III (COMPLEMENT MATERIEL)
- A 5 STATION DE POMPAGE PHASE III (HAUT SERVICE)
- A 6 STATION DE POMPAGE PHASES IV ET V
- A 7 RECAPITULATION

A N N E X E

DETAILS ESTIMATIFS

STATION DE POMPAGE PHASE I débit 3,75 m<sup>3</sup>/s

N° PRIX	DESIGNATION	U	Q	PRIX UNITAIRE	COUT TOTAL F.CFA
1.	<u>GENIE-CIVIL STATION</u>				
1.1	Terrassements en déblais	m <sup>3</sup>	2 200	500	1 100 000
1.2	Terrassements en remblais	m <sup>3</sup>	1 160	750	870 000
1.3	Béton non armé	m <sup>3</sup>	30	37 000	1 110 000
1.4	Béton armé y compris toutes sujétions	m <sup>3</sup>	460	52 000	23 920 000
1.5	Coffrages	m <sup>2</sup>	1 000	4 600	4 600 000
1.6	Superstructure	m <sup>2</sup>	120	50 000	6 000 000
1.7	Enrochements	m <sup>3</sup>	100	15 600	1 560 000
1.8	Divers	u	1	1 000 000	1 000 000
1.9	Aménagement des abords	m <sup>2</sup>	2 500	3 000	7 500 000
	TOTAL GENIE-CIVIL				47 660 000
2.	<u>CONDUITES DE REFOULEMENT</u>				
2.1	conduites y compris toutes sujétions	ml	400	155 000	62 000 000
2.2	Massifs et ouvrages	u	1	4 750 000	4 750 000
	TOTAL CONDUITES				66 750 000
3.	<u>ROUTE D'ACCES</u>				
3.1	Terrassements, revêtement larg. 6 m	ml	1 650	4 400	7 260 000
3.2	Ouvrages particuliers	F	1	2 500 000	2 500 000
	TOTAL ROUTE D'ACCES				9 760 000
4.	<u>MATERIEL ELECTRO-MECANIQUE</u>				
4.1	Pompes	u	2	19 500 000	39 000 000
4.2	Moteurs	u	2	20 000 000	40 000 000
4.3	Matériel hydro-mécanique	u			
4.4	Robinetterie	u	2	17 000 000	34 000 000
4.5	Tuyauteries	u	2	1 500 000	3 000 000
4.6	Matériel électrique	u			
4.7	Services auxil. pièces rechange	u	1	5 000 000	5 000 000
	TOTAL MATERIEL E. M.				121 000 000
	TOTAL GENERAL (imprévus non-compris)				245 000 000

REINSTALLATION DU MATERIEL STATION PHASE I DANS  
STATION PHASE II - III

	<u>F.CFA</u>
1. Démontage, révision et remontage :	
1.1.moteurs diésel et pompes	26 000 000
1.2.robinetterie et conduites	8 500 000
1.3.auxiliaires	500 000
2. Fournitures nouvelles, tuyauteries robinetterie	17 500 000
3. Adaptations et génie-civil	2 500 000
 <u>TOTAL</u>	 <hr/> <u>55 000 000</u>
	<u>F.CFA</u>

(imprévus non compris)

## STATION DE POMPAGE PHASE II

N° PRIX	DESIGNATION	U	Q	PRIX UNITAIRE	COUT TOTAL F.CFA
1.	<u>GENIE-CIVIL STATION</u>				
1.1	Terrassements en déblais	m <sup>3</sup>	17 500	500	8 750 000
1.2	Terrassements en remblais	m <sup>3</sup>	10 750	750	8 062 500
1.3	Béton non armé	m <sup>3</sup>	200	37 000	7 400 000
1.4	Béton armé y compris toutes sujétions	m <sup>3</sup>	2 600	52 000	135 200 000
1.5	Coffrages	m <sup>2</sup>	2 800	4 600	12 880 000
1.6	Superstructure	m <sup>2</sup>	600	50 000	30 000 000
1.7	Enrochements	m <sup>3</sup>	500	15 600	7 800 000
1.8	Divers	F		2 500 000	2 500 000
1.9	Aménagement des abords	m <sup>2</sup>	4 000	3 000	12 000 000
	TOTAL GENIE-CIVIL				225 000 000
2.	<u>CONDUITES DE REFOULEMENT</u>				
2.1	conduites y compris toutes sujétions	m <sup>l</sup>	1 200	255 000	306 000 000
2.2	Massifs et ouvrages	F		34 000 000	34 000 000
	TOTAL CONDUITES				340 000 000
3.	<u>ROUTE D'ACCES</u>				
3.1	Terrassements, revêtement larg. 6 m	m <sup>l</sup>	1 200	6 600	7 920 000
3.2	Ouvrages particuliers	F			1 080 000
	TOTAL ROUTE D'ACCES				9 000 000
4.	<u>MATERIEL ELECTRO-MECANIQUE</u>				
4.1	Pompes	u	3	30 000 000	90 000 000
4.2	Moteurs	u	3	17 000 000	51 000 000
4.3	Matériel hydro-mécanique	u	2	35 000 000	70 000 000
4.4	Robinetterie	u	3	40 000 000	120 000 000
4.5	Tuyauteries	u	6	7 500 000	45 000 000
4.6	Matériel électrique	u	3	40 000 000	120 000 000
4.7	Services auxil. pièces rechange	F		100 000 000	100 000 000
	TOTAL MATERIEL E. M.				596 000 000
	TOTAL GENERAL (imprévus non-compris)				1 170 000 000

## STATION DE POMPAGE PHASE III (complément matériel)

N° PRIX	DESIGNATION	U	Q	PRIX UNITAIRE	COÛT TOTAL F.CFA
1.	<u>GENIE-CIVIL STATION</u>				
1.1	Terrassements en déblais	m <sup>3</sup>			
1.2	Terrassements en remblais	m <sup>3</sup>			
1.3	Béton non armé	m <sup>3</sup>			
1.4	Béton armé y compris toutes sujétions	m <sup>3</sup>			
1.5	Coffrages	m <sup>2</sup>			
1.6	Superstructure	m <sup>2</sup>			
1.7	Enrochements	m <sup>3</sup>			
1.8	Divers	u			
1.9	Aménagement des abords	m <sup>2</sup>			
	TOTAL GENIE-CIVIL				
2.	<u>CONDUITES DE REFOULEMENT</u>				
2.1	conduites y compris toutes sujétions				
2.2	Massifs et ouvrages				
	TOTAL CONDUITES				
3.	<u>ROUTE D'ACCES</u>				
3.1	Terrassements, revêtement larg. 6 m				
3.2	Ouvrages particuliers				
	TOTAL ROUTE D'ACCES				
4.	<u>MATERIEL ELECTRO-MECANIQUE</u>				
4.1	Pompes	u	2	30 000 000	60 000 000
4.2	Moteurs	u	2	17 000 000	34 000 000
4.3	Matériel hydro-mécanique				
4.4	Robinetterie	u	2	40 000 000	80 000 000
4.5	Tuyauteries				
4.6	Matériel électrique	u	2	40 000 000	80 000 000
4.7	Services auxil. pièces rechange				
	TOTAL MATERIEL E. M.				254 000 000
	TOTAL GENERAL (imprévus non-compris)				254 000 000

N° PRIX	DESIGNATION	U	Q	PRIX UNITAIRE	COUT TOTAL F.CFA
1.	<u>GENIE-CIVIL STATION</u>				
1.1	Terrassements en déblais	m <sup>3</sup>	3 000	500	1 500 000
1.2	Terrassements en remblais	m <sup>3</sup>	2 200	750	1 650 000
1.3	Béton non armé	m <sup>3</sup>	100	37 000	3 700 000
1.4	Béton armé y compris toutes sujétions	m <sup>3</sup>	1 250	52 000	65 000 000
1.5	Coffrages	m <sup>2</sup>	1 600	4 600	7 360 000
1.6	Superstructure	m <sup>2</sup>	300	50 000	15 000 000
1.7	Enrochements	m <sup>3</sup>	-	15 600	-
1.8	Divers	F		1 000 000	1 000 000
1.9	Aménagement des abords	m <sup>2</sup>	3 500	3 000	10 500 000
	TOTAL GENIE-CIVIL				105 710 000
2.	<u>CONDUITES DE REFOULEMENT</u>				
2.1	conduites y compris toutes sujétions	m <sup>l</sup>	400	50 000	20 000 000
2.2	Massifs et ouvrages	F		8 000 000	8 000 000
	TOTAL CONDUITES				28 000 000
3.	<u>ROUTE D'ACCES</u>				
3.1	Terrassements, revêtement larg. 6 m	m <sup>l</sup>			
3.2	Ouvrages particuliers	F			
	TOTAL ROUTE D'ACCES				
4.	<u>MATERIEL ELECTRO-MECANIQUE</u>				
4.1	Pompes	u	4	19 000 000	76 000 000
4.2	Moteurs	u	4	20 000 000	80 000 000
4.3	Matériel hydro-mécanique	u	4	1 500 000	6 000 000
4.4	Robinetterie	u	4	16 000 000	64 000 000
4.5	Tuyauteries	u	4	3 500 000	14 000 000
4.6	Matériel électrique	u			
4.7	Services auxil. pièces rechange	F		15 000 000	15 000 000
	TOTAL MATERIEL E. M.				255 000 000
	TOTAL GENERAL (imprévis non-compris)				389 000 000

## STATION DE POMPAGE PHASES IV - V

N° PRIX	DESIGNATION	U	Q	PRIX UNITAIRE	COUT TOTAL F.CFA
1.	<u>GENIE-CIVIL STATION</u>				
1.1	Terrassements en déblais	m <sup>3</sup>	13 000	500	6 500 000
1.2	Terrassements en remblais	m <sup>3</sup>	8 000	750	6 000 000
1.3	Béton non armé	m <sup>3</sup>	150	37 000	5 550 000
1.4	Béton armé y compris toutes sujétions	m <sup>3</sup>	2 000	52 000	104 000 000
1.5	Coffrages	m <sup>2</sup>	2 000	4 600	9 200 000
1.6	Superstructure	m <sup>2</sup>	520	50 000	26 000 000
1.7	Enrochements	m <sup>3</sup>	500	15 600	7 800 000
1.8	Divers	F		2 000 000	2 000 000
1.9	Aménagement des abords	m <sup>2</sup>	4 000	3 000	12 000 000
	TOTAL GENIE-CIVIL				179 000 000
2.	<u>CONDUITES DE REFOULEMENT</u>				
2.1	conduites y compris toutes sujétions	m <sup>l</sup>	1 300	180 000	234 000 000
2.2	Massifs et ouvrages	F		36 000 000	36 000 000
	TOTAL CONDUITES				270 000 000
3.	<u>ROUTE D'ACCES</u>				
3.1	Terrassements, revêtement larg. 6 m	m <sup>l</sup>	600	6 600	3 960 000
3.2	Ouvrages particuliers	F		1 440 000	1 440 000
	TOTAL ROUTE D'ACCES				5 400 000
4.	<u>MATERIEL ELECTRO-MECANIQUE</u>				
4.1	Pompes	u	4	29 000 000	116 000 000
4.2	Moteurs	u	4	65 000 000	260 000 000
4.3	Matériel hydro-mécanique	u	2	35 000 000	70 000 000
4.4	Robinetterie	u	4	40 000 000	160 000 000
4.5	Tuyauteries	u	4	7 500 000	30 000 000
4.6	Matériel électrique	F		4 000 000	4 000 000
4.7	Services auxil. pièces rechange	F		90 000 000	90 000 000
	TOTAL MATERIEL E. M.				730 000 000
	TOTAL GENERAL (imprévus non-compris)			F. CFA	1 184 000 000

## STATIONS DE POMPAGE

RECAPITULATION

		F.CFA
1	Station périmètre pilote Phase I	255 000 000
2	Station principale rive droite	
	2.1 Phase II	1 225 000 000 *
	2.2 Phase III	254 000 000
3	Station auxiliaire (haut service), Phase III	440 000 000
4	Station principale rive gauche	
	4.1 Fondation, Phase II	146 400 000
	4.2 Phase IV	708 000 000 *
	4.3 Phase V	330 000 000

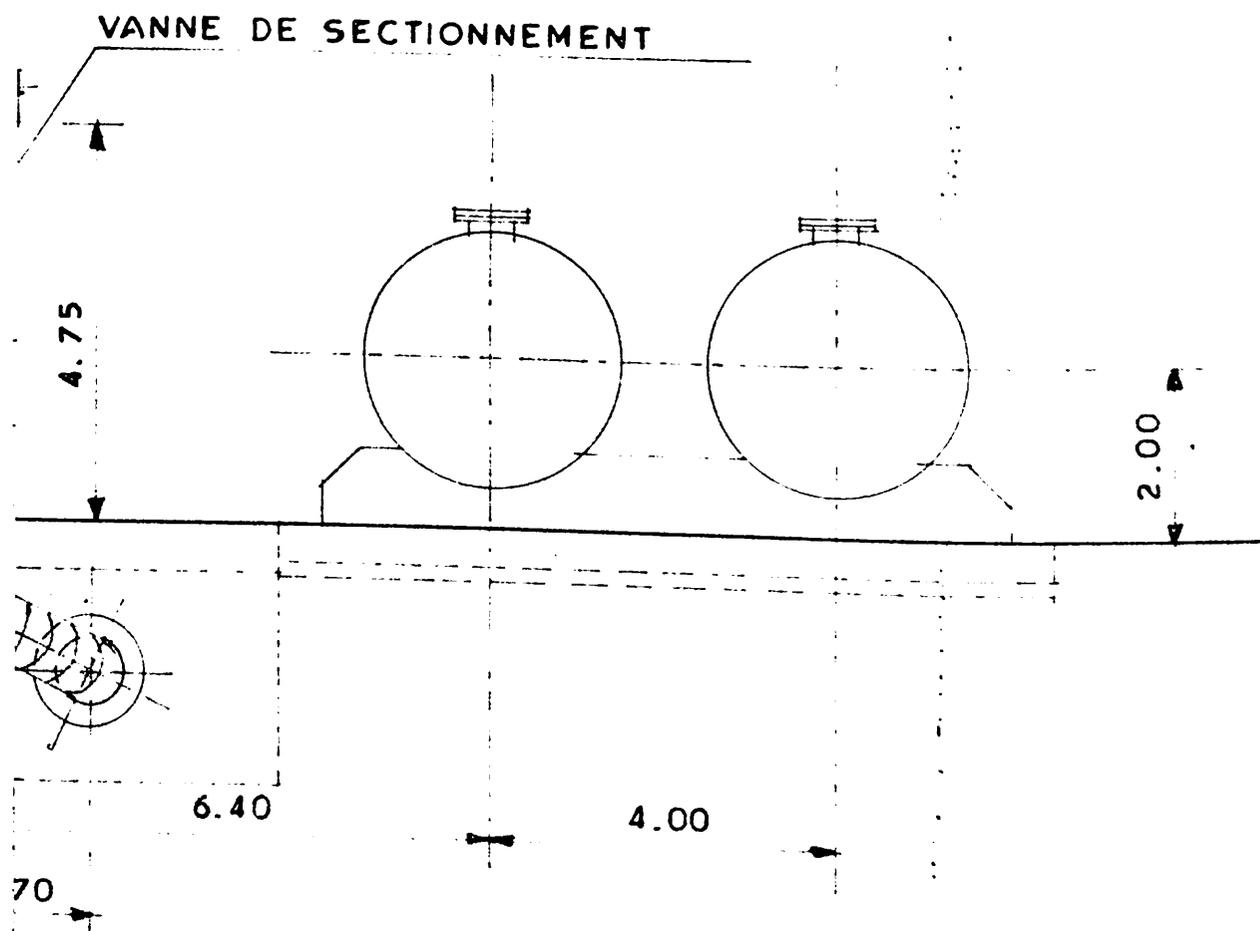
\* Excl. chenaux d'aménée

## FIGURES

## LISTE DES FIGURES

- Figure 10 - 1      PLAN DE SITUATION (VOIR FIGURE 11-2)
- Figure 10 - 2      STATION DE POMPAGE RIVE DROITE,  $3,75 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASE I)
- Figure 10 - 3      STATIONS DE POMPAGE, SITUATION
- Figure 10 - 4      STATION DE POMPAGE RIVE DROITE,  $18,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASES II / III)
- Figure 10 - 5      STATION DE POMPAGE RIVE GAUCHE,  $12 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASES IV / V)
- Figure 10 - 6      STATION DE POMPAGE HAUT SERVICE,  $5,4 \text{ m}^3/\text{s}$  (PHASE III)

AXE CANAL

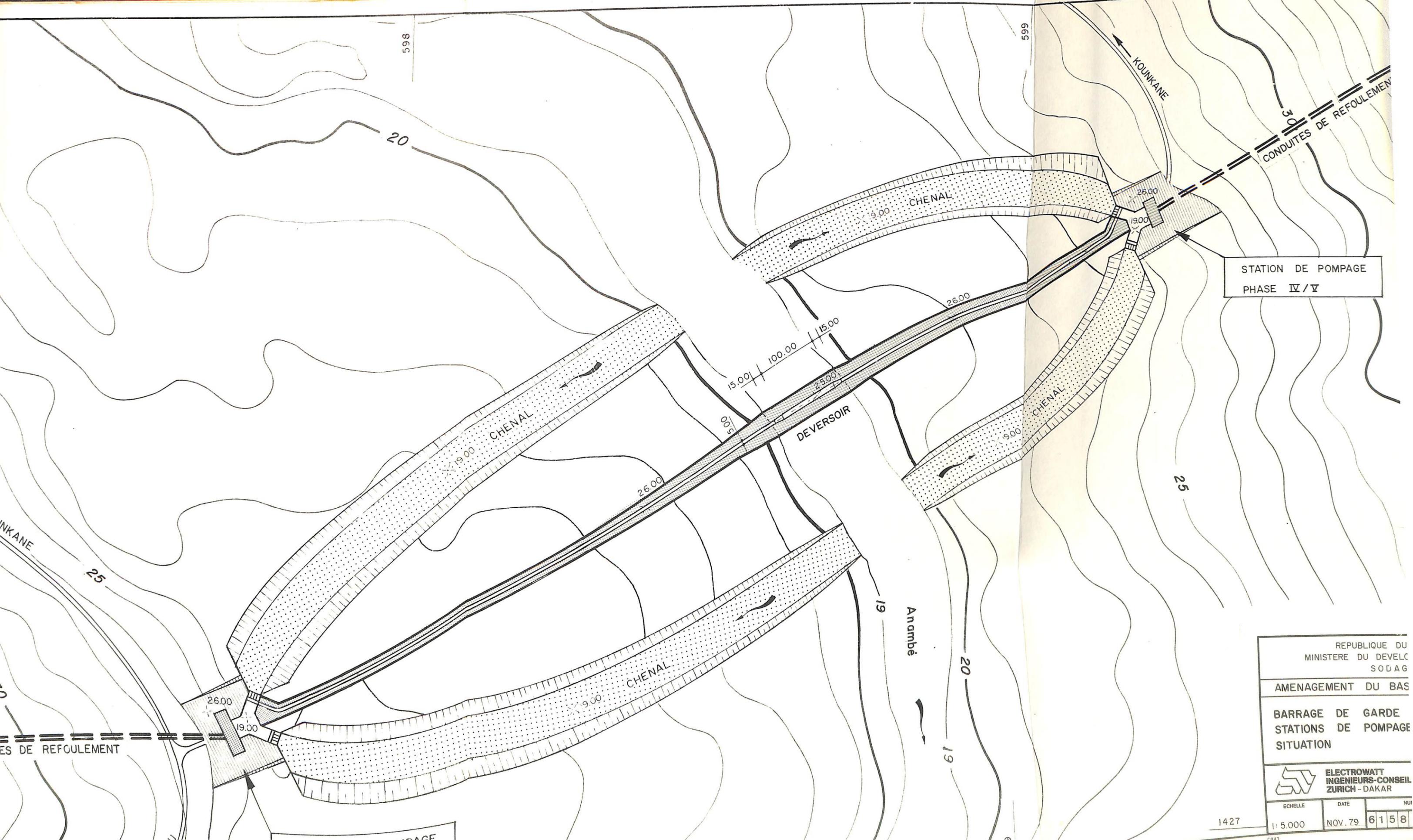


VANNE AUTOMATIQUE

18.25

QPE 1.875 m<sup>3</sup>/s

REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
STATION DE POMPAGE PROVISoire 3,75 m <sup>3</sup> /s ( PHASE I )			
	ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR		DESS MB. MD
			CONT
		VISA	
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEXE
1:100	DEC. 79	6158 - 20900210 - 2	



STATION DE POMPAGE  
PHASE IV/V

REPUBLIQUE DU  
MINISTRE DU DEVELC  
SODAG

AMENAGEMENT DU BAS

BARRAGE DE GARDE  
STATIONS DE POMPAGE  
SITUATION

 ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEIL  
ZURICH - DAKAR

ECHELLE	DATE	NUM
1: 5.000	NOV. 79	6158

1427

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

STATION DE POMPAGE RIVE DROITE  
( PHASES II / III ) 18.5 m<sup>3</sup>/s



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
**ZURICH - DAKAR**

DESS	MC - BD
CONT	
VISA	

ECHELLE

1 : 200

DATE

DEC 79

NUMERO DU PLAN

6 | 1 | 5 | 8 | - | 2 | 1 | 1 | 3 | 8 | 0 | 1 | 0 | - | 4

ANNEXE

SA

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

STATION DE POMPAGE RIVE GAUCHE  
( PHASES IV/V ) 12 m<sup>3</sup>/s



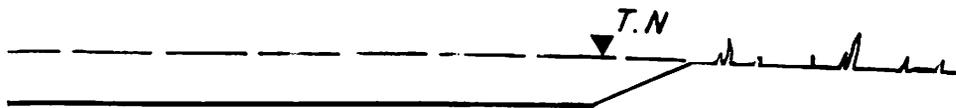
**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
ZURICH - DAKAR

DESS **MC - BD**

CONT  
VISA *RA*

ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN		ANNEXE
1 : 200	DEC. 79	6 1 5 8 -	2 1 1 3 7 9	1 0 - 5

DIESEL



DE SECTIONNEMENT

AUTOMATIQUE

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

STATION DE POMPAGE HAUT SERVICE  
(PHASE III / 5.4 m<sup>3</sup>/s)



**ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR**

DESS **Moussa**

CONT

VISA

**RUB**

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1:100

JAN. 80

6158-209005

10-6

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL  
SODAGRI

# AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

VOLUME V

RAPPORT 11 IRRIGATION ET DRAINAGE



ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR 1980

## TABLE DE MATIERES

		Page
1.	INTRODUCTION	11 - 1
1.1	Généralités	11 - 1
1.2	La zone d'étude	11 - 1
1.3	Objet du présent rapport	11 - 2
2.	IRRIGATION	11 - 3
2.1	Facteurs d'influence	11 - 3
	2.1.1 Généralités	11 - 3
	2.1.2 Topographie	11 - 3
	2.1.3 Climat	11 - 4
	2.1.4 Cultures à irriguer	11 - 5
	2.1.5 Propriétés du sol	11 - 6
	2.1.6 Qualité de l'eau	11 - 8
	2.1.7 Expérience des cultures irriguées	11 - 10
2.2	Eléments de base	11 - 11
	2.2.1 Dose d'arrosage	11 - 11
	2.2.2 Fréquence d'arrosage	11 - 12
	2.2.3 Calendriers d'irrigation	11 - 13
2.3	Conception générale de l'aménagement	11 - 13
	2.3.1 Techniques d'arrosage	11 - 13
	2.3.2 Méthode de distribution	11 - 16
	2.3.3 Mode de régulation et unités opérationnelles	11 - 17
	2.3.4 Les quartiers	11 - 20
	2.3.4.1 Unité type d'irrigation pour culture paysannale	11 - 20
	2.3.4.2 Unité type d'irrigation pour culture mécanisée	11 - 21

## TABLE DE MATIERES

		Page
2.4	Disposition générale des équipements hydro-agricoles	11 - 22
2.4.1	Choix de l'emplacement des périmètres irrigués	11 - 22
2.4.2	Surfaces brutes et nettes	11 - 23
2.4.3	Schéma d'aménagement rive droite	11 - 24
2.4.4	Schéma d'aménagement rive gauche	11 - 26
2.4.5	Programme et phases d'aménagement	11 - 27
2.5	Les ouvrages du réseau d'irrigation	11 - 27
2.5.1	Efficienc e de l'irrigation et pertes dans le réseau	11 - 27
2.5.2	Chenal d'adduction (Kayanga/Anambé)	11 - 28
2.5.3	Stations de pompage	11 - 29
2.5.4	Bassin de compensation	11 - 29
2.5.5	Canaux et ouvrages principaux	11 - 29
2.5.5.1	Optimalisation du tracé	11 - 30
2.5.5.2	Politique de revêtement des canaux	11 - 30
2.5.5.3	Ouvrages	11 - 32
2.5.6	Canaux et ouvrages secondaires et tertiaires	11 - 33
2.5.7	Pistes	11 - 33
2.5.8	Ouvrages auxiliaires	11 - 35
2.5.9	Ouvrages provisoires de la phase 1	11 - 35
2.6	Opérations de manoeuvre du réseau d'irrigation	11 - 37

## TABLE DE MATIERES

	Page
3. DRAINAGE	11 - 39
3.1 Introduction	11 - 39
3.1.1 Fonction du réseau de drainage	11 - 39
3.1.2 Conditions naturelles du drainage de surface	11 - 39
3.1.3 Conditions naturelles du drainage de sous-surface	11 - 41
3.2 Données de base	11 - 42
3.2.1 Pluviométrie	11 - 42
3.2.2 Apports du bassin versant de l'Anambé	11 - 43
3.3 Protection du périmètre contre les eaux extérieures	11 - 44
3.4 Drainage des terres irriguées	11 - 46
3.4.1 Rizières	11 - 46
3.4.2 Terres à polyculture	11 - 47
3.5 Drainage de la zone inondée de la Waïma	11 - 48
3.6 Les ouvrages du réseau de drainage	11 - 52
4. COUTS DE CONSTRUCTION DE L'AMENAGEMENT	11 - 53

## LISTE DES TABLEAUX

11	-	1	DONNEES CLIMATOLOGIQUES
11	-	2	BESOINS EN EAU DES CULTURES
11	-	3	VITESSES D'INFILTRATION, PERMEABILITE ET CAPACITE DE RETENTION UTILE DU SOL
11	-	4	ANALYSE DES EAUX DE LA KAYANGA
11	-	5	DOSE ET FREQUENCE D'ARROSAGE THEORIQUE
11	-	6	FREQUENCES D'ARROSAGE ET HEURES D'IRRIGATION
11	-	7	CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE-SAISON, CULTURE PAYSANNALE
11	-	8	CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE-SAISON, CULTURE MECANISEE
11	-	9	CALENDRIER DE L'IRRIGATION - MARS DE CONTRE-SAISON
11	-	10	PHASES DE DEVELOPPEMENT, SURFACES NETTES A METTRE EN VALEUR
11	-	11	PROGRAMME D'AMENAGEMENT DES ZONES IRRIGUEES
11	-	12	PROGRAMME DE CONSTRUCTION
11	-	13	MODULES D'ARROSAGE
11	-	14	VOLUME DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION PAR HECTARE
11	-	15	BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AU BARRAGE DE NIANDOUBA
11	-	16	BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AUX STATIONS DE POMPAGE
11	-	17	RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE I
11	-	18	RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE II
11	-	19	RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE III
11	-	20	RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE IV
11	-	21	RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE V

## LISTE DES ANNEXES

- 1 CANAUX PRINCIPAUX, SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS
- 2 CANAUX SECONDAIRES, SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS
- 3 PARAMETRES D'EXECUTION DES CANAUX
- 4 DETAIL ESTIMATIF : NOMENCLATURE ET DESCRIPTION DES TRAVAUX
- 5 DETAILS ESTIMATIFS
- 6 BASSIN DE COMPENSATION RIVE GAUCHE, JUSTIFICATION ECONOMIQUE
- 7 CANAUX EN BETON ET EN TERRE, COMPARAISON ECONOMIQUE
- 8 NAPPE PHREATIQUE DU BASSIN DE L'ANAMBE
- 9 EVACUATION DES EAUX EXCEDENTAIRES DU CENTRE DU BASSIN

## LISTE DES FIGURES

- |        |    |   |    |  |
|--------|----|---|----|--|
| Figure | 11 | - | 1  | SITUATION GENERALE (FRONTISPICE)   |
| Figure | 11 | - | 2  | PLAN DE SITUATION  |
| Figure | 11 | - | 3  | PLAN D'AMENAGEMENT RIVE DROITE   |
| Figure | 11 | - | 4  | PLAN D'AMENAGEMENT RIVE GAUCHE   |
| Figure | 11 | - | 5  | UNITE TYPE D'IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS EN CULTURE PAYSANNALE                                   |
| Figure | 11 | - | 6  | UNITE TYPE D'IRRIGATION PAR BASSINS POUR CULTURE MECANISEE   |
| Figure | 11 | - | 7  | EXUTOIRE DE L'ANAMBE, PROFILS EN LONG / EN TRAVERS   |
| Figure | 11 | - | 8  | PROFIL EN LONG DE LA KAYANGA   |
| Figure | 11 | - | 9  | PROFIL EN TRAVERS DE LA KAYANGA  |
| Figure | 11 | - | 10 | CANAUX PRINCIPAUX, RIVE GAUCHE, PROFILS EN LONG  |
| Figure | 11 | - | 11 | CANAUX PRINCIPAUX, RIVE DROITE, PROFILS EN LONG  |
| Figure | 11 | - | 12 | CANAUX PRINCIPAUX ET SECONDAIRES PROFILS TYPES   |
| Figure | 11 | - | 13 | CANAL PRINCIPAL, OUVRAGE DE REGULATION ET DERIVATION DE CANAL SECONDAIRE                                 |
| Figure | 11 | - | 14 | CANAL SECONDAIRE, DEVERSOIR ET PRISE TERTIAIRE TYPE  |
| Figure | 11 | - | 15 | CULTURE PAYSANNALE, IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE (80 l/s)  |
| Figure | 11 | - | 16 | CULTURE PAYSANNALE, IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE (160 l/s) |

## LISTE DES FIGURES

Figure	11 - 17	CULTURE MECANISEE, IRRIGATION PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE
Figure	11 - 18	DRAINAGE DES EAUX HORS-PERIMETRE, DEBIT DES DRAINS PRINCIPAUX
Figure	11 - 19	DRAIN PRINCIPAL, PASSAGE SOUS CANAL
Figure	11 - 20	OUVRAGES AUXILIAIRES, PONT TYPE / PASSERELLE TYPE
Figure	11 - 21	INTENSITE, DUREE ET FREQUENCE DES PLUIES
Figure	11 - 22	INFRASTRUCTURE GENERALE

## 1. INTRODUCTION

---

### 1.1 Généralités

La région de la Casamance est appelée à jouer un rôle de plus en plus important dans les projets gouvernementaux visant à accroître la production céréalière du Sénégal. Si cette région a été choisie de préférence, c'est en grande partie parce qu'elle est caractérisée par une pluviométrie relativement élevée ce qui n'est pas le cas pour la plupart des autres régions du Sénégal. De plus, la Haute-Casamance est particulièrement peu développée, offrant ainsi un plus grand potentiel pour une production agricole accrue.

Dans cette région de la Casamance, le bassin de l'Anambé a depuis longtemps déjà été identifié comme un des sites les plus prometteurs pour le développement à grande échelle de la riziculture en saison humide, développement qui aura pour bases les précipitations naturelles et l'irrigation supplémentaire (GERCA, 1962). Des études plus récentes ont démontré qu'il serait possible de réaliser deux récoltes de riz par année moyennant la réalisation d'un réservoir de stockage des eaux dans la vallée voisine de la Kayanga. Pour ce faire, Electrowatt Ingénieurs-Conseils S.A. a été appelée à approfondir les études existantes et à élaborer le projet d'exécution des ouvrages nécessaires à l'aménagement hydro-agricole du bassin de l'Anambé.

### 1.2 La zone d'étude

La zone d'étude se situe en Haute-Casamance avec son centre se trouvant à environ 13°00' de latitude nord et 14°08' de longitude ouest. L'étude concerne avant tout le développement agricole des terres situées dans le bassin versant de la rivière Anambé. Ce bassin est caractérisé par sa forme quasi-circulaire. Au milieu du bassin les eaux d'écoulement forment un lac peu profond variant fortement en surface selon les apports annuels et saisonniers. Ce lac, appelé localement "la Waïma" alimente la rivière Anambé à écoulement non pérenne, qui rejoint la rivière Kayanga à quelque 10 km au sud de la petite ville de Kounkané et de la nationale Tambacounda - Kolda (voir figure 11-01). La zone étudiée est délimitée au nord par la piste Vélingara-Kandia-Kolda, à l'est et au sud par la route nationale Vélingara - Teyel - Kounkané - Kolda,

et à l'ouest par une ligne avoisinant la cote 55 et passant par les villages de Sare Bourto, Kossanké et Sare Mardi. En outre, la zone d'étude comprend les sites des barrages, les zones qui seront inondées à la suite de la construction de ceux-ci ainsi que les zones sises en aval du point de confluence de l'Anambé et de la Kayanga qui seront affectées par les travaux d'aménagement.

### 1.3 Objet du présent rapport

L'étude en cours comporte plusieurs phases successives dont la première consiste à approfondir les données de base et à développer une solution possible des points de vue technique et économique. Le présent rapport s'inscrit dans le cadre de cette première phase et présente les résultats de l'étude des aménagements hydro-agricoles destinés à assurer d'une part la régulation et la distribution des eaux d'irrigation au moment voulu en quantité appropriée et à l'endroit requis et d'autre part le captage et l'évacuation des eaux excédentaires provenant des pluies et de l'irrigation. Le cadre général et l'échelonnement des travaux d'aménagement prévus ayant été présentés en détail dans le rapport n° 8, ce rapport se limite à la présentation des ouvrages d'irrigation et de drainage proprement dits.

## 2. IRRIGATION

---

### 2.1 Facteurs d'influence

#### 2.1.1 Généralités

La conception et l'étude d'un plan d'aménagement hydro-agricole reposent sur la connaissance et l'analyse de différents facteurs d'influence dont les plus importants sont :

- La topographie
- Le climat
- Les cultures à irriguer
- Les propriétés du sol
- La qualité de l'eau d'irrigation
- L'expérience des agriculteurs en matière d'irrigation

Les différents aspects de ces facteurs sont traités plus en détail dans les paragraphes suivants :

#### 2.1.2 Topographie

La topographie du bassin ne présente pas un aspect très accidenté. Les hauteurs entourant concentriquement les terrasses alluviales et la plaine centrale situées entre 20 et 30 mètres au-dessus du niveau de la mer (niveau IGN) atteignent une altitude ne dépassant guère les 70 m IGN. Les pentes des terrains situés dans les futurs périmètres d'irrigation sont d'environ 0,5 - 1,5 % dans les parties hautes, plus sableuses, souvent déjà cultivées, et de 0,1 - 0,3 % dans les parties basses aptes à la double culture du riz. La topographie ne pose pas de contraintes majeures pour le tracé des canaux et l'aménagement du périmètre. Toutefois, les nombreux marigots descendant radialement vers le centre du bassin et dont le lit est très accentué dans la partie supérieure de leur cours devenant plus ou moins indéfini dans les parties basses du bassin, devront être captés et canalisés à travers les périmètres d'irrigation, impliquant ainsi des ouvrages importants au croisement des canaux primaires. Ces drains étant d'une taille importante,

la subdivision de la zone irriguée en secteurs, doit s'adapter au tracé de ceux-ci afin d'éviter des terrassements trop importants.

### 2.1.3 Climat

Les caractéristiques hydrologiques et climatologiques de la région étudiée sont données en détail dans le rapport n° 2 - Hydrologie et Climatologie. Le tableau 11-1 récapitule les éléments importants qui ressortent des mesures aux stations climatiques de Vélingara, Bassé ou Kolda. Toutefois, il est utile de rappeler ici les éléments affectant le plus l'irrigation :

#### Déficit pluviométrique

Une saison pluvieuse - l'hivernage - de juin à octobre, est suivie de 7 à 8 mois de saison sèche. La pluviométrie annuelle moyenne est de l'ordre de 1040 mm à Vélingara. Pour le calcul des besoins en eau, la pluie utile retenue représente le 70 % de la pluviométrie totale. La pluviométrie considérée a été celle qui est atteinte ou dépassée, 4 années sur 5. L'analyse présentée dans le tableau ci-dessous montre que la pluie utile ne suffit pas pour couvrir l'évapotranspiration potentielle des mois de juin, juillet et octobre. Ainsi, la plupart des années, seul le recours à l'irrigation complémentaire peut assurer le plein rendement des cultures d'hivernage.

	Pluviométrie mensuelle (moyenne arithmétique)	Pluviométrie mensuelle à probabilité 80 %	Pluie utile (1)	Evapotranspiration potentielle ETo	Solde
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Juin	132	78	55	183	- 128
Juillet	218	154	108	152	- 44
Août	314	239	167	112	+ 55
Septembre	276	203	142	105	+ 37
Octobre	90	42	29	136	- 107

(1) 70 % de la pluviométrie à probabilité 80 %

## Température

A Bassé qui est la station météorologique la plus proche de la zone du projet, les températures moyennes journalières varient entre 32,3° et 24,7°. Elles atteignent leur maximum en mai, peu avant le début de l'hivernage et leur minimum en janvier. Les températures basses enregistrées en décembre et janvier ne permettent pas d'envisager les semis de riz (la culture principale prévue dans le projet) de contre-saison avant la période du 25 décembre au 15 janvier sans risque de blocage de la croissance du riz et de prolongation démesurée de son cycle. Semé en janvier, le cycle est de 110 à 120 jours. Pour les autres cultures prévues, le maïs et le sorgho, ces températures minima restent d'une importance négligeable.

## Humidité relative, vent

L'humidité relative atteint son maximum en septembre (80 % à Bassé) et son minimum en janvier (31 % à Bassé). Les vents sont en général modérés, les vitesses observées à Bassé étant de l'ordre de 2 m/s.

### 2.1.4 Cultures à irriguer

Les facteurs et contraintes agronomiques influençant le choix des futures cultures sont discutés en détail dans le rapport n° 6 - Agronomie. La pratique de la double culture est prévue et trois assolements ont été retenus : riz/riz, riz/cultures diverses et cultures diverses/cultures diverses. L'évapotranspiration potentielle a été déterminée en utilisant des mesures effectuées sur bac d'évaporation et des formules empiriques basées sur les données climatologiques (voir rapport 6, annexe 9). Le calcul des besoins en eau des cultures en utilisant l'évapotranspiration potentielle est discuté au chapitre 2.6 du rapport agronomique. Le tableau 11-2 rappelle les résultats obtenus.

Les profondeurs d'enracinement des cultures ont été admises de la façon suivante :

Riz aquatique	60 cm
Maïs, sorgho	110 cm

### 2.1.5 Propriétés du sol

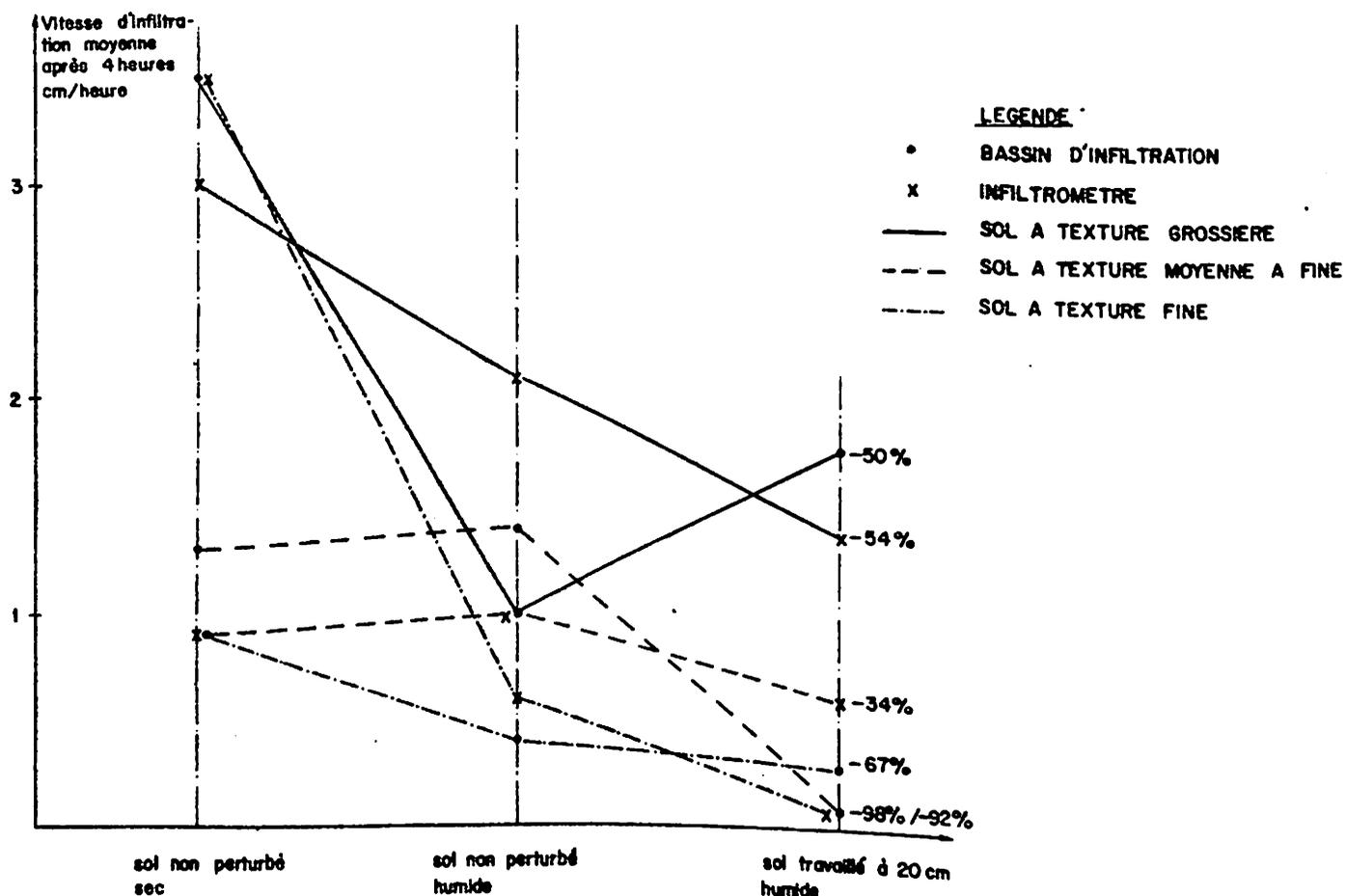
Les caractéristiques du sol qui importent pour l'irrigation sont :

- la vitesse d'infiltration de l'eau dans le sol
- la perméabilité du sous-sol et
- la capacité de rétention en eau utile du sol

Les valeurs de ces facteurs ont été déterminées par des essais sur le terrain et en laboratoire. La gamme des valeurs obtenues est donnée au tableau 11-3.

Une valeur quelconque trouvée lors d'un test correspond toujours à un cas très particulier et ne peut pas dans tous les cas être prise sans précaution comme représentative d'une classe entière de sols. Ces valeurs sont sujettes à des changements aussitôt que les conditions physiques et chimiques auxquelles le sol est soumis changent. Ceci est particulièrement le cas lorsqu'un sol non perturbé est travaillé et cultivé. Pour pouvoir apprécier l'ordre de grandeur d'un tel changement, nous avons entrepris des tests d'infiltration comparatifs sur des sites représentatifs. La figure ci-dessous montre la diminution considérable (qui varie entre 34 - 98 %) après avoir travaillé la terre. Après la mise en culture on peut s'attendre à une réduction encore plus importante surtout dans les rizières.

## REDUCTION DES VITESSES D'INFILTRATION APRES TRAVAIL DE LA TERRE



Pour l'interprétation des essais, il a également fallu tenir compte du fait que tous les tests représentés dans le tableau 11-3 ont été entrepris pendant la saison sèche. A plus forte raison, les résultats obtenus pour les taux d'infiltration et de perméabilité notamment, représentent la limite supérieure des valeurs qu'on trouvera lorsque les sols seront soumis aux effets des pluies d'hivernage et de l'irrigation ; toutes ces raisons nous ont amené à retenir les valeurs suivantes comme étant caractéristiques :

Groupe de sol	Vitesse d'infiltration (cm/h)		Perméabilité (cm/h)		Capacité de rétention utile du sol (vol)
	Après 1 heure	Après 4 heures	horizons drainants	horizon imperméable	
Sols des terrasses inférieures	0,5	0,3	0,3	±0	14
Sols des terrasses supérieures					
- peu perméables	1,5	0,3	0,3	±0	14
- moyennement perméables	1,5	0,3	0,3	(1)	12
Sols des plateaux	8	5	2	1,3	12

(1) Aucun horizon imperméable n'a été trouvé sur la profondeur analysée (350 cm)

### 2.1.6 Qualité de l'eau

L'information sur la qualité de l'eau qui sera utilisée pour l'irrigation est importante afin de pouvoir juger des effets de celle-ci, notamment sur la salinité et les propriétés physiques du sol et sur la croissance des plantes. Des prélèvements d'échantillon d'eau ont été effectués à plusieurs reprises sur la Kayanga. Les analyses représentées au tableau 11-4 ont donné les valeurs moyennes suivantes :

Conductivité électrique CE x 10 <sup>6</sup>		μmho/cm	< 50
Résidu sec		mg/l	64,1
Matière en suspension		mg/l	13,1
pH			6,4
Calcium	Ca <sup>++</sup>	méq/l	0,25
Magnésium	Mg <sup>++</sup>	"	0,12
Sodium	Na <sup>+</sup>	"	0,05
Potassium	K <sup>+</sup>	"	0,02
Carbonate	CO <sub>3</sub> <sup>--</sup>	"	0
Bicarbonate	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	"	0,32
Sulfate	SO <sub>4</sub> <sup>--</sup>	"	0,03
Chlorure	Cl <sup>-</sup>	"	0,08

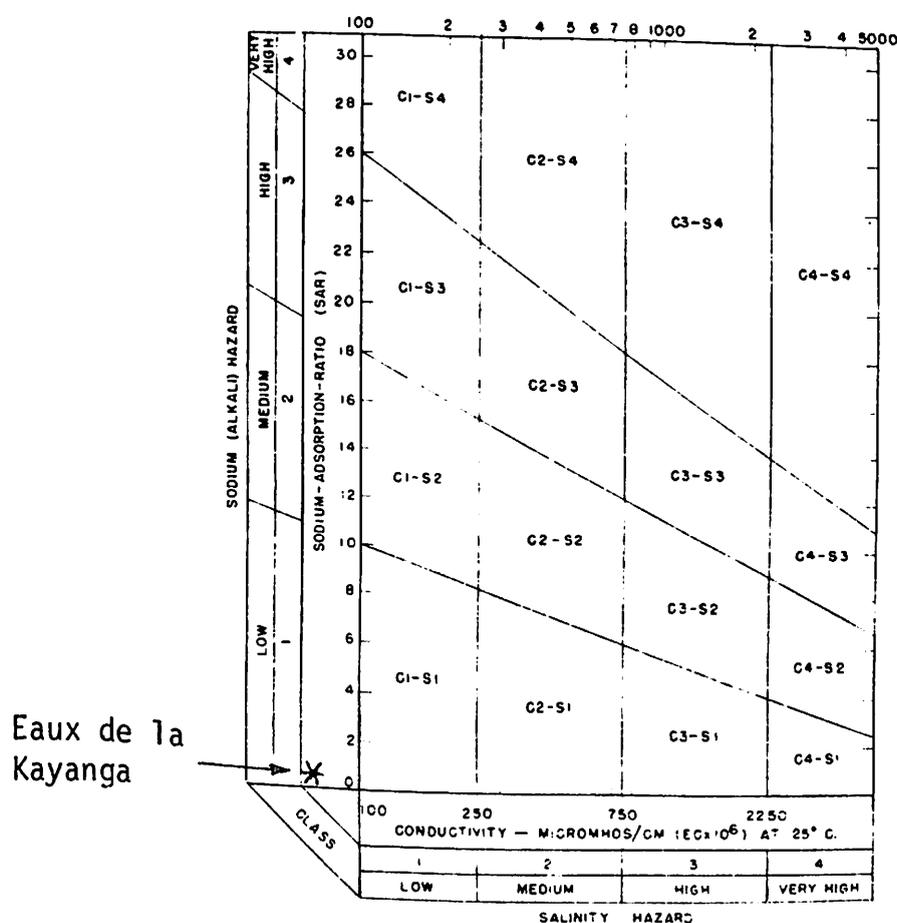
Les conductivités électriques mesurées n'ont, en aucun cas, dépassé la valeur de 50  $\mu\text{mhos/cm}$ , ce qui correspond à une concentration totale des solides dissous de moins de 32 ppm. Les trois autres critères normalement utilisés pour la classification de l'eau, la proportion d'adsorption de sodium SAR (sodium adsorption ratio), le pourcentage de sodium échangeable ESP (exchangeable-sodium-percentage) et le carbonate de sodium résiduaire RSC (residual sodium carbonate) montrent les valeurs suivantes :

$$\text{SAR} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{\frac{\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++}}{2}}} = 0,12$$

$$\text{ESP} = \frac{\text{Na}^+}{\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++} + \text{K}^+ + \text{Na}^+} \times 100 = 11,4 \%$$

$$\text{RSC} = (\text{CO}_3^{--} + \text{HCO}_3^-) - (\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++}) = \text{négatif}$$

Le US Salinity Laboratory utilise le diagramme suivant pour la classification des eaux d'irrigation :



Les résultats des analyses des eaux de la Kayanga montrent que celles-ci sont d'une qualité supérieure à celles définies dans la classe  $C_1 - S_1$  qui sont qualifiées comme suit:

$C_1 - S_1$  : Eau peu salée à faible concentration de sodium. Elle convient à l'irrigation de la majorité des cultures sur la plupart des sols avec une faible probabilité que des problèmes de sels ou sodium se développeront. Un certain lessivage du sol est nécessaire, mais ceci se produit avec les pratiques normales d'irrigation sauf pour les sols à perméabilité extrêmement faible.

Nous pouvons par conséquent admettre que l'eau est d'une qualité excellente et qu'elle ne présente aucun danger autant pour la salinisation des sols que pour la croissance des plantes.

#### 2.1.7 Expérience des cultures irriguées

L'expérience des paysans de la région en culture irriguée est petite. Elle se limite à la pratique d'une culture de riz de submersion dans de petites dépressions situées généralement dans la partie basse des marigots là où ils s'épandent sur les terrasses supérieures. Le contrôle de l'eau se fait uniquement au moyen de petites diguettes et le succès dépend des pluies et souvent de l'état et de la situation de la nappe phréatique locale saisonnière.

Le manque d'expérience des paysans se reflètera sur la pratique de l'irrigation tout au moins pendant les premières années. Pendant la première phase le système d'exploitation et de distribution des eaux devra de préférence être d'un type rigide et centralisé afin d'éviter la sur-irrigation des cultures et les pertes d'eau inutiles. A long terme, ce système devrait pouvoir être assoupli en faveur d'une plus grande autonomie et d'unités plus flexibles ayant à la fois la responsabilité et la charge de la distribution de l'eau, ceci toutefois dans les limites du système et des directives de l'organisation centrale (voir aussi paragraphe 2.3.3).

## 2.2 Eléments de base

### 2.2.1 Dose d'arrosage

Un des éléments de base pour le dimensionnement d'un réseau d'irrigation est la dose d'arrosage "D" qui doit être appliquée aux terrains à irriguer. Celle-ci dépend d'une part du sol en tant que réservoir naturel dont il faut connaître la capacité, et, d'autre part, des possibilités d'extraction des plantes. Afin d'éviter le gaspillage de l'eau et l'asphyxie des plantes la dose ne doit pas dépasser la valeur donnée par la formule suivante :

$$D = \frac{h \cdot CV \cdot E \cdot 10^{-4}}{1}$$

Dose	=	dose d'arrosage (en mm)
h	=	profondeur d'enracinement de la culture considérée (en mm)
CV	=	capacité de rétention utile du sol (% volume)
E	:	épuisement admissible de CV (%)

Le facteur E est introduit pour tenir compte du fait que le sol ne se dessèche pas uniformément sur toute la profondeur du système racinaire. Ceci provient de l'évaporation directe de l'eau à la surface du sol ainsi que de la densité et l'activité plus prononcées des racines dans les premières couches de la terre arable. Ainsi l'humidité moyenne du sol sur la profondeur considérée peut être encore notable tandis que le point de flétrissement est atteint en surface. La plante n'aura donc plus la possibilité de transpirer la quantité optimale d'eau et sera obligée de la restreindre ce qui n'amènera pas nécessairement la perte de la plante, mais ne permettra pas d'atteindre la production maximale. Afin d'assurer une haute production, nous avons choisi un taux d'épuisement admissible de 66 %. Les doses d'arrosages ainsi calculées sont présentées au tableau 11-5.

### 2.2.2 Fréquence d'arrosage

Après avoir déterminé la dose maximale d'arrosage on fixera l'espacement des arrosages qu'il y aura lieu de donner au cours du cycle végétatif pour satisfaire les besoins des plantes.

Cette fréquence d'arrosage dépend théoriquement de la dose maximale à administrer et des besoins de la plante. Pour le choix final il s'agit cependant de prendre en considération les facteurs pratiques suivants :

- le débit d'eau délivré à la parcelle (le "module" ou la "main d'eau") doit être maniable
- l'irrigation étant une opération de contrôle de l'épandage de l'eau, elle se fera de préférence à la lumière du jour
- la surface de la ferme type a été fixée à 2,5 ha, cette surface correspondant aux terres cultivables par les ressources physiques d'une famille. La quantité d'eau totale à administrer par ferme et par irrigation croît avec l'intervalle entre deux irrigations et, pour un module fixé, les heures d'irrigation augmentent en conséquence
- toute restriction excessive des heures d'irrigation provoque une pointe plus accrue et demande un réseau à débit plus élevé, donc plus cher.

Le tableau 11-6 montre différentes possibilités découlant de la variation du débit délivré à la parcelle et l'influence sur les heures d'irrigation notamment. Les chiffres de ce tableau sont valables pour la période à laquelle la plante a ses plus grands besoins en eau. Ces besoins variant selon le stade de croissance il faudra adapter soit les espacements entre les arrosages soit la dose à appliquer. Afin de répondre au mieux aux exigences diverses et de simplifier la gestion du périmètre et l'application de l'irrigation par les paysans, nous avons choisi de garder une fréquence d'arrosage unique et fixe de 7 jours pour l'ensemble du périmètre, les différents besoins étant satisfaits au mieux par la variation des doses totales appliquées. Le choix des modules de distribution a été

conditionné par les cultures de contre-saison. Ils ont été fixés à 40 l/s pour le riz et à 30 l/s pour les cultures diverses.

Notons ici, qu'il est toutefois possible de déverser la totalité du volume d'eau d'irrigation attribué à un tour d'arrosage sur une moitié de la surface cultivée seulement et de faire la même chose pour la deuxième moitié lors du tour suivant. Ainsi la fréquence d'arrosage est ramenée à 14 jours et la hauteur d'eau appliquée est doublée. Ceci pourrait être notamment intéressant pour les cultures de maïs et sorgho au début et à la fin du cycle végétatif, quand des doses normales appliquées à fréquence de 7 jours seraient trop petites (voir tableau 11-9).

### 2.2.3 Calendriers d'irrigation.

Les calendriers d'irrigation découlant des éléments fixés ci-dessus sont présentés aux tableaux 11-7 , 11-8 et 11-9. Ces calendriers se rapportent aux cultures de contre-saison. Pendant l'hivernage, l'irrigation se limitera à une pré-irrigation afin de restaurer les réserves en eau du sol et permettre les opérations de labour et semis et à des irrigations d'appoint, apports qui n'interviendront qu'après quelques jours de sécheresse. La dose d'arrosage prévue dans ce cas par ferme de 2,5 ha (module de 40 l/s) sera de 50 mm correspondant à une durée d'arrosage de 9 heures pour les cultures de riz et 11 h 1/2 pour les cultures diverses (module de 30 l/s). En irrigant une ferme de jour et une de nuit par unité de rotation de 7 fermes, l'irrigation d'appoint sera terminée après 3 jours et demi. Si l'on choisit d'irriguer une seule ferme par jour, le délai pour irriguer tout le périmètre sera doublé.

## 2.3 Conception générale de l'aménagement

### 2.3.1 Techniques d'arrosage.

L'application de la dose d'arrosage doit se faire par une technique appropriée qui tient compte à la fois des nécessités culturales, des conditions topographiques, des caractéristiques des sols, de la facilité d'exploitation, de la main d'oeuvre disponible, des coûts d'aménagement et des frais d'exploitation.

Pour le projet d'aménagement du bassin de l'Anambé, deux techniques différentes ont été retenues.

### Irrigation par submersion

La technique d'irrigation par submersion consiste à déverser l'eau dans des compartiments délimités par des diguettes, chacun d'eux constituant un bassin de submersion. La surface du bassin doit être telle que le débit est supérieur à celui qui peut être absorbé immédiatement par le sol. Ainsi l'eau s'accumule et dort, en principe, pendant la durée d'infiltration qui dépend de la perméabilité du sol ou des conditions hydriques (nappe phréatique). Elle représente l'une des techniques les plus simples et demandant peu de main-d'oeuvre à condition que les sols soient appropriés et les bassins bien aménagés. L'organisation responsable ayant la charge de livrer l'eau selon le calendrier d'irrigation à l'entrée de sa parcelle, l'exploitant n'a que la mission de remplir successivement les différents bassins de son exploitation soit au moyen d'un système de petits canaux, soit en faisant couler l'eau d'un bassin à l'autre.

L'irrigation par submersion sera pratiquée pour les assolements riz/riz et riz/cultures diverses.

L'assolement riz/riz sera pratiqué sur les sols des terrasses inférieures et partiellement sur ceux des terrasses supérieures où l'on trouve des sols à texture fine et à faible perméabilité, aptes à la double culture de riz aquatique.

Une autre partie des terrasses supérieures est caractérisée par des sols moyennement perméables. A elles seules, ces terres ne seraient pas aptes à la culture de riz submergée, mais sous l'influence de la nappe phréatique qui monte pendant l'hivernage, la culture du riz est possible pendant cette saison. Le phénomène se verra encore beaucoup plus prononcé après l'achèvement de l'aménagement. En effet, on peut s'attendre à un

abaissement moins grand de la nappe phréatique pendant la saison sèche dû aux apports constants d'eau d'irrigation. Toutefois, sur certaines terres, l'abaissement sera tel que le riz submergé sera exclu en contre-saison. Il faudra envisager d'y planter d'autres cultures comme le maïs par exemple.

### Irrigation à la raie

La technique de l'irrigation à la raie consiste à répartir la main d'eau livrée dans un système de rigoles (ou raies) où elle y coule et s'infiltrer humidifiant ainsi le sol. La main d'oeuvre requise est généralement plus élevée que pour les autres techniques. De plus, l'ajustement des débits d'écoulement demande une habileté considérable de la part de l'irriguant. En effet, après l'application d'un débit initial aussi important que possible, mais non érosif, qui permet de remplir rapidement la raie, ce débit doit être réduit au débit d'entretien de manière à correspondre à l'infiltration le long de la raie. Par contre, cette technique est très bien adaptée aux exigences des cultures en raie comme le maïs et le sorgho.

L'érosion du sol est l'un des dangers les plus grands en utilisant l'irrigation à la raie. Elle ne dépend pas seulement des propriétés physiques du sol mais aussi des intensités des pluies et de la pente du terrain. Plus la pente augmente, plus le débit dans la raie doit être réduit. Ceci est illustré par les débits maximums admissibles que préconise la FAO :

Pente du terrain	Débit maximum
0,5 %	1,2 l/s
1,0 %	0,6 l/s
2,0 %	0,3 l/s

L'irrigation à la raie sera pratiquée sur les terres des plateaux, cultivées en assolement divers/divers. La plupart de ces terres ont des

pentres entre 0,2 et 1,5 %, pentres favorables à cette technique d'arrosage. Il ne sera pas nécessaire de procéder à de grands travaux de terrassement et seul le planage des surfaces s'impose. Les raies disposées dans le sens de la plus grande pente, recevront l'eau à l'aide de siphons mobiles d'arrosage à partir de la rigole de répartition. Leur longueur sera de 100 m. La profondeur et la largeur humectée dépendent du profil des rigoles, de leurs espacements et de la nature du sol. Les sillons auront de préférence le fond plat afin d'augmenter le périmètre mouillé et l'uniformité d'humidification le long de la raie. En effet, le débit diminuant tout au long du parcours de l'eau, la surface d'infiltration pour une raie en V diminue beaucoup plus vite que pour un sillon à fond plat. Ceci provoque une mauvaise répartition de l'eau et, si l'on veut assurer les besoins en eau des plantes également sur la partie inférieure de la raie, des pertes plus grandes par percolation dans la partie supérieure.

### 2.3.2 Méthode de distribution

La distribution de l'eau d'irrigation au niveau de la parcelle peut se faire de trois manières :

- distribution à la demande
- distribution continue
- distribution par rotation

La méthode la meilleure techniquement et la plus flexible est certainement la distribution à la demande. La décision "où", "quand" et "quelle quantité" d'eau doit être livrée à la plante, se fait au niveau de l'irriguant. Ceci permet de satisfaire au mieux les besoins changeants des cultures et de tenir compte des pluies souvent très locales. Mais cette méthode demande de l'agriculteur non seulement une profonde connaissance agro-culturale mais aussi agronomique. Cette méthode n'est donc pas appropriée pour un périmètre où les agriculteurs n'ont pas d'expérience des cultures irriguées et où l'eau est rare.

Dans un système à distribution continue deux cas peuvent être distingués :

- La distribution est continue à tous les niveaux. Le consommateur reçoit la dose d'eau d'une façon continue pendant toute la saison culturale . Ceci implique ou le stockage de l'eau au niveau du consommateur ou l'irrigation jour et nuit. De plus, ce système n'est possible que si la propriété est importante faute de quoi le débit à manipuler serait trop petit (p.ex. 3,4 l/s 24 h sur 24 en période de pointe pour une ferme de 2 ha de riz ).
- Le débit est continu au niveau des canaux principaux uniquement. Le consommateur dispose de l'eau quand il en a besoin mais toutefois dans les limites de sa prise. Ceci n'est possible que pour un système associé à un fleuve par exemple et où l'eau est abondante et gratuite.

Ceci dit, la distribution par rotation s'impose pour le projet de l'Anambé. La distribution se fera par rotation sur le canal tertiaire. Le module de distribution sera constant pendant toute la saison culturale. La variation des doses nécessaires pour couvrir les besoins variables des plantes se fera uniquement par l'adaptation du temps pendant lequel la parcelle recevra l'eau. Ceci présente l'avantage d'être plus facilement réalisable que la variation du module de distribution et le paysan se familiarisera très rapidement avec la technique nécessaire au maniement d'un seul et unique débit.

### 2.3.3 Mode de régulation et unités opérationnelles

Dans un système où l'eau n'est pas illimitée mais un élément rare et précieux, la distribution d'eau d'irrigation s'efforcera de suivre au mieux les besoins variables des cultures afin d'éviter le gaspillage de l'eau. Ceci a pour conséquence des variations considérables des volumes et débits véhiculés par les canaux du réseau au cours des jours et des saisons. Les canaux ayant une section fixe, ce régime variable entraînerait une fluctuation continue du plan d'eau à moins que des ouvrages spéciaux de régulation soient prévus. A notre avis ces ouvrages sont indispensables pour les raisons suivantes :

- le débit des prises sur les canaux est fonction de la hauteur de charge. L'abaissement du plan d'eau au-dessous de certaines limites amène une réduction, voir la suppression du débit dérivé.
- la variation du plan d'eau peut privilégier certains secteurs dont le débit livré n'est pas, ou moins, influencé par un plan d'eau bas (cas d'une prise-orifice au fond d'un canal par exemple) au détriment d'autres.

On distingue deux modes différents de régulation :

- la régulation par l'amont
- la régulation par l'aval

Un canal ou une section de canal est dit en commande par l'amont si le régime du canal ou de la section considérée est réglé par des manoeuvres d'un ou plusieurs ouvrages de régulation situés à l'amont. Par analogie, la section est dite en commande par l'aval si le régime est réglé par des manoeuvres à l'aval de la section.

Ici il y a lieu d'introduire la notion de ce que nous appelons "l'unité opérationnelle".

Nous définirons par unité opérationnelle l'unité, ou le système, à l'intérieur duquel une certaine décision peut être prise et exécutée d'une façon indépendante et n'étant pas liée à la décision d'un échelon supérieur. Dans un réseau d'irrigation ce système indépendant peut s'arrêter à des niveaux très différents :

- au niveau d'une organisation centrale gérant un périmètre,
- au niveau d'un groupement d'agriculteurs,
- au niveau de l'agriculteur

La notion d'unité opérationnelle est étroitement liée au mode de régulation du système de distribution de l'eau. En fait, l'entrée de l'adduction d'eau dans le périmètre de l'unité opérationnelle doit nécessairement

coïncider avec un endroit en commande par l'aval, faute de quoi la décision prise par celle-ci ( qui est ici la dose d'eau à distribuer au périmètre) ne pourrait pas être transformée en action indépendante (l'ouverture ou la fermeture de la prise ou du module). En aval de cet endroit, la commande peut être par l'amont puisqu'il s'agit seulement de répartir la dose fixée selon les surfaces.

Comme nous l'avons déjà dit, l'aménagement hydro-agricole de l'Anambé est un aménagement nouveau, implanté dans une région où les paysans n'ont pas encore l'habitude de la culture irriguée. Un effort intense de vulgarisation des techniques d'irrigation et des connaissances agronomiques sera nécessaire pendant une longue période afin de tirer un profit maximal de l'aménagement. Il n'est donc pas question de fixer l'unité opérationnelle à un niveau trop bas tout au moins pas au début du projet.

Le réseau d'irrigation a été conçu de manière à garder une certaine flexibilité dans ce domaine afin de satisfaire aux conditions et exigences qui changeront au cours du temps. Les canaux principaux et branches dérivées sont en commande par l'aval. Ils fonctionnent ainsi d'une manière automatique selon la demande créée par le débit et le temps d'arrosage qui sont fixés au niveau du canal secondaire, lui-même étant en commande par l'amont. L'unité opérationnelle est donc le système desservi par un canal secondaire. La surface correspondante est - sauf exception, - de 300 - 400 ha pour les cultures mécanisées et 80 - 250 ha pour les cultures paysannes . Les surfaces de ces dernières correspondent dans l'ordre de grandeur aux aménagements intermédiaires de la SAED, type d'aménagement auquel la SAED donne le plus de chance de succès.

Toutefois il n'est pas recommandé de fixer les unités opérationnelles à ce niveau dès le début du développement. Il sera prudent de laisser pendant les premières années la gestion du périmètre dans les mains d'un organisme central compétent. Après cette période de transition, les responsabilités et obligations pourront être déléguées aux unités opérationnelles. Ces unités pourront être une coopérative, un groupement de village, etc... conseillés par un expert agricole et formant ainsi une unité plus flexible et plus efficace.

### 2.3.4 Les quartiers

Chaque unité opérationnelle est desservie par un canal secondaire qui alimente à son tour des canaux tertiaires. Du fait que c'est sur le canal tertiaire que se fera la rotation, il véhiculera toujours un débit égal à un ou à plusieurs modules selon le nombre de fermes ou parcelles qu'il alimente. L'intervalle entre deux arrosages d'une même parcelle étant de 7 jours, il est évident qu'il faudra un module pour un nombre de parcelles égal ou inférieur à 7, deux modules pour 8 - 14 parcelles, etc... Ce débit sera régulé à l'aide d'un ouvrage de prise équipé d'un appareil type "module à masque".

L'unité d'irrigation formée par l'ensemble des parcelles alimentées par un canal tertiaire est appelée quartier. Les figures 11-5 et 11-6 montrent les unités types qui ont été retenues pour les cultures paysannes et mécanisées.

Les dimensions des unités paysannes sont indépendantes des cultures. La différence se trouve au niveau de l'aménagement interne de la parcelle. Pour les parcelles en assolement divers-divers, seul le planage gardant la pente naturelle du terrain est prévu. En revanche, les bassins en assolement riz-riz et riz-divers seront nivelés. Le nivellement se fera à l'aide des engins lourds dans toutes les zones où la pente dépasse 0,5 %. Le nivellement des zones à pente inférieure pourra se faire par les agriculteurs eux-mêmes, le volume à déplacer ne dépassant pas 200 m<sup>3</sup> par ha.

#### 2.3.4.1 Unité type d'irrigation pour culture paysannale (figure 11-5)

Selon les exigences et possibilités de la topographie, la distribution se fait de part et d'autre du canal tertiaire ou d'un seul côté. L'ouvrage de distribution est du type "tout ou rien" associé à un partiteur dans le cas d'une distribution double ou d'un quartier comprenant plus de 7 parcelles. Chaque ferme de 2,5 ha est munie d'un ouvrage indépendant. La prise déverse le débit égal au module dans le canal arroseur (ou rigole de distribution) qui suit la limite supérieure de la parcelle.

Dans le cas des cultures irriguées à la raie (assolement divers-divers), la distribution de l'eau dans les différentes raies se fait à l'aide de siphons mobiles en plastique. Les raies d'une longueur de 100 m sont disposées parallèlement au canal tertiaire et perpendiculairement au canal arroseur dans le sens de la plus grande pente du terrain. Une exception doit être faite dans les cas où la pente excéderait 2 %, cas rare ou même non existant dans le périmètre de l'Anambé.

Dans le cas des cultures irriguées par bassins, l'agriculteur aura intérêt à ne pas subdiviser son débit en trop petites unités, mais plutôt à faire couler successivement un grand débit dans les différents bassins tout en prenant garde de ce que le temps d'arrosage corresponde à la hauteur d'eau à appliquer. Ceci permet de compenser les irrégularités dans le nivellement du terrain et la variation dans la structure du sol. La distribution à partir du canal arroseur se fait à l'aide d'entailles réalisées à la main selon les besoins ou par des conduites placées dans les cavaliers et fermées après l'irrigation par un bouchon de terre.

Les eaux excédentaires d'irrigation ou de pluies sont collectées par un fossé collecteur qui se déverse dans le drain tertiaire parallèle au canal tertiaire, mais situé à l'extrémité opposée de la parcelle. Une piste d'exploitation longe ce drain. Cette piste comporte une couche de roulement en latérite permettant l'accès à la parcelle en toute saison. Chaque parcelle est munie d'une entrée indépendante à laquelle peut être associée une place de battage.

#### 2.3.4.2 Unité type d'irrigation pour culture mécanisée (figure 11-6)

Les zones prévues en culture mécanisée sont situées dans les bas-fonds à faible pente. Contrairement aux unités paysannes, les canaux tertiaires ne suivent pas la plus grande pente du terrain mais sont légèrement inclinés par rapport aux courbes de niveau. Cette disposition a été choisie pour permettre la culture des terres dans le sens longitudinal des parcelles, culture qui de ce fait ne sera pas gênée par des dénivellations fréquentes. Les parcelles ont une surface nette de 37,5 ha et correspondent à un quartier desservi par un canal tertiaire. Ce canal reçoit un débit de 80 l/s (2 modules), destiné à irriguer à la fois 2 des 14 sous-parcelles d'environ 2,5 ha chacune. La division en deux modules et la déviation

de l'eau vers les sous-parcelles se fait à l'aide des ouvrages de partition - distribution (prise partiteur) répartis au nombre de 7 sur le canal tertiaire. Chaque prise débite 40 l/s, dessert 2 sous-parcelles de 2,5 ha et fonctionne 2 jours de suite. Cette disposition permet au besoin, et sans difficultés, la transformation en culture paysannale en confiant l'exploitation d'une sous-parcelle à un petit paysan.

L'entrée dans la parcelle mécanisée se fait de part et d'autre par des pistes longeant les petits côtés. En cas de transformation en culture paysannale, une piste supplémentaire traversant la parcelle dans l'axe médian est ajoutée, donnant ainsi un accès indépendant à chaque sous-parcelle.

## 2.4 Disposition générale des équipements hydro-agricoles

### 2.4.1 Choix de l'emplacement des périmètres irrigués (figure 11-2)

L'étendue et l'emplacement des périmètres irrigués sont fondés sur des études sectorielles (hydrologie, rapport 2 - pédologie, rapport 4) et sur des études de planification (rapport 8). De nombreux facteurs ont été considérés, en particulier le problème de l'eau disponible, avant de fixer à 16 265 ha la superficie optimale de la zone à irriguer, soit 7 490 hectares sur la rive droite et 8 775 ha sur la rive gauche. La répartition de ces terres, telle qu'elle apparaît à la figure 11-2 est dictée par les raisons principales suivantes :

- les terres les plus basses, inférieures à la cote 22,00 IGN, sont nécessaires pour l'emmagasiner saisonnier des écoulements provenant des terres avoisinantes (cf. paragraphe 3.1.2), et sont utilisées comme pâturages saisonniers ; leur inclusion dans le projet d'irrigation supposerait la mise en place d'un matériel de pompage supplémentaire très coûteux.
- les terres, plus hautes, des plateaux et des pentes colluviales qui descendent vers les terrasses supérieures ne conviennent pas à la culture du riz, qui constituera la principale céréale dans l'assolement prévu. De plus, les sols de ces terres sont souvent trop perméables pour permettre la culture irriguée même d'autres céréales.

- les coûts de pompage constituent une part importante des coûts d'investissement et de fonctionnement. Aussi, étant donné que l'approvisionnement en énergie devient de plus en plus incertain et cher et que celui-ci grève fortement les avoirs en devises étrangères, il faut tout mettre en oeuvre afin de minimiser ces coûts de pompage.

Les raisons que nous venons d'évoquer nous ont amené à choisir les futurs périmètres irrigués dans deux bandes de terres s'étendant de part et d'autre de la rivière Anambé et se situant entre les cotes 22,0 et 36,0 IGN. Par endroits, la présence de marigots, de sols plus légers, de terres plus élevées et hors de commande du réseau d'irrigation, ainsi que la présence de la forêt classée de l'Anambé, ont influencé le schéma d'aménagement.

Le schéma général de mise en valeur prévoit le captage et le stockage des eaux de la Kayanga au moyen d'un barrage-réservoir. L'adduction de l'eau à la tête du périmètre se fait en utilisant les lits naturels de la Kayanga et de l'Anambé et des ouvrages de contrôle du plan d'eau (barrage-déversoir) et des ouvrages de relèvement de l'eau (station de pompage). Les paragraphes suivants décrivent le système de distribution des eaux dans la zone d'irrigation proprement dite. Cette distribution se fera à l'aide de deux réseaux indépendants, alimentés chacun par une station de pompage et desservant respectivement les rives droites et gauches (voir figure 11-2).

Les annexes 1 et 2 donnent les listes complètes des canaux principaux et secondaires, les surfaces irriguées ainsi que les débits et longueurs par bief ou canal.

#### 2.4.2 Surfaces brutes et nettes

Les surfaces brutes des périmètres irrigués ont été planimétrées sur la base de la carte 1 : 25 000 (figures 11-03 et 11-04). Le taux de conversion des surfaces brutes en surfaces nettes a été calculé

sur la base des dispositions données dans les figures 11-05 et 11-06.  
Les facteurs de réduction suivants ont été obtenus :

	Fermes paysannes	Fermes mécanisées
Réseau tertiaire (canaux de distribution, canaux, drains et pistes tertiaires, etc.)	9,5 %	5 %
Réseau secondaire (canaux, drains et pistes secondaires)	3 %	2,5 %
Terre qui s'avèrera inapte à l'irrigation au cours des études postérieures	2,5 %	2,5 %
TOTAL	15 %	10 %

#### 2.4.3 Schéma d'aménagement rive droite (figures 11-03 et 11-11)

Le canal P-1 desservant les zones irriguées de la rive droite a son origine à l'ouvrage de restitution de la station de pompage rive droite aux coordonnées approximatives 597, 200 / 1427, 250. (Plan d'eau à 32,60 m IGN à Q. max.). Son débit initial est de 18,5 m<sup>3</sup>/s permettant d'irriguer - y compris les terres desservies par le canal P-2 - un total de 7 490 ha net, dont 6 000 ha en assolement riz-riz, 1040 ha en riz-divers et 450 ha en divers-divers.

Le premier bief du canal contient un volume destiné à la régulation de la station de pompage, volume qui s'ajoute au volume donné par le débit maximal à véhiculer et la longueur du bief. Une autre solution prévoyant un bassin de régulation a été rejetée pour des raisons économiques. En effet, par manque d'emplacement plus favorable, le bassin aurait dû être construit dans le vallon situé à l'ouest/sud-ouest de la station de pompage. Cela aurait entraîné un prolongement considérable des conduites de refoulement et la construction d'une tour d'équilibre associée à la prise du canal principal. Cette solution s'étant révélée plus coûteuse, elle n'a pas été retenue.

A 900 mètres de son départ, au point kilométrique (PK) 0,9, le canal croise la route nationale Vélingara-Kolda à 1,25 km au sud-ouest du pont sur l'Anambé. Au PK 10,33 est implanté une station de pompage (capacité  $5,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alimentant le canal principal dit "haut service" P-2. C'est là également que part la branche dérivée P-1/1 alimentant les terres de la ferme pilote mécanisée et le canal secondaire SD-9. Toutes ses dérivations sont à l'origine de la diminution du débit du canal P-1, à cet endroit, de  $14,9$  à  $5,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . La dernière section se termine au PK 23,8 avec les prises des canaux secondaires SD-17 et SD-18 à 1 km au nord-ouest du village de Dialakegni.

Sur les premiers 15,4 km le canal suit le flanc des côtes de Kabendou, Soutouré, Anambé et Awataba traversant des sols limoneux sableux perméables. Ensuite il traverse la plaine située entre les villages de Awataba et Woloto. Les sols de ce deuxième tronçon étant plus lourds, la ligne d'eau sera légèrement plus élevée par rapport au terrain naturel que pour le premier. Le canal principal haut-service P-2 contourne en forme de grand arc à flanc de côteau la vaste plaine au sud du village de Awataba pour se terminer à 1 km au sud du village de Ninkidji. Sa longueur totale est de 13,2 km. La plaine qu'il permet d'irriguer comprend d'excellentes terres rizicultivables. Une branche dérivée au PK 0,5 permet d'irriguer des terres supplémentaires sur les versants collinaires, terres plus légères à vocation multiculturelle et déjà partiellement cultivées. La surface totale

alimentée par ce réseau haut service est de 3 050 ha net (2 025 ha riz-riz, 830 ha riz-divers et 195 ha divers-divers).

#### 2.4.4 Schéma d'aménagement rive gauche (figures 11-04 et 11-10)

Le canal P-3 desservant la rive gauche a son origine aux coordonnées approximatives 600, 075 / 1429, 125 avec l'ouvrage de prise sur le bassin de compensation alimenté par la station de pompage diesel située à l'extrémité est du barrage de garde. Contrairement à la rive droite, les conditions topographiques permettent la réalisation d'un tel bassin sans allongement des conduites de refoulement mais permettent une réduction de 600 m de la longueur du canal P-3. Cette solution s'avère ainsi la plus économique (voir comparaison en annexe 6). Ce bassin a une double fonction:

- il permet d'avoir les volumes et tranches de régulation nécessaires au bon fonctionnement de la station de pompage diesel ; volumes qui sont plus importants que pour une station de pompage électrique.
- la station est dimensionnée pour pouvoir pomper le volume journalier maximal en 24 heures, tandis que ce même volume est demandé sur le canal principal en 16 heures seulement. Ceci nécessite l'accumulation d'une réserve d'eau qui permet de couvrir pendant ces 16 heures le déficit dû à la différence des débits.

La cote minimale du plan d'eau au départ du canal est 35,80 m, correspondant à un débit maximal de  $21,1 \text{ m}^3/\text{s}$  permettant d'irriguer au total 8 775 ha net (6 145 ha riz-riz, 2 370 ha riz-divers, 260 ha divers-divers). Au PK 0,5 le canal croise la route nationale pour rester sur le côté ouest de la route tout au long de son tracé de 28,7 km. 4 branches sont dérivées aux PK 6,68 ; 8,90 ; 20,88 et 24,80. Elles desservent respectivement 1 805, 1 580, 1 185 et 1 750 ha. Sur une très grande partie de son tracé le canal traverse des terres sableuses très perméables.

(1) voir comparaison en annexe 6

#### 2.4.5 Programme et phases d'aménagement

Le programme d'aménagement montrant les différentes phases de développement et la vitesse de croisière de la construction des ouvrages divers est discuté en détail dans le rapport n° 8. A titre de récapitulation nous donnons en annexe les surfaces nettes à mettre en valeur (tableau 11-10), le programme d'aménagement des zones irriguées (tableau 11-11) et le programme de construction prévu (tableau 11-12).

#### 2.5 Les ouvrages du réseau d'irrigation

##### 2.5.1 Efficiences de l'irrigation et pertes dans le réseau

Les efficacités de l'irrigation sont estimées comme suit :

	Riz	Maïs/sorgho
Efficacité de l'irrigation à la parcelle	75 %	65 %
Pertes dans le réseau d'irrigation	25 %	25 %
Efficacité globale	56 %	49 %

Les pertes dans le réseau entre le barrage et l'ouvrage de distribution à la parcelle s'élèvent à 25 % des lâchers du réservoir qui sont destinés à l'irrigation. Ces pertes cumulatives se répartissent de la manière suivante :

Chenal d'adduction	10 %
Canaux principaux	5 %
Canaux secondaires	7,5 %
Canaux tertiaires	5 %

Les pertes de 10 % dans les canaux de la Kayanga et de l'Anambé sont dues d'une part à l'évaporation (2,5 %) et d'autre part aux pertes par

percolation (7,5 %). A long terme la Kayanga connaîtra un gain net provenant de la nappe d'eau souterraine, sur le tronçon en question; mais en période de sécheresse et au cours de la saison sèche on peut s'attendre à des pertes au profit de la nappe phréatique tout au moins jusqu'à ce que le développement de l'irrigation ait un effet important sur celle-ci. Le chiffre de 7,5 % correspond à une évaluation prudente du bilan hydrique des eaux souterraines, entre les deux barrages érigés sur la Kayanga pour la période initiale de développement qui verra la quantité d'eau disponible excéder la demande sauf pendant les périodes d'extrême sécheresse.

Les volumes des besoins en eau par culture et par hectare pour les différents mois et phases qui doivent être mis à disposition aux différents points clefs du schéma d'aménagement (à la parcelle, à la station de pompage et au barrage de Niandouba) sont donnés aux tableaux 11-14, 11-15 et 11-16 respectivement.

#### 2.5.2 Chenal d'adduction (Kayanga/Anambé)

En raison des conditions topographiques existantes, l'utilisation des chenaux naturels de la Kayanga et de l'Anambé s'est avérée être la solution la plus économique pour amener les eaux stockées dans le réservoir de Niandouba à la limite des zones à irriguer. Mise à part le barrage de réglage du plan d'eau maximal à 23.00 m IGN au confluent des deux cours d'eau, aucun ouvrage d'art n'est nécessaire. Toutefois les conditions naturelles d'écoulement devront être améliorées à deux points de vue :

- Le défrichage dans le lit de la Kayanga entre les barrages de Niandouba et du confluent et l'aménagement du lit sur environ 3 km à l'aval du barrage de Niandouba doit être réalisé afin d'assurer l'écoulement du débit requis par l'irrigation (voir figures 11-8)
- L'écoulement des eaux de drainage des crues de l'Anambé et de la Kayanga demande des excavations dans l'exutoire de l'Anambé, notamment dans l'axe de la piste de Koulindiala et 660 m au nord de la piste de Goundaga (voir figure 11-7 )

### 2.5.3 Stations de pompage

Les stations de pompage représentent les ouvrages reliant le chenal d'adduction aux réseaux d'irrigation. Ils permettent de créer la charge nécessaire au fonctionnement du réseau en mode gravitaire. Pour toutes les dispositions et spécifications y relatives, référence est faite au rapport n° 10 où les stations sont traitées en détail.

### 2.5.4 Bassin de compensation

La station de pompage rive gauche doit assurer au périmètre qu'elle alimente les besoins de pointe. Mais tandis que le volume d'eau journalier est appelé par les consommateurs en 16 heures, la station est conçue pour pomper ce volume en 24 heures. Ceci nécessite la réalisation d'un bassin de compensation d'environ 400 000 m<sup>3</sup>. Ce bassin aux dimensions de 250 m x 600 m est délimité par une digue homogène dont les matériaux seront excavés à l'intérieur du bassin. L'ouvrage de prise du canal principal P-3 alimentant le périmètre irrigué de la rive gauche est constitué par 2 vannes à niveau aval constant du type Avio précédé par une grille de protection et des vannes de garde.

Les plus grandes parties des terres du site du bassin de compensation sont déjà défrichées et la moitié est cultivée.

### 2.5.5 Canaux et ouvrages principaux

Le réseau de distribution comprend 3 catégories de canaux :

- les canaux principaux
- les canaux secondaires
- les canaux tertiaires

Les canaux principaux ainsi que leurs ouvrages sont discutés dans ce paragraphe, tandis que les canaux secondaires et tertiaires font l'objet du prochain paragraphe.

#### 2.5.5.1 Optimalisation du tracé

Le choix du tracé des canaux principaux a été fait par une méthode d'approche itérative. Les critères pris en considération pour l'étude du tracé optimal ont été les suivants :

- Plan d'eau au départ du canal à la cote la plus basse possible afin de minimiser les frais de pompage.
- Départ du canal à une cote permettant de dominer toutes les terres prévues pour l'irrigation.
- Pentes économiques du canal du point de vue coûts d'investissements pour la réalisation du canal et frais de pompage ultérieurs. Ceux-ci sont fonction de la charge perdue tout au long du canal, charge qui doit être créée au début par pompage.
- Tracé le plus tendu possible afin de minimiser la longueur du canal et par conséquent son coût.
- Equilibrage au mieux des déblais et remblais

Les tracés finalement retenus représentent la solution la meilleure du point de vue coûts globaux, c'est-à-dire en tenant compte des coûts d'investissement et des frais de pompage. Ces solutions sont présentées dans les figures 11-3 et 11-4.

#### 2.5.5.2 Politique de revêtement des canaux

Les tests d'infiltration et de perméabilité entrepris au cours de l'étude ont mis en évidence la grande variabilité des caractéristiques des sols. Les sols imperméables se trouvent dans les bas-fonds, tandis que les plateaux et les versants des collines ont des sols très perméables. Dans ces zones il est impératif de munir les

canaux d'un revêtement approprié. Ceci est notamment le cas sur la plus grande partie du tracé des canaux principaux. Aussi les canaux principaux seront revêtus sur toute leur longueur. Les raisons suivantes nous ont amené à choisir le revêtement en béton :

- Le revêtement en béton a été largement utilisé à travers le monde et la technique d'application est bien connue par maintes entreprises.
- Un canal en béton permet une pente longitudinale faible, ce qui réduit la hauteur de refoulement à la station de pompage.
- Pour un débit et une pente déterminés, la section d'un canal en béton est réduite par rapport à celle d'un canal revêtu en terre, donc les dépenses relatives aux terrassements et aux ouvrages sur canal le sont également.
- Les paramètres hydrauliques des canaux en béton sont stables ce qui permet de mieux maîtriser l'eau et ainsi d'en économiser.
- La durée de vie est longue, l'entretien est facilité et moins coûteux.
- S'il est bien fait, un revêtement en béton est pratiquement étanche (les pertes d'eau doivent être inférieures à 30 l par m<sup>2</sup> de revêtement et par 24 heures).
- Les pertes d'eau des canaux étant fortement réduites, ceux-ci ne causent pas de dommages aux champs cultivés adjacents. De plus, les coûts de drainage sont réduits.
- De par les vitesses d'écoulement élevées et le mode de confection, les canaux en béton n'offrent pas les conditions d'environnement favorables à la propagation de la bilharziose (schistosomiasis) comme c'est le cas pour les canaux en terre à écoulement lent et constamment en eau.

Mais le revêtement des canaux principaux ne se justifie pas seulement par le fait que les sols qu'ils traversent sont trop perméables pour permettre la construction d'un canal non revêtu. La comparaison des coûts présentés dans l'annexe 7 montre que des canaux principaux non revêtus seraient aussi cher que les canaux bétonnés à cause des raisons suivantes :

- frais d'entretien plus élevés
- plus grande hauteur de refoulement due à la plus grande pente nécessaire du canal non-revêtu
- tracé plus long
- pertes supplémentaires

La comparaison est basée sur une perte d'eau de 10 % dans le système non bétonné (5 % dans le réseau bétonné) et un prix de carburant de 50 F.CFA, donc sur deux estimations plutôt basses. Une légère augmentation de l'une ou l'autre des valeurs mettrait encore plus en évidence les avantages d'un système à canaux principaux bétonnés.

L'épaisseur du revêtement dépend essentiellement de la section du canal. Les valeurs proposées ainsi que d'autres caractéristiques techniques des canaux sont données dans l'annexe 3.

### 2.5.5.3 Ouvrages

Selon les dispositions prises et expliquées au paragraphe 2.3.3., les canaux principaux fonctionnent en régulation automatique par l'aval. Pour ce faire les canaux sont divisés en biefs d'une longueur d'environ 3-4 km et munis de vannes du type Avis ou Avio qui règlent à leur aval un plan d'eau indépendant de leur ouverture et du débit appelé. Il en résulte qu'à débit zéro, la ligne d'eau est horizontale dans chaque bief et comporte un décrochement au droit de chaque vanne régulatrice. Le revêtement des berges aura de ce fait un bord horizontal. Partout où cela est possible, les vannes sont situées à l'amont immédiat d'un ouvrage de

prise pour canal secondaire créant ainsi les meilleures conditions de fonctionnement de celle-ci. Ces ouvrages sont présentés à la figure 11-13.

#### 2.5.6 Canaux et ouvrages secondaires et tertiaires

Contrairement aux canaux principaux les canaux secondaires et tertiaires sont construits en terre. Afin d'assurer l'étanchéité, la construction est prévue de la manière suivante. Tout d'abord un ouvrage en forme de digue homogène compactée est constitué avec des matériaux appropriés aux dimensions extérieures des cavaliers du futur canal. Il sera tenu compte du niveau futur du radier en assurant que la terre compactée au-dessous de ce niveau ait une épaisseur compatible avec les exigences d'étanchéité. Une fois la digue érigée, la section du canal est excavée dans le remblai compact.

Le canal secondaire est dérivé du canal principal à l'aide d'une prise équipée d'un appareil type module à masque (voir figure 11-13). Il fonctionne en commande par l'amont. Aux emplacements des prises tertiaires le plan d'eau est maintenu entre certaines limites à l'aide d'un déversoir type "Giraudet" ou "bec de canard" (voir figure 11-14). A l'extrémité du canal, un ouvrage de décharge aval permet de déverser les eaux de surplus éventuels dans un drain.

Les canaux tertiaires sont dérivés à l'aide d'une prise à module à masque (figure 11-14). La distribution aux parcelles est possible grâce à des ouvrages permettant la partition du débit en modules et le guidage dans les canaux de distribution (figures 11-15 à 11-17). Là où la topographie l'exige, ils seront associés à un ouvrage de chute.

#### 2.5.7 Pistes

5 types de pistes sont prévus :

- Pistes principales
- Pistes d'entretien
- Pistes secondaires
- Pistes d'exploitation
- Pistes pour bétail

Certaines voies de communications supporteront un trafic relativement intense et de poids lourds, notamment les pistes d'accès aux fermes mécanisées, aux rizeries et les pistes reliant le périmètre de la route nationale Vélingara-Kolda. Pour satisfaire à ce trafic, un réseau de pistes principales d'une longueur totale de 45 km sur la rive droite et 48 km sur la rive gauche est prévu. Ces pistes ont une largeur totale de 11 m avec une chaussée unique à deux voies large de 7 m et des accotements de 2 m de part et d'autre. En règle générale le tracé de ces pistes suit à quelques mètres un canal principal ou une branche dérivée. Le réseau de ces pistes est montré à la figure 11-22

Les canaux principaux sont longés d'un côté par une piste d'entretien et de gestion large de 6 m avec une couche de roulement en latérite de 4 m. Afin de prévenir la détérioration rapide du canal et les troubles de fonctionnement il sera prudent de restreindre la circulation au strict minimum nécessaire. Du côté opposé, le cavalier a une largeur de 4 m et peut être emprunté pour l'entretien du canal uniquement.

Les pistes secondaires suivent les canaux et drains secondaires. Si les périmètres irrigués s'étendent de part et d'autre, les pistes sont doublées (voir figures 11-05 et 11-06). La bande de roulement en latérite est large de 4 mètres, les accotements de 50 cm. Dans le cas des pistes longeant les canaux secondaires un des accotements est formé par le cavalier du canal large de 1 m en crête.

Les pistes tertiaires ou d'exploitation donnent accès aux fermes paysannes. Elles ont une largeur totale de 4 m et sont recouvertes d'une couche de latérite. Dans le cas des rizières elles sont surélevées par rapport au terrain naturel, tandis que pour les zones irriguées à la raie, elles peuvent être construites pratiquement à ras du sol. La piste d'exploitation longe le drain tertiaire (voir figure 11-5). Cette solution a été préférée à la solution où la piste est construite le long du canal tertiaire, puisqu'elle évite le passage sous piste du canal arroseur et une perte de charge supplémentaire (néanmoins une telle solution a été esquissée comme variante dans la figure 11-14). De plus, les coûts des passages busés des drains nécessaires sont moins élevés.

Dans le cas des unités d'irrigation mécanisées, la piste tertiaire est supprimée (figure 11-6). L'accès à la parcelle se fait de part et d'autre par les pistes secondaires longeant les petits côtés. Lors de la transformation en culture paysannale, une piste tertiaire sera ajoutée dans l'axe médian de la parcelle de 37,5 ha réduisant ainsi la surface nette à 35 ha, mais permettant l'accès direct à chaque sous-parcelle de 2,5 ha. Toutefois, il sera alors nécessaire de faire un passage simple busé sous cette nouvelle piste pour le canal arroseur. Ce passage sera muni d'une vannette de sectionnement afin de permettre l'irrigation des fermes supérieures et inférieures en deux jours successifs.

Les pistes pour bétail ne sont pas des pistes aménagées comme les pistes décrites ci-dessus. Ce sont plutôt des couloirs laissés ouverts entre les différents secteurs d'aménagement afin de permettre le passage du bétail qui va paître dans les bas-fonds du bassin. Ils ont une largeur de 75 m environ (exceptionnellement 50 m) et suivent les tracés des drains principaux venant de l'extérieur. La pénétration du bétail dans les périmètres irrigués devra être prévenue par une haie naturelle ou par une clôture.

#### 2.5.8 Ouvrages auxiliaires

Les ouvrages auxiliaires comprennent les ouvrages majeurs comme les ponts pour véhicules et bétail, les passerelles pour piétons et les ouvrages mineurs comme les sites d'abreuvement, les lavoirs pour la population etc... La figure 11-20 montre les dessins types des ponts et passerelles à construire dans le cadre de l'aménagement.

#### 2.5.9 Ouvrages provisoires de la phase I

La surface prévue pour le développement en phase I (voir figure 11-02) est subdivisée en 3 secteurs :

- secteur 1 desservi par le canal secondaire SD-4
- secteur 2 desservi par la branche dérivée P-1/1 et les canaux secondaires SD-5, SD-6 et SD-7
- secteur 3 desservi par les canaux secondaires SD-9 et SD-10 (qui seront éventuellement joints ensemble)

La station de pompage principale rive droite, relevant dans le futur les eaux d'irrigation pour l'ensemble du périmètre irrigué sur la rive droite, n'est prévue qu'à un stade ultérieur (voir rapport 8). A sa place, une station de pompage provisoire alimentera les terres irriguées de la première phase, station qui sera abandonnée et dont les machines seront réutilisées dans la station de pompage principale de la rive droite par la suite. Ce dispositif demande la construction des ouvrages suivants :

- le chenal d'amenée permettant aux eaux retenues dans la zone centrale du bassin d'alimenter la station de pompage. Ce chenal sera à fond plat et fera partie du réseau de drainage après construction de la phase II
- la station de pompage diesel et sa conduite de refoulement provisoires décrits dans le rapport no 10 "stations de pompage"
- l'ouvrage provisoire de restitution qui permet d'alimenter le canal principal P-1 pendant la phase I. Cet ouvrage devra également permettre un raccordement provisoire du canal SD-4, la prise future de celui-ci étant prévue au droit d'une vanne à niveau aval constant, installée ultérieurement
- le tronçon du futur canal principal P-1 compris entre l'ouvrage de restitution et la dérivation de la branche P-1/1. Celui-ci sera construit à sa section définitive et revêtu en béton

- l'ouvrage de raccordement provisoire de la branche dérivée P-1/1 et du canal secondaire SD-9. En fait, les prises définitives de ceux-ci sont prévues au droit d'une vanne à niveau aval constant, vanne qui ne fonctionnera qu'à partir de la phase II
- la branche dérivée, les canaux secondaires et tertiaires ainsi que les pistes faisant partie du périmètre aménagée et qui sont construits aux dimensions définitives.

## 2.6 Opérations de manoeuvre du réseau d'irrigation

Le réseau d'irrigation est composé d'une partie fonctionnant en mode automatique et une autre partie fonctionnant en mode manuel.

La partie comprise entre le barrage de Niandouba et la prise du canal secondaire (exclue) fonctionne en mode automatique. A part le contrôle permanent du bon fonctionnement des ouvrages (barrage, stations de pompage, canaux primaires) les manipulations se limitent à une manoeuvre exceptionnelle. Ceci est notamment le cas lorsque le chenal d'amenée Kayanga/Anambé doit être vidé ou lorsque la station de pompage fonctionne pour le drainage de la zone centrale (voir chapitre 3.5).

Les ouvrages du réseau fonctionnant en mode manuel sont ceux faisant partie de l'unité opérationnelle, c'est-à-dire les prises secondaires sur canaux principaux, les prises tertiaires sur canaux secondaires et les ouvrages de distribution à la parcelle.

Les prises secondaires et tertiaires de type module à masque devront être ouvertes le matin et refermées après les heures d'irrigation prévues selon le calendrier d'irrigation établi à l'avance par l'organe responsable. Si les heures d'arrosage ne sont pas les mêmes pour toutes les prises tertiaires (ce qui peut être le cas si différents assolements dépendent du même canal secondaire), la prise secondaire devra être refermée partiellement au cours de la journée, en même temps que les tertiaires

en question sont privés d'eau à la fin de leur tour d'arrosage. La manipulation de ces ouvrages devra être effectuée par un responsable dépendant de l'organisation centrale (premières années d'exploitation) et pourra être reprise plus tard par un responsable dépendant du groupement qui gère l'unité opérationnelle.

Les vannettes des ouvrages de distribution à la parcelle pourront être ouvertes et refermées par les paysans eux-mêmes selon le calendrier des irrigations.

### 3. DRAINAGE

---

#### 3.1 Introduction

##### 3.1.1 Fonction du réseau de drainage

Le réseau de drainage est conçu de manière à :

- Recueillir les eaux de ruissellement provenant des zones hors-périmètre et de les guider à travers les terres irriguées dans la zone centrale d'inondation.
- Assurer l'évacuation des eaux de pluie excédentaires du périmètre irrigué, aussi bien des rizières que des terres en polyculture.
- Assurer une zone radriculaire aérée pour les terres en polyculture.
- Evacuer les écoulements accumulés de la zone centrale d'inondation à la rivière Kayanga lorsque les eaux dépassent les niveaux admissibles.

##### 3.1.2 Conditions naturelles du drainage de surface

La zone centrale du bassin de l'Anambé est à l'heure actuelle sujette à des inondations par les crues de la rivière Kayanga et les apports du bassin. La topographie du bassin peu accidentée et les pentes douces associées à des couches peu perméables font que le drainage du sous-sol est lent. Le drainage par la rivière Anambé en direction sud est incomplet. En fait un seuil naturel ne permet pas l'évacuation de la totalité des eaux, laissant à la fin de la période d'écoulement un lac qui s'assèche partiellement au cours de la saison sèche. Le drainage de cette zone centrale aux fins d'aménager les terres pour l'agriculture comporterait deux inconvénients importants :

- les frais de pompage seraient prohibitifs puisqu'il s'agirait de pomper la quasi-totalité des apports du bassin (pluies et eaux excédentaires d'irrigation) hors de la cuvette. Ceci ne pourrait être évité que partiellement pendant la saison sèche, avec un aménagement très poussé de l'exutoire de l'Anambé, aménagement qui demanderait un investissement considérable.
- l'empiètement sur la zone centrale priverait l'aménagement d'une zone qui peut constituer un lieu important d'emmagasiner des apports provenant des pluies d'hivernage et des eaux excédentaires d'irrigation qui peuvent être réutilisées pour l'irrigation. D'autre part, la zone représente des pâturages très appréciés par le bétail en particulier pendant la saison sèche.

Cette superficie a par conséquent été exclue du périmètre irrigué.

Les terrasses alluvio-colluviales représentent les terres les plus intéressantes pour le projet d'irrigation. Elles forment une ceinture relativement étendue autour de la zone centrale d'inondation en dessous des terres plus élevées des plateaux. Leur largeur peut atteindre 5 km et l'altitude est comprise entre 20 et 30 mètres. Elles présentent un relief presque plate à légèrement ondulé et la moyenne des pentes, vers le centre du bassin, n'excède pas 0,2 %. Il arrive que ce relief soit coupé par des restes de terrasses plus élevées ou par des marigots. A cause des pentes faibles et des thalwegs naturels peu prononcés, le drainage des eaux de surface est très lent. Pendant les années à pluviométrie normale, les nombreuses petites cuvettes sont remplies par l'écoulement local. La capacité de la plupart des exutoires naturels n'étant pas suffisante, l'eau s'écoule sur de grandes étendues et forme une nappe pouvant atteindre une épaisseur de 50 - 100 cm.

### 3.1.3 Conditions naturelles du drainage de sous surface

Les conditions de drainage interne dans le profil des sols ont été observées et mesurées pendant les investigations hydropédologiques (voir rapport 4 - Pédologie) ; la position et les mouvements de la nappe ont été étudiés lors des reconnaissances hydrogéologiques (voir rapport 3).

Le contrôle des pertes par percolation profonde et de la formation de nappes d'eau d'infiltration est souhaitable si l'on veut obtenir de bons rendements pour le riz irrigué à des coûts de production modérés. Ainsi les sols à drainage interne très lent sont prédestinés pour la culture irriguée du riz. Ce sont des sols dont la perméabilité est inférieure à 0,2 cm/h dans tout ou une partie des deux premiers mètres, ou dans lesquels la nappe phréatique est près de la surface. Les sols qui répondent à ces critères se rencontrent dans la zone centrale du bassin, dans les terrasses inférieures, dans la moitié environ des terrasses supérieures et dans certaines parties des vallées périphériques.

Les sols ayant un drainage interne lent à modéré ont une perméabilité de l'ordre de 0,2 à 2,5 cm/h. On les trouve sur les terrasses supérieures et dans les dépressions locales des plateaux. Ce type de sols est propre à la culture irriguée du riz là où les couches superficielles se prêtent à une réduction des pertes par percolation profonde en travaillant le sol, aussi bien que dans les zones où la nappe phréatique peut être maintenue près de la surface. Alternativement, ces sols sont propres à l'exploitation des cultures des plateaux là où le drainage du sous-sol est adéquat. Pour certaines zones, on propose la culture du riz irrigué pendant la saison des pluies et celle des plateaux pendant la saison sèche (voir rapports pédologiques et agronomiques).

Les relevés effectués sur la nappe phréatique, présentés dans l'annexe 8, ont porté sur des mesures de la profondeur d'eau dans les puits villageois ainsi que sur la lecture d'une vingtaine de piézomètres installés sur une ligne longue de 5 km, allant d'un endroit non loin de Koulinto vers le centre du bassin. Pendant le mois de novembre 1978, la nappe a été observée à environ un mètre ou moins de la surface sur presque toute la longueur de la ligne de piézomètres. Elle descendait d'environ 15 cm par semaine, taux qui, en admettant une porosité efficace de 10 %, correspondrait au drainage d'une profondeur d'eau d'environ 2 mm par jour. Après l'aménagement rizicole irrigué, la nappe se trouvera à des niveaux élevés pendant presque toute l'année dans les zones à drainage interne restreint. On a donc admis comme taux de percolation sous une culture irriguée de riz, la valeur de 2 mm par jour observée en novembre 1978.

Les sols ayant un drainage modéré à rapide sont propres aux cultures des plateaux ; maïs, sorgho etc. Pour qu'une terre soit propice à la culture des plateaux, il faut qu'il y ait au moins 2 mètres d'épaisseur de sol au-dessus de tout horizon imperméable. Les sols des pentes sableuses et de certaines parties des plateaux ont un drainage interne rapide avec une perméabilité supérieure à 2,5 cm/h dans les deux premiers mètres.

### 3.2 Données de base

#### 3.2.1 Pluviométrie

L'analyse des précipitations journalières de Kolda et Vélingara et des précipitations pour des durées inférieures à 24 h. de la station de Georgetown en Gambie (voir rapport no 2, hydrologie et climatologie), a permis de dresser les courbes "intensité-fréquence-durée" indiquées à la figure 11-21. Par conséquent, les précipitations maximales à Vélingara pour différentes durées de précipitations sont :

Précipitations à Vélingara (en mm)

Durée de l'averse	Période de récurrence (années)		
	5	10	25
1 jour	130	165	215
2 jours	160	205	275
3 jours	180	235	315
5 jours	205	270	380

Le dimensionnement des passages de drains a été basé sur la pluie critique (pluie de durée égale au temps de concentration) à récurrence 25 ans pour le croisement avec les canaux et pistes principales et 10 ans pour le croisement avec les canaux et pistes secondaires (voir également chapitre 3.3 et figure 11-18).

3.2.2 Apports du bassin versant de l'Anambé

L'évaluation des apports de l'Anambé est discutée en détail dans le chapitre 5 "hydrologie de l'Anambé" du rapport n° 2 "hydrologie et climatologie". Elle a permis d'estimer pour différentes fréquences les apports annuels suivants :

Fréquence	Pluviométrie	Coef.d'écoulement	Lame écoulée	Apport annuel Anambé
%	mm	%	mm	$10^6 \text{ m}^3$
5	1 530	9,0	138	151
10	1 402	8,4	118	130
20	1 262	7,5	95	95
50	1 030	5,0	52	55
80	842	2,2	19	21
90	758	1,3	10	11

La répartition suivante a été adoptée pour les écoulements pendant une année normale (sans écoulements en provenance du périmètre irrigué).

Août	Septembre	Octobre	Novembre
10 %	40 %	40 %	10 %

### 3.3 Protection du périmètre contre les eaux extérieures

Le ruissellement provenant des terrasses et terres hautes hors-périmètre doit être canalisé et guidé rapidement à travers le périmètre afin de ne pas influencer considérablement le drainage des terres irriguées ni de causer l'inondation de ces dernières.

Comme il l'a été dit précédemment les terres des terrasses sont sujettes à des inondations, essentiellement à cause de l'absence de chenaux bien définis. Par conséquent les drains naturels à l'intérieur du futur périmètre devront être creusés à une profondeur et à une section permettant l'écoulement des eaux de drainage sans débordement. A l'extérieur du périmètre, un drainage plus rapide sera assuré par des drains intercepteurs situés au-delà des canaux principaux d'irrigation. Ces drains ont pour but d'intercepter les eaux de la nappe de ruissellement et de les guider vers les points principaux d'entrée dans le périmètre où ils croisent les canaux d'irrigation pour retrouver les canaux de drainage du périmètre.

Les débits critiques provenant des terres non-irriguées ont été calculés selon la formule de McMath. Celle-ci a la forme :

$$Q = 2,3 \cdot 10^{-3} \cdot C \cdot i \cdot s^{1/5} \cdot A^{4/5}$$

- où Q représente le débit de pointe (m<sup>3</sup>/s)  
 C le coefficient représentant les propriétés du bassin, estimé à 0,35 pour les terres à pente douce avec des sols à texture légère à moyenne ayant une certaine capacité de rétention.

- i l'intensité de la pluie (mm/heure), celle-ci étant la pluie à durée égale au temps de concentration. Le temps de concentration a été calculé selon la formule de Kirpich. <sup>(1)</sup>
- A la surface du bassin versant considéré (ha)
- et s la pente du canal principal entre le point de contribution le plus éloigné et le point de concentration (‰).

Les débits critiques ont été calculés pour les endroits où les eaux de drainage croisent le canal principal. Le tableau ci-dessous indique sous une forme simplifiée la variation des écoulements selon les dimensions du bassin versant et la pente du chenal drainant :

Surface du bassin versant	Pente moyenne du chenal drainant (‰)	Débit caractéristique de la pluie à fréquence		
		5 ans	10 ans	25 ans
≤ 3 000 ha	4 - 6	11,2	12,9	15,1
< 3 000 ha	2 - 4	6,7	7,7	9,0
> 3 000 ha	1 - 2,5	3,7	4,3	5,0

Les résultats obtenus par les calculs ont fait l'objet d'une vérification. Pour ce faire, les résultats des mesures de débit effectuées par GERCA en 1962 sur les deux bassins versants de Goundaga et de Lebal, tous deux formant partie du bassin de l'Anambé, ont été comparés aux écoulements calculés. Dans les deux cas, les calculs ont donné des chiffres proches de ceux qui avaient été mesurés.

Les débits de pointe des eaux provenant des zones hors périmètre sont généralement plus importants que les écoulements venant des terres irriguées. La section des drains principaux est dans ce cas donnée par le débit de pointe à véhiculer à travers le périmètre. Dès que la crue des eaux hors-périmètre a traversé les terres irriguées, ce qui ne dure qu'un temps très limité, le drainage de celles-ci peut avoir lieu. La figure 11-18 montre les débits et la situation des drains principaux.

$$(1) T_c = 0,0195 \left( \frac{l}{\sqrt{p}} \right)^{0,77} \text{ (en min) où } \begin{array}{l} l = \text{longueur max. du trajet} \\ \text{de l'eau (en m)} \\ p = \text{pente} \end{array}$$

### 3.4 Drainage des terres irriguées

#### 3.4.1 Rizières

Les périmètres rizicoles ont seulement besoin de drainage de surface, et le réseau de drainage devra servir à :

- vider les parcelles pendant la saison de culture selon les besoins,
- évacuer les excédents d'eau provenant des pluies d'orage,
- protéger le périmètre des écoulements provoqués par les précipitations et venant de l'extérieur des terres irriguées.

Les drains doivent être dimensionnés de telle sorte qu'ils empêchent une submersion indésirable des rizières lors des phases critiques de croissance tout en essayant de profiter au maximum de la possibilité d'emmagasiner les eaux de pluie dans les bassins de riz-paddy en réduisant la capacité des débouchés des parcelles. Des essais faits par le IRRI et autres ont démontré que les variétés de riz atteignant une hauteur de 1 - 2 m (tel le IR-8) peuvent supporter 3 - 5 jours de submersion sans dommages substantiels, sous condition toutefois, que la profondeur d'eau ne dépasse pas environ 20 cm. De ce fait, un débit caractéristique d'écoulement de 4/5 l/s · ha a été adopté. Ceci permet l'évacuation complète (si cela s'avère nécessaire) du volume d'eau tombé sous forme de pluie dans les limites données par le tableau ci-dessous :

Fréquence moyenne de retour (années)	Niveau initial dans les bassins (mm)	Augmentation du niveau (mm)	Niveau maximum (mm)	Durée de l'évacuation complète (jours)
2	100	55	155	2 1/4
5	100	85	185	4
10	100	115	215	5 1/2

Les diguettes entourant les bassins de submersion auront une hauteur de 35 cm au-dessus du fond du bassin nivelé. Les débouchés des bassins dans les drains ainsi que la capacité des drains d'ordre inférieur (drains tertiaires et secondaires) seront dimensionnés de manière à permettre l'évacuation du débit caractéristique de 4,5 l/s.ha. Les drains principaux destinés à l'écoulement à la fois des eaux hors-périmètres et de celles en provenance des surfaces irriguées seront dimensionnés de façon à pouvoir contenir l'un ou l'autre des débits. Ils ne seront donc pas conçus pour les transporter simultanément, mais à la suite. Ceci est parfaitement concevable puisque le débit de pointe provenant des zones extérieures traversera le périmètre dans un délai de quelques heures ne provoquant ainsi qu'un retard négligeable dans les durées d'évacuation des eaux indiquées ci-dessus.

#### 3.4.2 Terres à polyculture

La pluie de fréquence 5 ans correspond au déversement d'une lame d'eau de 51 mm en une heure. Il en résulte un écoulement direct d'environ 25 mm, si l'on suppose que le taux d'infiltration est de 3 cm/h, valeur représentative pour les terres de ce type dans la région du projet. Cet écoulement correspond bien à celui qui a été calculé selon la méthode du U.S. Soil Conservation Service (Département U.S. de Conservation des Sols), qui consiste en une estimation directe du ruissellement basée sur l'état du sol et de la végétation.

Si l'exutoire de la parcelle est dimensionné de façon à accepter le même débit caractéristique de 4,5 l/s ha utilisé pour les rizières, on constate que les écoulements excèdent la capacité des drains, provoquant ainsi une accumulation temporaire des eaux au point bas des parcelles. Un champ accusant une pente de 1 % verra ses 10 mètres inférieurs inondés pendant 24 h. Ceci pourrait causer certaines réductions dans la productivité des cultures sur une surface restreinte. Toutefois ce danger n'a pas été jugé important à un degré qui pourrait justifier des investissements beaucoup plus élevés pour le réseau de drainage. Ainsi, le même débit caractéristique de 4,5 l/s.ha a été admis pour le dimensionnement du réseau de drainage des terres à polycultures.

### 3.5 Drainage de la zone inondée de la Waïma

Les écoulements excédentaires provenant des terres environnantes du bassin se concentrent dans la zone centrale d'inondation. Une partie de ces eaux s'évapore tandis que l'autre est relâchée au profit de la rivière Kayanga via la rivière Anambé. Les écoulements dans l'exutoire de l'Anambé s'il y en a, n'atteignent pas leur pointe avant les mois de septembre et octobre, la capacité élevée d'infiltration des terres supérieures, les faibles pentes et la capacité d'emmagasinage temporaire des terres inférieures retardant l'accumulation des écoulements dans le champ central d'inondation. Il se peut aussi que le drainage naturel soit limité par les hauts niveaux de la rivière Kayanga.

Après l'exécution du projet, les conditions naturelles d'écoulement seront modifiées de la façon suivante :

- le stockage des eaux de la Kayanga dans la retenue de Niandouba réduira le débit de la rivière Kayanga. Ceci aura comme effet d'améliorer les conditions d'écoulement du bassin de l'Anambé vers la Kayanga
- l'acheminement des eaux de surface extérieures entre le point d'entrée des marigots dans les zones plus plates et la zone centrale d'inondation sera plus rapide.
- la nappe phréatique sera plus élevée au début de l'hivernage dans les zones irriguées, ce qui contribuera à une saturation plus rapide du profil du sol.
- l'apport général annuel sera augmenté du fait des grandes quantités d'eau utilisées pour l'irrigation.

Ces changements feront que pendant l'hivernage les écoulements atteindront la zone centrale d'inondation plus tôt et seront donc répartis d'une manière plus égale sur l'ensemble de la saison. Cela a pour avantage de **fournir une source d'eau d'irrigation supplémentaire pendant toute la seconde moitié de l'hivernage.**

Le système de drainage de la zone centrale d'inondation se compose des éléments suivants :

- la zone centrale d'inondation elle-même qui agit en tant que réservoir d'emménagement pour les eaux de drainage. La capacité est d'environ 24 millions de m<sup>3</sup> à la cote de retenue de 21,50 m IGN (16 mio m<sup>3</sup> de volume utile entre 20.50 et 21.50 m IGN).
- le barrage de protection contre les crues de la Kayanga, équipé de vannes pour relacher l'eau accumulée dans la zone centrale vers l'exutoire de l'Anambé.
- les stations principales de pompage qui - en plus de leur rôle primordial de relevage de l'eau d'irrigation en provenance de la Kayanga dans le réseau de distribution - peuvent pomper les eaux de la zone centrale soit dans le chenal exutoire, soit directement dans le réseau de distribution pour leur ré-utilisation aux fins d'irrigation.
- le chenal exutoire de l'Anambé qui sert de chenal d'évacuation sauf pendant les périodes où l'eau est retenue dans ce chenal aux fins d'irrigation.

Le bassin central reçoit aussi bien l'excédent des écoulements de surface pendant l'hivernage que les eaux de drainage provenant des terres irriguées pendant la saison sèche. Les installations de drainage doivent être à même d'évacuer l'eau accumulée dans le bassin, tout en respectant les niveaux d'eau maxima permis, niveaux qui sont déterminés par les terres irriguées les plus basses.

Les terres les plus basses qui peuvent être rentablement irriguées se

situent à environ 22 m IGN. L'aménagement des terres situées au-dessous de ce niveau supposerait une capacité de pompage (en drainage) supérieure et impliquerait des coûts de pompage élevés ; mais, et c'est le plus important, cet aménagement entraînerait une réduction considérable, voir la suppression de la capacité d'emmagasinage de la zone centrale du bassin et diminuerait donc la proportion des écoulements du bassin de l'Anambé qui pourraient être utilisés pour l'irrigation.

La méthode d'exploitation du système de drainage se fera en fonction de la quantité des écoulements en hivernage tant dans la rivière Kayanga que dans le bassin de l'Anambé. L'exploitation d'hivernage pour les années sèches, moyennes et humides respectivement, est décrite dans les alinéas qui suivent :

Pendant une année sèche, il y aura très peu d'écoulements provenant du bassin de l'Anambé. Le coefficient d'écoulement pour une pluviométrie annuelle inférieure à celle qui est atteinte quatre années sur cinq (870 mm), est d'environ 2 %, ce qui donne un écoulement d'à peu près 20 millions de m<sup>3</sup>. Afin de satisfaire aux besoins supplémentaires en irrigation, le niveau de retenue de 23 m dans le canal exutoire de l'Anambé sera maintenu jusqu'en octobre grâce à l'ouvrage de dotation du barrage de Niandouba et le barrage du confluent. Les volumes d'eau s'accumulant dans la zone centrale d'inondation de l'Anambé s'évaporeront ou seront utilisés pour l'irrigation s'ils sont assez importants.

Une année moyenne verra des apports d'environ 55 millions de m<sup>3</sup> dans le bassin de l'Anambé sans tenir compte des écoulements restitués des eaux d'irrigation. On maintiendra le niveau du canal exutoire de l'Anambé à 23.00 m jusqu'à ce que les eaux dans la zone centrale d'inondation atteignent la cote 21 m. On abaissera ensuite le niveau d'eau du canal exutoire, tout d'abord en lâchant l'eau dans le bassin de l'Anambé à travers les vannes situées près de chaque station de pompage, puis, après avoir refermé ces vannes, en ouvrant l'écluse du barrage du confluent. La réserve d'eau pour les besoins d'irrigations supplémentaires sera de ce fait transférée du réservoir de Niandouba (et du canal exutoire de l'Anambé) à la zone

centrale d'inondation de l'Anambé. Les dates de cette opération sont sujettes à variation mais en principe l'opération devra se dérouler à la mi-août lorsque le projet aura atteint sa vitesse de croisière. Si les niveaux maxima du réservoir de l'Anambé devaient être dépassés, on effectuerait alors des lâchers dans l'exutoire en ouvrant les vannes situées sur les prises d'eau des stations de pompage. A la fin de l'hivernage, on pourra soit garder l'eau emmagasinée dans la zone centrale du bassin, soit la relâcher graduellement afin de maintenir les débits dans la Kayanga.

Pendant une année humide, le niveau de l'eau retenue dans le chenal exutoire de l'Anambé sera abaissé plus tôt que dans le cas précédent. L'eau excédentaire qui s'accumulera dans le bassin de l'Anambé sera drainée par gravité en direction du chenal de la Kayanga, comme décrit ci-dessus. Une année humide verra l'évacuateur de crues du barrage de Niandouba en fonction. Les eaux, alliées aux écoulements plus abondants du bassin de l'Anambé et à l'effet de freinage du drainage gravitaire par les hautes eaux dans la Kayanga, pourraient avoir comme conséquence une élévation du plan d'eau au-dessus du niveau normal dans le bassin central. Toutefois, les eaux ne monteront pas au niveau qu'elles atteindraient sans l'aménagement. En effet le barrage de garde ne permet pas aux eaux de la Kayanga de refouler dans le bassin. Ainsi, pour une année humide de fréquence 20 ans, le niveau atteindrait environ la cote 22 m IGN pendant à peu près 10 jours, niveau qui pourrait être toléré sans difficulté. Au cours d'années plus extrêmes, on pourrait avoir recours aux pompes afin de maintenir les niveaux du réservoir de l'Anambé dans les limites acceptables. Ces conclusions sont basées sur les études des eaux s'accumulant dans le bassin de l'Anambé pendant les années de pluviométrie exceptionnelle. Les détails de cette étude sont présentés à l'annexe 9.

Le profil longitudinal du chenal exutoire de l'Anambé (figure 11-07) indique les endroits critiques pour l'écoulement des eaux de la zone centrale du bassin pendant une année humide. On envisage de défricher et de draguer le lit de la rivière - on se propose d'excaver 20 000 m<sup>3</sup> de matériaux - afin d'améliorer la capacité du canal exutoire.

### 3.6 Les ouvrages du réseau de drainage

Le réseau de drainage est composé de drains principaux, secondaires, tertiaires et de fossés collecteurs. Ils forment partie intégrante du réseau général d'aménagement présenté aux figures 11-03 et 11-04.

Les drains principaux suivent en général les tracés des marigots naturels. Ils sont dimensionnés aux débits donnés à la figure 11-18 suivant les paramètres techniques de l'annexe 3. L'ouvrage principal sur ces drains est le passage sous canal à l'endroit de son entrée dans le périmètre. Un ouvrage-type de ce genre est donné à la figure 11-19. Il est composé de deux ouvrages de tête en béton de part et d'autre du canal traversé relié par des buses métalliques du type ARMCO, dont le nombre dépend du débit à laisser passer. A débit maximum, ils fonctionneront en siphon inversé à faible charge tandis que pour les débits faibles, l'écoulement sera à surface libre. Au total 17 ouvrages de ce genre sont prévus avec des débits variant de 11,5 à 82 m<sup>3</sup>/s.

Le réseau des drains secondaires et tertiaires et des fossés collecteurs suit les mêmes principes de disposition décrits dans le chapitre 2.5 et montrés dans les figures 11-05 et 11-06.

#### 4. COÛTS DE CONSTRUCTION DE L'AMÉNAGEMENT

---

En évaluant les coûts d'un projet de mise en valeur on distingue entre les coûts d'implantation des ouvrages, dits coûts d'investissements, et les frais d'exploitation, d'entretien et de réparation, dits coûts annuels. Les coûts d'investissement comprennent les coûts de construction et les frais généraux, ces derniers englobant entre autres les frais d'études et les frais de direction des travaux. Ce chapitre traite seulement des coûts de construction proprement dits. Les autres coûts sont discutés dans l'évaluation économique du projet.

L'évaluation des coûts de construction des ouvrages hydrauliques exige l'établissement de prix d'ordre concernant les principales catégories de travaux de génie civil. Ces prix d'ordre ne doivent pas être considérés comme des prix unitaires de bordereau d'appel d'offres car ils sont destinés à permettre l'établissement d'un devis réaliste en utilisant un nombre plus limité de postes tels que : déblais, remblais, béton, etc.... Les prix d'ordre comprennent donc en plus des dépenses directes de main-d'oeuvre, matériel et fournitures majorées des frais généraux et bénéfiques, les frais suivants :

- les frais d'installation de chantier et leur repliement, y compris les dépenses engagées pour le logement de la main-d'oeuvre.
- les dépenses pour les ouvrages provisoires tels que pistes de chantier, etc.....
- les prix secondaires de bordereau.

Aucun projet de mise en valeur de l'importance de celui qui est prévu n'a été réalisé récemment au Sénégal. Néanmoins des périmètres plus petits ont été réalisés ainsi que des ouvrages importants, comme les routes actuellement en cours de construction, impliquant des travaux considérables de terrassements. Ceci a permis de baser les prix utilisés

d'une part sur des documents relatifs à des travaux de génie-civil au Sénégal, d'autre part sur des informations obtenues auprès des entreprises et fournisseurs locaux et internationaux et de comparer ces données avec des projets similaires dans d'autres pays notamment d'Afrique. L'évaluation des prix de fourniture et montage des équipements hydro-mécaniques est basée sur les prix pratiqués en Europe majorés des frais de transports entre l'Europe et Dakar et au Sénégal. Tous les coûts sont valables au 1er juillet 1979 et sont définis hors-taxes.

Les quantités calculées ont été basées sur les plans d'aménagement, les plans des unités type d'irrigation, les profils en long des canaux principaux et les plans types (figures 11-3 à 11-20).

Le détail estimatif des coûts pour les différents ouvrages principaux tels que canaux, pistes, etc., est donné dans l'annexe 5. La récapitulation des coûts d'investissements par phase est présentée aux tableaux 11-17 à 11-21. L'annexe 4 donne la définition et la description des travaux majeurs retenus pour calculer les coûts.

TABLEAUX

## LISTE DES TABLEAUX

- |    |   |    |   |
|----|---|----|---|
| 11 | - | 1  | DONNEES CLIMATOLOGIQUES   |
| 11 | - | 2  | BESOINS EN EAU DES CULTURES   |
| 11 | - | 3  | VITESSES D'INFILTRATION, PERMEABILITE ET CAPACITE DE RETENTION UTILE DU SOL |
| 11 | - | 4  | ANALYSE DES EAUX DE LA KAYANGA  |
| 11 | - | 5  | DOSE ET FREQUENCE D'ARROSAGE THEORIQUE                                      |
| 11 | - | 6  | FREQUENCES D'ARROSAGE ET HEURES D'IRRIGATION                                |
| 11 | - | 7  | CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE-SAISON, CULTURE PAYSANNALE       |
| 11 | - | 8  | CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE-SAISON, CULTURE MECANISEE        |
| 11 | - | 9  | CALENDRIER DE L'IRRIGATION - MAIS DE CONTRE-SAISON                          |
| 11 | - | 10 | PHASES DE DEVELOPPEMENT, SURFACES NETTES A METTRE EN VALEUR                 |
| 11 | - | 11 | PROGRAMME D'AMENAGEMENT DES ZONES IRRIGUEES                                 |
| 11 | - | 12 | PROGRAMME DE CONSTRUCTION   |
| 11 | - | 13 | MODULES D'ARROSAGE  |
| 11 | - | 14 | VOLUME DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION PAR HECTARE                          |
| 11 | - | 15 | BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AU BARRAGE DE NIANDOUBA                         |
| 11 | - | 16 | BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AUX STATIONS DE POMPAGE                         |
| 11 | - | 17 | RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE I                            |
| 11 | - | 18 | RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE II                           |
| 11 | - | 19 | RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE III                          |
| 11 | - | 20 | RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE IV                           |
| 11 | - | 21 | RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION, PHASE V                            |

Tableau 11-1 : DONNEES CLIMATOLOGIQUES

	Années de réf.	Station de réf.	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Année
<b>1. Températures moyennes (°C)</b>															
1.1	51 - 76	Kolda	34,6	37,3	39,6	40,3	39,6	35,8	32,1	31,1	31,6	33	34,2	33,3	
1.2	51 - 76	Kolda	13	16	18,9	21,2	23	24	22,9	22,7	22,5	22,3	18,9	14	
1.3	51 - 76	Kolda	23,8	26,7	29,2	30,7	31,3	29,9	27,5	26,9	27	27,6	26,6	23,7	27,6
1.4	72 - 77	Bassé	27,1	29,3	32,5	35,6	37,0	34,1	31	29,6	29,7	31	30,5	27,5	31,2
1.5	72 - 77	Bassé	29,3	30,4	32,6	35,0	36,7	35,3	33,2	34,7	31,1	32,3	32,3	30,1	32,5
<b>2. Insolation (heures/mois)</b>															
Durée moyenne	51 - 76	Kolda	270,3	257,9	291,9	288,3	284,6	236,7	211,1	181,2	180,5	226,3	244,1	245,2	264
<b>3. Humidité relative (%)</b>															
3.1	51 - 76	Kolda	88,6	82,3	81,6	80,6	83,3	91,5	96,8	97,5	97,5	97,9	97,8	94,8	90,9
3.2	51 - 76	Kolda	18,4	16,8	17,1	20,1	28,8	46,8	61,9	68,1	66,2	59,1	40,4	25,3	39,1
3.3	51 - 76	Kolda	53,5	49,5	49,4	50,4	56	69,2	79,4	81,8	81,9	78,5	69,1	60	65
<b>4. Vent (m/s)</b>															
Moyenne	72 - 77	Bassé	1,5	2,2	2,2	2,3	2,6	2,6	2,1	1,9	1,5	1,3	1,4	1,6	2,0
<b>5. Précipitations (mm)</b>															
5.1	32 - 77	Vélingara	-	-	-	3	24	132	218	314	276	90	6	-	1063
5.2	32 - 77	Vélingara	-	-	-	-	2	78	154	239	203	42	-	-	863
<b>6. Evaporation (mm)</b>															
6.1	77 - 78	Bassé	167	193	257	279	285	228	214	198	192	167	138	121	2439
6.2	-	Calculé <sup>(1)</sup>	161	164	200	217	238	201	167	123	116	150	152	156	2035
<b>7. Evapotranspiration potentielle (mm)</b>															
ETo zone projet	-	Calculé <sup>(1)</sup>	140	143	174	189	198	183	152	112	105	136	132	136	1800
<b>8. Déficit ou excédent d'eau (mm)</b>															
8.1	-		(140)	(143)	(174)	(186)	(174)	(51)	66	202	271	(46)	(126)	(136)	(737)
8.2	-		(140)	(143)	(174)	(189)	(196)	(105)	2	127	98	(94)	(132)	(130)	(937)

Remarque (1) : Voir rapport agronomique, tableau 6-5

Tableau 11-2 : BESOINS EN EAU DES CULTURES (mm)

	Janvier		Février		Mars		Avril		Mai		Juin		Juillet		Août		Septembre		Octobre		Novembre		Décembre		Total			
																									Hivernage	Contre-saison		
1. Evapotranspiration potentielle ETo (demi-mensuelle)	69	71	68	75	84	90	93	96	100	98	94	89	81	71	59	53	51	54	64	72	67	65	67	69				
2. Pluie utile, 4 ans sur 5											18	37	46	62	77	90	85	57	29	0								
<u>Riz mécanisé et paysannal</u>	15/1	110-120 jours										14/5	6/7										110 jours				23/10	
3. Coefficient de culture, Kc	0,62	0,93	1,01	1,11	1,16	1,16	0,92	0,60					0,50	0,80	1,00	1,09	1,15	1,16	1,00	0,65								
4. Besoins en eau de culture Kc X ETo	44	63	76	93	104	108	84	23 <sup>(1)</sup>					27	57	59	58	59	63	64	24 <sup>(1)</sup>					411	595		
5. Pré-irrigation																												
6. Percolation 2 mm/jour	0	20	28	31	31	30	28	0			60																	
7. Besoins nets en eau 4+5+6-2	44	83	104	124	135	138	112	23			60 <sup>(3)</sup>		0	16	31	31	30	30	22	0			60		60	60		
8. Submersion		50	50				-100					0	11	13	0	4	36	57	24			60		60		160	168	
9. Total besoins 7+8	44	133	154	124	135	138	12	23			60		0	11	13	0	4	36	57	24			60		60		205	823
10. Total applications (4)	59	177	205	165	180	184	12	0 <sup>(2)</sup>			75		0	50 <sup>(5)</sup>	0	0	50 <sup>(5)</sup>	0	75	0 <sup>(2)</sup>			80		80		205	823
<u>Maïs mécanisé et Maïs/sorgho (1:2) paysannal (6)</u>	15/1	110 jours										4/5	6/7										110 jours				23/10	
3. Coefficient de culture, Kc	0,51	0,63	0,76	0,98	1,11	1,11	0,69						0,50	0,60	0,71	0,92	1,10	1,13	0,85	0,50								
4. Besoins en eau de culture, Kc X ETo	36	43	57	82	100	103	66						41	43	42	49	56	61	54	18 <sup>(1)</sup>								
5. Pré-irrigation																												
6. Total besoins 4+5-2	36	43	57	82	100	103	66				40																	
7. Total applications (4)	55	66	88	126	154	158	102				62		0	0	0	0	0	4	25	18			50		50		40	50
													0	50 <sup>(7)</sup>	0	0	0	0	38	0 <sup>(2)</sup>			50		50		87	537
																							77		150		826	

Notes (1) Représente une partie de la période

(2) Alimenté par l'humidité résiduelle du sol

(3) Pluie utile non considérée

(4) Rendement d'irrigation à la parcelle 75 % (riz) et 65 % maïs/sorgho) en contre-saison

(5) Deux irrigations nécessaires en mi-saison une année sur cinq ; dates d'irrigation variables

(6) Maïs 90 jours, sorgho 120 jours avec rapport 1 ha maïs : 2 ha sorgho

(7) Une irrigation nécessaire en mi-saison une année sur cinq ; dates d'irrigation variables

Tableau 11 - 3 : VITESSES D'INFILTRATION, PERMEABILITE ET CAPACITE DE RETENTION UTILE DU SOL (1)

Type de sols	Vocation agricole	Vitesse d'infiltration instantannée du sol desséché		Couches à la moindre perméabilité (2)		Capacité de rétention du sol sur 100 cm (% volume)
		Après 1 h. (cm / heure)	Après 4 h. (cm / heure)	Profondeur (cm)	Perméabilité (cm / heure)	
Sols des terrasses inférieures	Riz/riz	0,8 - 3,2	0,2 - 2,6	80 - 240	0 - 0,5	11 - 26
Sols des terrasses supérieures						
- Sols peu perméables	Riz/riz	1,7 - 7,5	0,8 - 6,3	40 - 180	0 - 0,3	10 - 20
- Sols moyennement perméables	Riz/divers	1,3 - 3,5	0,9 - 2,9	70 - 170	0,5 - 2,2	11 - 14
Sols sableux colluviaux	Non irrigables dans la plupart des cas	7 - 15	7 - 16	120 - 260	3 - 16	8 - 17
Sols des plateaux	Divers/divers	8 - 20	3 - 16	60 - 350	1,3 - 5	8 - 14

Remarques : (1) Le tableau donne les chiffres limites obtenus par les tests. Pour plus amples information voir tableau 4-3 et description des profils de référence du rapport pédologique.

(2) Les tests ont dû être limités à une profondeur de 3,50 m au maximum. Cette couche ne correspond par conséquent pas dans tous les cas à la couche imperméable.

Tableau 11-4 : ANALYSES DES EAUX DE LA KAYANGA (1)

		08/08 1978	19/10 1978	22/10 1978	23/10 1978	24/10 1978	02/11 1978	29/11 1978	09/12 1978	21/12 1978	16/01 1979	11/04 1979	Moyenne
CE x 10 <sup>6</sup>	μmho/cm		41,15	34,5	33,1	36,6	29,3	36	37	35	42	43	36,8
Résidu sec	mg/l	74	62	60	70	78	54	52	65	76	75	49	64,1
Matière en susp.	mg/l	26,5	15,5	21,5	20,5	27,5	19,0	7,5	7,5	3,4	5,6	3,4	13,1
pH		7,3	6,3	6,25	6,35	6,3	6,2	6,7	6,5	6,5	6,2	6,25	6,4
Ca <sup>++</sup>	méq/l	0,32	0,35	0,28	0,28	0,26	0,24	0,19	0,22	0,25	0,20	0,20	0,25
Mg <sup>++</sup>	méq/l	0,06	0,12	0,12	0,11	0,13	0,10	0,12	0,13	0,25	0,15	0,12	0,12
Na <sup>+</sup>	méq/l	0,05	0,04	0,04	0,04	0,05	0,03	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,05
K <sup>+</sup>	méq/l	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,02	0,03	0,02
CO <sub>3</sub> <sup>--</sup>	méq/l	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	méq/l	0,40	0,35	0,30	0,32	0,30	0,30	0,40	0,40	0,26	0,26	0,42	0,32
SO <sub>4</sub> <sup>--</sup>	méq/l	0,01	0,04	0,01	0,02	0,02	0,04	0	0,02	0,05	0,03	0,16	0,03
Cl <sup>-</sup>	méq/l	0,10	0,04	0,03	0,03	0,05	0,03	0,09	0,09	0,10	0,22	0,04	0,08

(1) les échantillons ont été pris au pont de Wassadou à l'exception du premier (celui du 8/8/1978) qui a été pris au pont de Niapo

Tableau 11-5 : DOSE ET FREQUENCE D'ARROSAGE THEORIQUE

Type de sols	Culture irriguée	Profondeur d'enracinement (h) (mm)	Capacité de rétention utile du sol (CV) (%)	Epuisement admissible de CV (%)	Dose maximale à administrer (mm)	Besoins en eau maxima de la culture (mm/jour)	Fréquence d'arrosage théorique (jours)
Sols des terrasses inférieures	Riz	600	14	66	55	7,2	7,6
Sols des terrasses supérieures							
- peu perméables	Riz	600	14	66	55	7,2	7,6
- moyennement perméables	Maïs/sorgho	1 100	11	66	80	6,9	11,6
Sols des plateaux	Maïs/sorgho	1 100	11	66	80	6,9	11,6

Tableau 11-6 : FREQUENCES D'ARROSAGE ET HEURES D'IRRIGATION

Culture de contre-saison	Application de pointe à la parcelle (1) (mm/jour)	Fréquence d'arrosage (jours)	Dose d'arrosage totale pour ferme de 2,5 ha(2) (m <sup>3</sup> )	Heures d'irrigation totales avec module de		
				30 l/s	40 l/s	50 l/s
Riz	14,6	5	1 460	13,5	10,1	8,1
		7	2 044	18,9	14,9	11,4
		10	2 920	24	20,3	16,2
Maïs/sorgho	10,5	5	1 050	9,7	7,3	5,8
		7	1 470	13,6	10,2	8,2
		10	2 100	19,4	14,6	11,7

Remarques : (1) Efficience de l'irrigation de 75 % pour le riz et 65 % pour le maïs/sorgho  
 (2) 80 % de la surface en culture en saison sèche

Tableau 11- 7 : CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE SAISON - CULTURE PAYSANNALE

Période	Evapotranspiration potentielle ETo (mm/jour)	Intervalle (jours)	Coefficient de culture Kc	Besoins en eau de la culture (mm) Kc.ETo	Percolation (mm)	Pré-irrigation et submersion (mm)	Total besoins	Applications à la parcelle			Durée d'application avec modules de 40 l/s (3)(4) (heures)
								Application totale (mm) (5)(6) Date des semis		Application moyenne (mm)	
								15/1	8/1		
25/12 - 31/12	4,4	7	-						80	40	6
1/ 1 - 7/ 1	4,4	7	-			60	60	80	-	40	6
8/ 1 - 14/ 1	4,5	7	-				-	-	44	22	3
15/ 1 - 21/ 1	4,6	7	0,45	33			33	44	-	22	3
22/ 1 - 28/ 1	4,7	7	0,58				-	-	43	22	3
29/ 1 - 4/ 2	4,8	7	0,76	26			26	46 <sup>(2)</sup>	128	87	13
5/ 2 - 11/ 2	4,9	7	0,95	33	14	50	97	129	65	97	14 1/2
12/ 2 - 18/ 2	5,0	7	1,02	36	14		50	67	133	100	14 1/2
19/ 2 - 25/ 2	5,2	7	1,04	38	14	50	102	136	71	104	15
26/ 2 - 4/ 3	5,3	7	1,07	40	14		54	72	72	72	10 1/2
5/ 3 - 11/ 3	5,5	7	1,09	42	14		56	75	76	76	11
12/ 3 - 18/ 3	5,65	7	1,12	44	14		58	77	79	78	11 1/2
19/ 3 - 25/ 3	5,8	7	1,14	46	14		60	80	83	82	12
26/ 3 - 1/ 4	5,95	7	1,17	49	14		63	84	85	85	12 1/2
2/ 4 - 8/ 4	6,1	7	1,19	51	14		65	87	84	86	12 1/2
9/ 4 - 15/ 4	6,25	7	1,15	50	14		64	85	-	43	6 1/2
16/ 4 - 22/ 4	6,35	7	1,00	44	14	- 50	8	- <sup>(2)</sup>	-	-	-
23/ 4 - 29/ 4	6,4	7	0,80	36	14	- 50	-	-	-	-	-
30/ 4 - 6/ 5	6,45	7	0,60	27	-	-	27 <sup>(1)</sup>	-	-	-	-
7/ 5 - 14/ 5	6,4	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Total				595	168	60	823	1 062	1 043	1 056	154 1/2

Note (1) Alimenté par l'humidité résiduelle du sol

(2) Besoins en eau pour 16/4 sont ajoutés aux besoins pour 29/1

(3) Parcelle de 2,5 ha avec intensité de culture de 80 %

(4) Pertes de 5 % entre le module installé au début du canal tertiaire et la parcelle

(5) L'efficacité de l'irrigation à la parcelle est de 75 %

(6) Les colonnes 1 - 8 représentent le calcul détaillé pour la culture semée le 15 janvier

Tableau 11-8 : CALENDRIER DE L'IRRIGATION - RIZ DE CONTRE SAISON - CULTURE MECANISEE

Periode	Evapotranspiration potentielle ETo (mm/jour)	Intervalle (jours)	Coefficient de culture Kc	Besoins en eau de la culture (1) Kc.ETo (mm)	Percolation (mm)	Pré-irrigation et submersion (mm)	Total besoins	Application d'eau d'irrigation (mm)	Durée d'application (5)(6) pour 1 unite parcel-laire avec module de 40 l/s (heures)
25/12 - 31/12	4,4	7	-	-	-	-	-	-	-
1/ 1 - 7/ 1	4,4	7	-	-	-	-	-	-	-
8/ 1 - 14/ 1	4,5	7	-	-	-	60	60	60	12 1/2
15/ 1 - 21/ 1	4,6	7	0,45	-	-	-	-	-	-
22/ 1 - 28/ 1	4,7	7	0,58	33	-	-	33	33	6 1/2
29/ 1 - 4/ 2	4,8	7	0,76	26	-	-	26	46 (3)	7
5/ 2 - 11/ 2	4,9	7	0,95	33	14	25	72	96	15
12/ 2 - 18/ 2	5,0	7	1,02	36	14	25	75	100	15 1/2
19/ 2 - 25/ 2	5,2	7	1,04	38	14	25	77	103	16
26/ 2 - 4/ 3	5,3	7	1,07	40	14	25	79	105	16
5/ 3 - 11/ 3	5,5	7	1,09	42	14	-	56	75	11 1/2
12/ 3 - 18/ 3	5,65	7	1,12	44	14	-	58	77	12
19/ 3 - 25/ 3	5,8	7	1,14	46	14	-	60	80	12
26/ 3 - 1/ 4	5,95	7	1,17	49	14	-	63	84	13
2/ 4 - 8/ 4	6,1	7	1,19	51	14	-	65	87	13 1/2
9/ 4 - 15/ 4	6,25	7	1,15	50	14	-	64	85	13
16/ 4 - 22/ 4	6,35	7	1,00	44	14	- 50	8	3	-
23/ 4 - 29/ 4	6,4	7	0,80	36	14	- 50	-	-	-
30/ 4 - 6/ 5	6,45	7	0,60	27	-	-	27(2)	-	-
7/ 5 - 14, 5	6,4	8	-	-	-	-	-	-	-
				595	168	60	823	1 062	162

Note (1) Date de semis : 15 janvier

(2) Alimenté par l'humidité résiduelle du sol

(3) Les besoins en eau pour le 16/4 sont ajoutés aux besoins pour le 29/1

(4) L'efficience de l'irrigation à la parcelle est de 75 %

(5) Pertes de 5 % entre le module installé au début du canal tertiaire et la parcelle

(6) Unité parcellaire : 2,1 ha net en culture mécanisée

Tableau 11-9 : CALENDRIER DE L'IRRIGATION - MAIS DE CONTRE-SAISON

Période	Evapotranspiration potentielle ETo mm/jour	Intervalle jours	Coefficient de culture Kc -	Besoins en eau de la culture Kc ETo mm	Pré-irrigation mm	Total besoins mm	Applications à la parcelle			Durée d'application à 30 l/s sur 2 ha <sup>(2)</sup> (3) heures
							Application totale (mm) efficacité 65 % Date des semis		Application moyenne mm	
							15/1	8/1		
25/12 - 31/12	4,4	7						77	39	7 1/2
1/1 - 7/1	4,4	7			50	50	77	-	39	7 1/2
8/1 - 14/1	4,5	7				-	-	49	25)	6 1/2 (1)
15/1 - 21/1	4,6	7	0,45)	32		32	49	-	25)	6 1/2 (1)
22/1 - 28/1	4,7	7	0,54)				-	29	15)	
29/1 - 4/2	4,8	7	0,58	19		19	29	34	32)	9 1/2 (1)
5/2 - 11/2	4,9	7	0,63	22		22	34	35	35)	11 (1)
12/2 - 18/2	5,0	7	0,67	23		23	35	42	39)	
20/2 - 25/2	5,2	7	0,74	27		27	42	48	45	9
26/2 - 4/3	5,3	7	0,84	31		31	48	57	53	10 1/2
5/3 - 11/3	5,5	7	0,96	37		37	57	65	61	12
12/3 - 18/3	5,65	7	1,05	42		42	65	69	67	13
19/3 - 25/3	5,8	7	1,11	45		45	69	72	71	14
26/3 - 1/4	5,95	7	1,14	47		47	72	75	74	14 1/2
2/4 - 8/4	6,1	7	1,15	49		49	75	72	74	14 1/2
9/4 - 15/4	6,25	7	1,07	47		47	72	59	66	13
16/4 - 22/4	6,35	7	0,85	38		38	59	43	51	10
23/4 - 29/4	6,4	7	0,62	28		28	43	-	22	4 1/2
30/4 - 4/5	6,45	5	-	-		-	-	-	-	
				487	50	537	826		833	163 1/2

- Note (1) Les premières applications se feront à un intervalle de 10 ou 14 jours  
 (2) Parcelle de 2,5 ha et intensité de culture de 80 %  
 (3) Pertes de 5 % entre le module installé au début du canal tertiaire et la parcelle

Tableau 11-10 : PHASES DE DEVELOPPEMENT  
SURFACES NETTES A METTRE EN VALEUR  
(en ha)

	Fermes mécanisées	Fermes paysannes				Total
	Riz - riz	Riz-riz	Riz-divers	Divers-div.	Total	
PHASE I	665	650		105	755	1 420
PHASE II	1 445	1 215	210	150	1 575	3 020
PHASE III		2 025	830	195	3 050	3 050
PHASE IV	1 485	815	1 500	195	2 510	3 995
PHASE V	1 340	2 505	870	65	3 440	4 780
TOTAL	4 935	7 210	3 410	710	11 330	16 265

Tableau 11-11: PROGRAMME D'AMENAGEMENT DES ZONES IRRIGUEES

		Phase I				Phase II		Phase III		Phase IV				Phase V					2001-2030		
		1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997		1998	1999
<b>AUGMENTATION DE LA SURFACE IRRIGABLE</b>																					
Ferme mécanisée	ha	665				1 050	395			790	695		740	300	300						
<b>Petites exploitations</b>																					
riz - riz	ha		175	475		180	1 035	750	1 275	350	165	300	1 005	300	500	700					
riz - polyculture	ha					165	45	555	275	740	300	460	130	160	400	180					
polyculture - polyculture	ha					105	45	195		110	45	40	65								
total petites exploitations	ha		280	475		450	1 125	1 500	1 550	1 200	510	800	1 200	460	900	880					
Total augmentation annuelle	ha	665	280	475		1 500	1 520	1 500	1 550	1 200	1 300	1 495	1 200	1 200	1 200	1 180					
<b>PETITES EXPLOITATIONS AMENAGEES</b>																					
Exploitées par l'Administration du projet	ha		175	475		180	1 035	750	1 275	350	165	300	1 005	300	500	700					
Exploitées par les agriculteurs	ha		105	280	755	1 025	1 295	3 080	4 105	6 230	6 925	7 560	8 085	9 250	9 950	10 630	11 330				11 330
Total	ha		280	755	755	1 205	2 330	3 830	5 380	6 580	7 090	7 890	9 090	9 550	10 450	11 330	11 330				11 330
<b>TERRES TRANSFEREES AUX PETITS EXPLOITANTS</b>																					
Rive droite	ha		105	175	475	270	270	550	800	800	600	400	400	400	135						
Rive gauche	ha									400	600	800	800	800	865	985	700				
Total	ha		105	175	475	270	270	550	800	1 200	1 200	1 200	1 200	1 200	1 000	985	700				
<b>SURFACE IRRIGUEE CUMULEE</b>																					
Ferme mécanisée	ha	665	665	665	665	1 715	2 110	2 110	2 110	2 110	2 900	3 595	3 595	4 335	4 635	4 935	4 935				4 935
Exploitée temporairement par l'Administration du projet	ha		175	475		180	1 035	1 985	2 735	2 735	2 045	1 635	1 645	905	805	700					
Petits exploitants	ha		105	280	755	1 025	1 295	1 845	2 645	3 845	5 045	6 245	7 445	8 645	9 645	10 630	11 330				11 330
Total	ha	665	945	1 420	1 420	2 920	4 440	5 940	7 490	8 690	9 990	11 485	12 685	13 885	15 085	16 265	16 265				16 265

Tableau 11-12 : PROGRAMME DE CONSTRUCTION

	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	
<b>PHASE I (incl.périmètre pilote)</b>																		
Avant projet détaillé	—																	
Appel d'offres	—																	
Construction du barrage du confluent et de la station de pompage		—																
Réseau de distribution et aménagement du périmètre		—																
Surfaces nettes aménagées (ha)		665	220	475														
<b>PHASE II / III Rive droite</b>																		
Avant projet détaillé			—															
Appel d'offres			—															
Construction :																		
Barrage de Niandouba				—														
Barrage de garde Anambé et modifications au barrage du confluent				—														
Station de pompage principale rive droite et ouvrages annexes				—														
Installation des groupes					—													
Fondations station de pompage rive gauche					—													
Déplacement de la station Phase I						—												
Station de pompage secondaire							—											
Réseau principal								—										
Réseau secondaire, aménagements tertiaires et réseau de drainage									—									
Surfaces nettes aménagées (ha)						1 500	1 520	1 500	1 550									
<b>PHASE IV / V Rive gauche</b>																		
Station de pompage principale rive gauche et ouvrages annexes					—													
Installation des groupes																		
Réseau principal										—								
Réseau secondaire, aménagements tertiaires et réseau de drainage											—							
Surfaces nettes aménagées (ha)												1 200	1 300	1 495	1 200	1 200	1 200	1 180
Surfaces nettes totales aménagées		665	945	1 420		2 920	4 440	5 940	7 490	8 690	9 990	11 485	12 685	13 835	15 085	16 265		

Tableau 11-13 : MODULES D'ARROSAGE

	Unité	Riz (mi - février)		Maïs / Sorgho	
		Culture mécanisée	Culture paysannale	Début avril	Mi-février
<u>Application à la parcelle</u>					
Application de pointe (1)	mm	105	104	74	45
Application à la parcelle (2)	m3	2 205	2 080	1 480	900
Débit du module installé au début du canal tertiaire	l/s	40	40	30	30
Débit à l'ouvrage de distribution (3)	l/s	38	38	28,5	28,5
Nombre d'heures d'arrosage	heure	16	15	14 1/2	9
<u>Réseau de distribution</u>					
Module d'arrosage au secondaire	l/s. ha <sup>(4)</sup>	2,47	2,47	1,85	1,85
Module d'arrosage au primaire	l/s. ha	2,60	2,60	1,95	1,95
<u>Réseau d'alimentation</u>					
Débit fictif continu aux stations de pompage principales	l/s. ha	1,65	1,65	1,17	0,71
Débit fictif continu au barrage de Niandouba	l/s. ha	1,83	1,83	1,30	0,79

(1) Voir tableaux 11-7, 11-8 et 11-9

(2) 80 % d'intensité de culture en contre-saison, ce qui correspond à 2 ha sous culture pour la ferme de 2,5 ha en culture paysannale et 29,6 ha pour le bloc de 37 ha en culture mécanisée

(3) 5 % de pertes dans le canal tertiaire

(4) ha nets de surface totale aménagée

Tableau 11 -14 : VOLUME DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION PAR HECTARE

	A la parcelle				Aux stations de pompage		Au barrage de Niandouba	
	R i z		Cultures diverses		Riz	Cultures diverses	Riz	Cultures diverses
	mm	m <sup>3</sup> /ha	mm	m <sup>3</sup> /ha	m <sup>3</sup> /ha	m <sup>3</sup> /ha	m <sup>3</sup> /ha	m <sup>3</sup> /ha
Janvier	59	590	55	550	708	660	787	733
Février	382	3 820	154	1 540	4 584	1 848	5 093	2 053
Mars	345	3 450	280	2 800	4 140	3 360	4 600	3 733
Avril	196	1 960	260	2 600	2 352	3 120	2 613	3 467
Mai								
Juin	75	750	62	620	900	744	1 000	827
Juillet	50	500	50	500	600	600	667	667
Août								
Septembre	50	500			600		667	
Octobre	75	750	38	380	900	456	1 000	507
Novembre								
Décembre	80	800	77	770	960	924	1 067	1 027
Total hivernage	250	2 500	150	1 500	3 000	1 800	3 334	2 001
Total contre saison	1 062	10 620	826	8 260	12 744	9 912	14 160	11 013
Total général	1 312	13 120	976	9 760	15 744	11 712	17 494	13 014

Tableau 11 - 15 : BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AU BARRAGE DE NIANDOUBA

	Besoins en eau (10 <sup>6</sup> M <sup>3</sup> )				
	P h a s e				
	I	II	III	IV	V
Janvier	0,89	2,78	4,66	7,09	10,07
Février	5,53	16,97	26,89	39,06	56,26
Mars	5,16	16,02	26,53	40,06	56,99
Avril	3,03	9,60	16,68	26,19	36,81
Mai					
Juin	1,32	4,18	7,04	10,71	15,42
Juillet	0,90	2,82	4,74	7,20	10,38
Août					
Septembre	0,83	2,66	4,46	6,87	9,86
Octobre	1,29	4,10	6,91	10,56	15,18
Novembre					
Décembre	1,21	3,77	6,34	9,69	13,76
Total hivernage	4,34	13,76	23,15	35,34	50,84
Total contre-saison <sup>(1)</sup>	15,82	49,14	81,10	122,09	173,89
Total général	20,16	62,90	104,25	157,43	224,73

(1) Intensité de culture maximum : 80 %

Tableau 11-16 : BESOINS EN EAU D'IRRIGATION AUX STATIONS DE POMPAGE

	B E S O I N S   E N   E A U   ( E N   1 0 <sup>6</sup> . M <sup>3</sup> )														
	PHASE I 1 420 ha			PHASE II 4 440 ha			PHASE III 7 490 ha			PHASE IV 11 485 ha			PHASE V 16 265 ha		
	riz	cult. div.	total	riz	cult. div.	total	riz	cult. div.	total	riz	cult. div.	total	riz	cult. div.	total
Superficie culti- vée en hivernage	1249	95	1344	3976	242	4218	6688	428	7116	10298	613	10911	14777	675	15452
Superficie culti- vée en contre- saison	1052	84	1136	3180	372	3 552	4800	1192	5992	6640	2548	9188	9716	3296	13012
JANVIER	0,74	0,06	0,80	2,25	0,25	2,50	3,40	0,79	4,19	4,70	1,68	6,38	6,88	2,18	9,06
FEVRIER	4,82	0,16	4,98	14,58	0,69	15,27	22,00	2,20	24,20	30,44	4,71	35,15	44,54	6,09	50,63
MARS	4,36	0,28	4,64	13,17	1,25	14,42	19,87	4,01	23,88	27,49	8,56	36,05	40,22	11,07	51,29
AVRIL	2,47	0,26	2,73	7,48	1,16	8,64	11,29	3,72	15,01	15,62	7,95	23,57	22,85	10,28	33,13
MAI															
JUIN	1,12	0,07	1,19	3,58	0,18	3,76	6,02	0,32	6,34	9,27	0,37	9,64	13,30	0,58	13,88
JUILLET	0,75	0,06	0,81	2,39	0,15	2,54	4,01	0,26	4,27	6,18	0,30	6,48	8,87	0,47	9,34
AOUT															
SEPTEMBRE	0,75		0,75	2,39		2,39	4,01		4,01	6,18		6,18	8,87		8,87
OCTOBRE	1,12	0,04	1,16	3,58	0,11	3,69	6,02	0,20	6,22	9,27	0,23	9,50	13,30	0,36	13,66
NOVEMBRE															
DECEMBRE	1,01	0,08	1,09	3,05	0,34	3,39	4,61	1,10	5,71	6,37	2,35	8,72	9,33	3,05	12,38
Total hivernage	3,75	0,17	3,92	11,94	0,44	12,38	20,06	0,78	20,84	30,90	0,90	31,80	44,34	1,41	45,75
Total contre- saison	13,40	0,80	14,20	40,53	3,69	44,22	61,17	11,82	72,99	84,62	25,25	109,87	123,82	32,67	156,49
TOTAL GENERAL	17,15	0,97	18,12	52,47	4,13	56,60	81,23	12,60	93,83	115,52	26,15	141,67	168,16	34,08	202,24

Tableau 11-17 : RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION

---

AMENAGEMENT RIVE	DROITE	PHASE	I
SURFACE IRRIGUEE (HA NET)	1 420		

---

OUVRAGES	COUTS (en mio. F.CFA)
----------	--------------------------

---

CANAUX PRINCIPAUX	526,2
CHENAL D'AMENEE	36,6
PISTES PRINCIPALES	95,3
CANAUX ET DRAINS SECONDAIRES	160,1
PISTES SECONDAIRES	118,4
AMENAGEMENT TERTIAIRE	735,1

---

COUTS TOTAUX (SANS IMPREVUS)	1 671,7
------------------------------	---------

---

Tableau 11-18 : RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION

---

AMENAGEMENT RIVE	DROITE	PHASE II
SURFACE IRRIGUEE (HA NET)	3 020	

---

OUVRAGES	COUTS (en mio. F.CFA)
----------	--------------------------

---

CANAUX PRINCIPAUX	1 775,9
DRAINS PRINCIPAUX	146,2
PISTES PRINCIPALES	144,5
CANAUX ET DRAINS SECONDAIRES	379,7
PISTES SECONDAIRES	343,1
AMENAGEMENT TERTIAIRE	1 398,2
AMENAGEMENT DES CHENALS DE LA KAYANGA ET DE L'ANAMBE	199,0
<b>COUTS TOTAUX (SANS IMPREVUS)</b>	<b>4 386,6</b>

---

Tableau 11-19 : RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION

AMENAGEMENT RIVE SURFACE IRRIGUEE (HA NET)	DROITE 3 050	PHASE III
OUVRAGES		COUTS (en mio. F.CFA)
CANAUX PRINCIPAUX		922,2
DRAINS PRINCIPAUX		159,0
PISTES PRINCIPALES		174,7
CANAUX ET DRAINS SECONDAIRES		394,6
PISTES SECONDAIRES		289,3
AMENAGEMENT TERTIAIRE		1 768,6
COUTS TOTAUX (SANS IMPREVUS)		3 708,4

Tableau 11-20 : RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION

AMENAGEMENT RIVE SURFACE IRRIGUEE (HA NET)	GAUCHE 3 995	PHASE IV
OUVRAGES		COUTS (en mio. F.CFA)
CANAUX PRINCIPAUX		1 870,1
DRAINS PRINCIPAUX		197,3
PISTES PRINCIPALES		255,0
CANAUX ET DRAINS SECONDAIRES		506,5
PISTES SECONDAIRES		408,2
AMENAGEMENT TERTIAIRE		2 159,6
BASSIN DE COMPENSATION		102,9
COUTS TOTAUX (SANS IMPREVUS)		5 499,6

Tableau 11-21 : RECAPITULATIF DES COUTS DE CONSTRUCTION

AMENAGEMENT RIVE	GAUCHE	PHASE	V
SURFACE IRRIGUEE (HA NET)	4 780		
OUVRAGES		COUTS (en mio. F.CFA)	
CANAUX PRINCIPAUX		2 335,3	
DRAINS PRINCIPAUX		183,1	
PISTES PRINCIPALES		312,2	
CANAUX ET DRAINS SECONDAIRES		537,4	
PISTES SECONDAIRES		487,4	
AMENAGEMENT TERTIAIRE		2 520,2	
COUTS TOTAUX (SANS IMPREVUS)		6 375,6	

## ANNEXES

## LISTE DES ANNEXES

- 1 CANAUX PRINCIPAUX, SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS
- 2 CANAUX SECONDAIRES, SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS
- 3 PARAMETRES D'EXECUTION DES CANAUX
- 4 DETAIL ESTIMATIF : NOMENCLATURE ET DESCRIPTION DES TRAVAUX
- 5 DETAILS ESTIMATIFS
- 6 BASSIN DE COMPENSATION RIVE GAUCHE, JUSTIFICATION ECONOMIQUE
- 7 CANAUX EN BETON ET EN TERRE, COMPARAISON ECONOMIQUE
- 8 NAPPE PHREATIQUE DU BASSIN DE L'ANAMBE
- 9 EVACUATION DES EAUX EXCEDENTAIRES DU CENTRE DU BASSIN

## ANNEXE 1

CANAUX PRINCIPAUX  
SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS

Canal n°	Points kilométriques	Construction prévue pour phase					Surfaces irriguées (ha nets)				Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)
		I	II	III	IV	V	riz-riz mécan.	riz-riz paysan	riz- divers	divers- divers		
P-1	0,00-0,90		X				2 110	3 890	1 040	450	18,5	900
	0,90-4,20		X				2 110	3 890	875	450	18,2	3 300
	4,20-6,93		X				2 110	3 775	875	325	17,7	2 730
	6,93-7,36	X					2 110	3 775	875	325	17,7	430
	7,36-10,33	X					1 325	3 560	875	220	14,9	2 970
	10,33-13,75		X				-	1 770	275	75	5,3	3 420
	13,75-16,10		X				-	1 545	275	75	4,7	2 350
	16,10-18,21		X				-	1 040	275	75	3,4	2 110
	18,21-20,31		X				-	960	230	75	3,1	2 100
	20,31-22,40		X				-	960	230	75	3,1	2 090
	22,40-23,80				X		-	390	55	-	1,2	1 400
P-1/1	0,00-1,95	X					1 325	-	-	-	3,5	1 950
	1,95-3,10	X					990	-	-	-	2,6	1 150
P-2	0,00-0,50			X			-	1 510	600	145	5,4	500
	0,50-3,86			X			-	1 385	275	-	4,2	3 360
	3,86-5,19			X			-	1 310	275	-	4,0	1 330
	5,19-7,64			X			-	1 175	275	-	3,6	2 450
	7,64-10,91			X			-	780	275	-	2,7	3 270
	10,91-13,18			X			-	335	275	-	1,5	2 270
P-2/1	0,00-0,88			X			-	125	325	145	1,3	880
	0,88-2,30			X			-	125	225	145	1,1	1 420
	2,30-3,70			X			-	85	110	145	0,8	1 400
P-3	0,00					-	2 825	3 320	2 370	260	21,1	0
	0,00-3,11				X		2 825	3 240	2 370	150	20,7	3 110
	3,11-6,68				X		2 825	2 995	2 195	150	19,7	3 570
	6,68-8,90				X		2 130	2 740	1 340	150	15,6	2 220
	8,90-12,90					X	1 340	2 505	870	65	11,8	4 000

ANNEXE 1

CANAUX PRINCIPAUX  
SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS

Canal n°	Points kilométriques	Construction prévue pour phase					Surfaces irriguées (ha nets)				Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur (m)
		I	II	III	IV	V	riz-riz mécan.	riz-riz paysan.	riz- divers	divers- divers		
P-3	12,90-16,85					X	1 340	2 505	870	65	11,8	3 950
	16,85-20,88					X	1 340	2 195	870	-	10,9	4 030
	20,88-24,80					X	1 340	1 300	580	-	8,0	3 920
	24,80-26,95					X	-	880	580	-	3,4	2 150
	26,95-28,72					X	-	340	580	-	2,0	1 770
P-3/1	0,00						695	255	855	-	4,2	0
	0,00-2,33				X		695	205	830	-	4,0	2 330
	2,33-4,22				X		695	140	670	-	3,5	1 890
	4,22-7,05				X		695	85	145	-	2,3	2 830
P-3/2	0,00						790	235	470	85	3,8	0
	0,00-2,80				X		790	65	145	85	2,7	2 800
P-3/3	0,00-0,18					X		895	290	-	2,9	180
	0,18-2,10					X		435	290	-	1,7	1 920
	2,10-3,27					X		435	85	-	1,3	1 170
P-3/4	0,00-1,36					X	1 340	420	-	-	4,6	1 360
	1,36-2,74					X	1 340	185	-	-	4,0	1 380
	2,74-3,95					X	1 340	-	-	-	3,5	1 210
	3,95-5,15					X	970	-	-	-	2,5	1 200
	5,15-6,44					X	600	-	-	-	1,6	1 290

## ANNEXE 2

## CANAUX SECONDAIRES

## SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS

Canal n°	Construction prévue pour phase					Surfaces irriguées (ha nets)				Débit (l/s)	Longueur (m)	
	I	II	III	IV	V	riz-riz mécan.	riz-riz paysan.	riz- divers	divers- divers			total
SD-1		X						165		165	310	3 000
SD-2		X					115		125	240	520	3 000
SD-3		X				785	70			855	2 100	700
SD-3/1		X				230				230	570	2 200
SD-3/2		X				150				150	370	2 600
SD-3/3		X				150				150	370	850
SD-3/4		X				405				405	1 000	2 150
SD-4	X						145		105	250	560	2 300
SD-5	X	X				335				335	830	2 700
SD-6	X	X				335				335	830	2 700
SD-7	X	X				360				360	890	3 850
SD-8		X				295				295	730	4 900
SD-9	X						250			250	620	3 100
SD-10	X						225			225	560	1 400
SD-10/1	X						90			90	220	900
SD-11		X					180			180	450	1 250
SD-12		X					170			170	420	2 700
SD-13		X					155			155	390	2 850
SD-14		X					80	45		125	280	1 150
SD-15		X					245			245	610	2 000
SD-16		X					200		22	225	540	1 950
SD-17			X				175			175	440	5 000
SD-18			X				215	55		270	640	3 000
SD-19			X				40	125	50	215	420	1 900
SD-20			X				85	50		135	300	1 000
SD-21			X					80	50	130	240	3 000
SD-22			X				85	30	95	210	440	2 600
SD-23			X					100		100	190	1 800
SD-24			X				40	115		155	320	1 800
SD-25			X				75			75	190	300

## CANAUX SECONDAIRES

## SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS

Canal n°	Construction prévue pour phase					Surfaces irriguées (ha nets)				Débit (l/s)	Longueur (m)	
	I	II	III	IV	V	riz-riz mécan.	riz-riz paysan.	riz- divers	divers- divers			total
SD-26			X			135				135	340	1 150
SD-27			X			185				185	460	2 600
SD-28			X			210				210	520	2 000
SD-29			X			355				355	880	2 000
SD-29/1			X			90				90	220	750
SD-30			X			180				180	450	2 600
SD-31			X			90		80		170	370	1 500
SD-32			X			65		195		260	520	1 750
SD-32/1			X			65		65		130	280	800
SD-32/2			X					130		130	240	900
SG-1				X		80			110	190	400	1 900
SG-2				X		65		15		80	190	1 000
SG-3				X		25		75		100	200	900
SG-4				X		155		85		240	540	2 000
SG-5				X		50		25		75	170	300
SG-6				X				80		80	150	800
SG-7				X		65		80		145	310	1 600
SG-8				X				320		320	600	1 450
SG-9				X		55		205		260	520	2 700
SG-10				X		335				335	830	3 500
SG-11				X		85		145		230	480	1 450
SG-12				X		360				360	890	6 000
SG-13				X		140		115		255	560	3 300
SG-14				X		30		210		240	460	3 400
SG-15				X		790				790	1 950	2 600
SG-15/1				X		380				380	940	3 000
SG-15/2				X		410				410	1 010	3 300
SG-16				X				90	50	140	260	900
SG-17				X		65		55	35	155	330	2 400

## CANAUX SECONDAIRES

## SURFACES IRRIGUEES, DEBITS ET LONGUEURS

Canal n°	Construction prévue pour phase					Surfaces irriguées (ha nets)				Débit (l/s)	Longueur (m)	
	I	II	III	IV	V	riz-riz mécan.	riz-riz paysan.	riz- divers	divers- divers			total
SG-18					X	310			65	375	890	4 000
SG-19					X	270				270	670	1 100
SG-19/1					X	85				85	210	600
SG-19/2					X	130				130	320	700
SG-19/3					X	55				55	140	600
SG-19/2+3					X	185				185	460	800
SG-20					X	260				260	640	1 950
SG-21					X	175		85		260	590	1 950
SG-22					X			205		205	380	1 950
SG-23					X	190				190	470	1 650
SG-24					X	160				160	400	1 300
SG-24/1					X	75				75	190	500
SG-25					X	185				185	460	1 300
SG-26					X	370				370	920	2 600
SG-27					X	370				370	920	3 350
SG-28					X	305				305	760	2 700
SG-29					X	295				295	730	3 650
SG-30					X	260				260	650	2 700
SG-31					X	280				280	690	3 000
SG-32					X	200		240		480	940	5 300
SG-33					X	140		340		480	980	3 500

## ANNEXE 3      PARAMETRES D'EXECUTION DES CANAUX

### 1.      PARAMETRES HYDRAULIQUES

#### 1.1      Formule d'écoulement libre

La formule de Manning-Strickler a été choisie pour le calcul des canaux :

$$A = S \cdot C_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

formule dans laquelle :

A = débit

S = section mouillée

C<sub>s</sub> = Coefficient de rugosité

R = rayon hydraulique, c'est-à-dire

section mouillée

périmètre mouillé

I = pente du radier

Les valeurs suivantes ont été retenues pour le coefficient de rugosité :

Canaux avec revêtement en béton      67

Canaux d'irrigation en terre      30

Canaux de drainage      25

#### 1.2      Forme et section des canaux

Tous les canaux sont prévus en forme de trapèze. La section d'écoulement la plus favorable du point de vue hydraulique est celle donnée par un demi hexagone avec les pentes  $\frac{\sqrt{3}}{3}$  (60° ou 0,58 horizontal sur 1 vertical). La valeur

$$w = \frac{P}{P_H}$$

où  $P$  = périmètre mouillé du profil trapézoïdal  
 $P_H$  = périmètre mouillé du demi-cercle avec la même surface de section.

est une valeur caractéristique qui peut être utilisée pour la comparaison de différents profils. Quelques valeurs sont données ci-après

Proportion : $\frac{\text{largeur du radier}}{\text{hauteur d'eau}}$	Pentes des berges (m : 1)				
	0 rectang.	$\frac{\sqrt{3}}{3}$ (0,58)	1	1,5	3
1 : 2	1,410	1,080	1,084	1,158	1,255
1 : 1	1,197	<u>1,051</u>	1,080	1,162	1,260
2 : 1	1,128	1,071	1,112	1,195	1,291

A part les considérations hydrauliques, les canaux doivent également répondre au mieux aux exigences de la construction et de l'entretien. L'expérience a montré, que pour les canaux une section mouillée aplatie avec des pentes de 1 : 1 à 2 : 1, est le mieux adapté. Ainsi l'USBR (United States Bureau of Reclamation) utilise pour ces différents canaux types en général des pentes de 1 : 1 pour les canaux à faible débit (de 0 à 800 l/sec) et 1,5 : 1 pour les canaux à partir de 300 l/sec.

Les valeurs suivantes ont été adoptées :

- Pente des berges :

Canaux en béton 3 : 2  
 Canaux en terre 3 : 2 - 2 : 1

- Proportion largeur du radier/hauteur de l'eau à débit maximal :

Pour canaux en béton 3 : 2  
 Pour canaux en terre 3 : 1

### 1.3 Vitesses d'écoulement et pentes du radier

#### 1.3.1 Canaux en béton

Dans un canal en béton, la vitesse d'écoulement peut techniquement varier dans de larges limites. La vitesse maximale admissible est essentiellement dépendant de la vitesse critique qui ne doit en aucun cas être atteinte. Les valeurs maximales proposées par le USBR correspondent à environ 3/5 de la vitesse critique. Aussi les problèmes de contrôle des niveaux et débits deviennent très difficiles, si les vitesses dépassent 3 m/s. Une vitesse minimale d'environ 0,50 m/s doit être respecté afin d'éviter le dépôt des matières en suspension.

Le choix de la vitesse d'écoulement (et de la pente correspondante) à l'intérieur de la fourchette donnée par les exigences techniques dépend essentiellement des considérations économiques. Dans le réseau de l'Anambé la charge doit être créée par pompage. Ceci amène à adopter les paramètres suivants qui correspondent à des pentes économiques pour les canaux principaux :

vitesses d'écoulement	0,9 - 1,1 m/s
pentés du radier	0,20 - 0,15 ‰

#### 1.3.2 Canaux en terre

Les canaux d'irrigation d'ordre subordonné (canaux secondaires et tertiaires) et les drains sont en terre.

Il peut être admis, que les eaux transportées par les canaux d'irrigation seront pratiquement sans éléments en suspension. Il convient donc d'utiliser la formule de Kennedy modifié qui donne les vitesses non érosives.

Celle-ci est de la forme

$$V_m = C \cdot h^{0,5}$$

où  $h$  = hauteur de l'eau dans le canal

$C$  = coefficient dépendant de la nature des matériaux du canal. Le chiffre utilisé de 0,47 correspond à des matériaux fins limoneux sableux.

Les vitesses admissibles ainsi calculées sont :

Hauteur de l'eau dans le canal (m)	Vitesse non érosive m/s
0,25 - 0,5	0,3
0,5 - 1	0,4
1 - 1,5	0,55

Il est probable que les eaux des drains transporteront des éléments en suspension, tout particulièrement les drains principaux avec des eaux en provenance des zones hors périmètres. Le USBR utilise pour ses projets des vitesses maximales allant de 0,61 - 0,91 m/sec pour des profondeurs d'eau allant de 0,3 m - 9,1 m et des débits allant de 0,2 m<sup>3</sup>/sec - 730 m<sup>3</sup>/sec. Basé sur leurs recommandations, les valeurs suivantes ont été adoptées :

Débit maximal du drain	Vitesse maximale
≤ 0,5 m <sup>3</sup> /sec	0,60 m/sec
0,5 - 1 "	0,65 "
1 - 3 "	0,7 "
3 - 10 "	0,75 "
10 - 25 "	0,8 "
> 25 "	0,85 "

#### 1.4 Rayon minimal des canaux

L'USBR recommande que le rayon minimal de la ligne centrale du canal doit être 3 à 7 fois la largeur de la surface libre de l'eau dans le canal pour les canaux sans revêtement érosif et 3 fois pour les canaux en béton. Les valeurs

suivantes ont été adoptées :

Débit des canaux ( $m^3/sec$ )	Rayon minimal en fonction de la largeur (l) de la surface de l'eau	
	Canaux en béton	Canaux en terre
< 10	3 l	4 l
> 10	3 l	5 l

### 1.5 Revanche

#### 1.5.1 Canaux en béton

Les canaux en béton ont la revanche suivante :

Débit maximal ( $m^3/s$ )	Revanche du revêtement ( m )
< 3	0,20
3 - 7	0,30
7 - 17	0,40
17 - 30	0,50

#### 1.5.2 Canaux en terre

La revanche minimale des canaux d'irrigation en terre est la suivante :

Débit ( $m^3/s$ )	Revanche (m)
< 0,5	3/7 de la hauteur d'eau ou 0,15 m minimum
0,5 - 1	0,4
1 - 2	0,5
2 - 5	0,6

## 2. PARAMETRES TECHNIQUES DES CANAUX EN BETON

### 2.1 Qualité du béton

Le béton utilisé, pour les canaux revêtus, est dosé à 300 kg de ciment. Le curage est prévu avec un produit de cure liquide type Sika Antisol, appliqué en couche mince sur les surfaces du béton frais.

### 2.2 Epaisseur du revêtement

L'épaisseur du revêtement en béton est la suivante :

Débit (m <sup>3</sup> /s)	Epaisseur de revêtement (cm)	
	Berges	Radier
< 2	6,5	6,5
2 - 5	8	8
5 - 15	10	12
15 - 25	12	15
> 25	15	15

### 2.3 Joints

#### 2.3.1 Joints transversaux

L'espacement des joints transversaux est d'environ 50 fois l'épaisseur du revêtement, mais ne devrait pas dépasser 4,50 m.

Le tableau ci-dessous précise les espacements à adopter pour les joints transversaux :

Epaisseur du revêtement (en cm)	Espacement des joints transversaux (en m)
6,5	3
8	3,75
≥ 10	4,5

### 2.3.2 Joints longitudinaux

Les canaux ayant un périmètre de plus de 9 m devraient être munis de joints transversaux et longitudinaux.

Nous pouvons admettre les normes suivantes pour le nombre de joints longitudinaux.

Périmètre du revêtement (m)	Nombre de joints longitudinaux
< 9	0
9 - 16	2
> 16	4

Annexe 4 : DETAIL ESTIMATIF : NOMENCLATURE ET DESCRIPTION DES TRAVAUX

Désignation	Unité	Description des travaux
1. <u>PREPARATION DU TERRAIN</u>		
1.1 Défrichage	ha	Abattage de toute la végétation existante y compris déracinement des souches, extirpation des racines dans les premiers 30 cm du sol et suppression de la végétation y compris pulvérisage et planage grossier
1.2 Nivellement	m <sup>3</sup>	Nivellement du terrain y compris contrôle topographique
1.3 Planage	ha	Réglage et retouche du terrain afin de planer le microrelief existant y compris l'extirpation des termitières
2. <u>TERRASSEMENTS</u>		
2.1 Décapage	m <sup>2</sup>	Décapage de la terre végétale sur 0,15 m et transport des déblais à une distance maximum de 50 m
2.2 Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	Travaux de déblayage au-dessus de la nappe phréatique dans terrain meuble pour la réalisation des canaux et drains importants dépassant 4 m de largeur en tête et mise en forme au profil type y compris mise en dépôt des matériaux à proximité ( 200 m)
2.3 Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	Reprise des matériaux de déblai et mise en place pour création de digues ou pistes y compris compactage par couche de 20 cm

Désignation	Unité	Description des travaux
2.4 Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	Fourniture, mise en place et compactage par couche de 20 cm, de matériaux provenant d'une zone d'emprunt y compris transport sur une distance ne dépassant pas 500 m
2.5 Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	Excavation de canal ayant une largeur en tête ne dépassant pas 4 m dans remblai préalablement compacté et mise en dépôt des matériaux excavés de part et d'autre du canal
2.6 Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	Exécution de fouilles pour ouvrages au-dessus de la nappe phréatique y compris tenue des parois pendant l'ouverture de la fouille, mise en dépôt des matériaux à proximité et réglage et compactage du fond des fouilles
2.7 Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	Mise en remblai des déblais y compris compactage par couches de 15 cm ainsi que toutes sujétions
2.8 Couche de roulement	m <sup>3</sup>	Fourniture et mise en oeuvre (arrosage, brassage, compactage et mise au profil) d'une couche de roulement en latérite de 15-20 cm d'épaisseur moyenne pour piste
2.9 Transport	m <sup>3</sup> .km	Plus-value pour transport de terre au-delà des limites indiquées y compris toutes sujétions
2.10 Enrochement	m <sup>3</sup>	Extraction, transport et mise en oeuvre d'un blocage en pierres de 5 - 10 kg en cuirasse de latérite
3. <u>BETONS</u>		
3.1 Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	Fourniture, transport et mise en place de béton pour structures, dosé à 350 kg de ciment Portland et armé à raison de 60 kg d'acier par m <sup>3</sup> de béton

Désignation	Unité	Description des travaux
3.2 Béton ordinaire CP 250	m <sup>3</sup>	Fourniture, transport et mise en place de béton dosé à 250 kg de ciment Portland par m <sup>3</sup>
3.3 Revêtement en béton	m <sup>2</sup>	Fourniture, transport et mise en place d'un revêtement en béton non armé, dosé à 300 kg de ciment Portland y compris reprofilage avant la mise en place du béton si nécessaire et curage du béton frais à l'aide d'un produit de cure
3.4 Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	Fourniture, transport et mise en place de treillis métalliques soudés pour renforcement du revêtement en béton, toutes sujétions comprises
3.5 Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	Fourniture, transport et mise en oeuvre de coffrages plans ordinaires
3.6 Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	Fourniture, transport et mise en oeuvre de coffrages plans soignés pour surfaces à écoulement hydraulique
3.7 Joints étanches	m <sup>l</sup>	Exécution de joints longitudinaux ou transversaux dans revêtement des canaux en béton, y compris l'obturation des joints par un mastic à deux constituants
3.8 Drainage longitu- dinal	m <sup>l</sup>	Fourniture, transport et mise en oeuvre de drains collecteurs longitudinaux situés sous le radier des canaux bétonnés y compris la réalisation de clapets de décharge si nécessaire
3.9 Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	Exécution de tranchées drainantes latérales en béton poreux en cuirasse de latérite dosé à 100 kg de ciment par m <sup>3</sup> et espacées de 10 m

---

Désignation	Unité	Description des travaux
3.10 Passages busés	m1	Fourniture, transport et pose de buses en béton y compris l'exécution des ouvrages de tête
3.11 Buses métalliques	m1	Fourniture, transport et pose de buses métalliques types ARMCO y compris la fourniture et mise en oeuvre de béton pour ouvrages de tête

---

#### 4. FOURNITURES METALLIQUES

4.1 Vannes automatiques	u	Fourniture, transport, pose, calage et contrôle de fonctionnement de vannes automatiques à niveau constant
4.2 Modules	u	Fourniture, transport, pose, calage et contrôle de fonctionnement de modules à masque type Neyrtec
4.3 Vannes à glissements	u	Fourniture, transport, pose, calage et contrôle de fonctionnement de vannes à glissements
4.4 Vannettes	u	Fourniture, transport, pose, calage et contrôle de fonctionnement de vannettes de sectionnement
4.5 Clôtures	F	Clôtures métalliques, y compris portillon d'accès

#### 5. STRUCTURES DIVERSES

5.1 Passerelles	u	Exécution de passerelles d'une largeur de 1,50 m pour piétons sur canal
5.2 Ponts	u	Exécution de ponts d'une largeur de 4 m pour franchissement de canal par véhicule ou troupeau

	<u>Pages</u>
CANAUX PRINCIPAUX ET BRANCHES DERIVEES	A 501 - A 511
PISTES PRINCIPALES	A 512 - A 516
DRAINS PRINCIPAUX ET CHENAL D'AMENEE PHASE I	A 517
AMENAGEMENT SECONDAIRE	A 518 - A 522
PISTES SECONDAIRES	A 523 - A 527
AMENAGEMENT TERTIAIRE	A 528 - A 532
COUTS D'AMENAGEMENT DES CHENALS KAYANGA ET ANAMBE	A 533

CANAL PRINCIPAL P - 1

PHASE I

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	3 400	640	2 180
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	3 400	1 250	4 250
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	49 230	420	20 680
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	39 070	400	15 630
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	6 070	600	3 640
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	510	1 250	640
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	140	1 400	200
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	2 720	2 400	6 530
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	5 440	100	540
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	10	8 000	80
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	170	52 000	8 840
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>		2 660	
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>		3 200	
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>	33 270	3 920	130 420
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>	15 680	4 670	73 230
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>	1 510	5 790	8 740
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	10 090	650	6 560
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	460	4 600	2 120
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	18 810	900	16 930
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	6 800	5 500	37 400
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	450	18 700	8 410
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u		variable	
4.2	Modules	u	1	variable	940
4.5	Clôtures	F		-	
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	1	2 740 000	2 740
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u		9 320 000	

COUT TOTAL (sans imprévus)

350 700

CANAL PRINCIPAL P - 1  
BRANCHE DERIVEE P - 1/1

PHASE I

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	3 100	640	1 980
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	3 100	1 250	3 880
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	12 740	420	5 350
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	25 750	400	10 300
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	13 200	600	7 920
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	150	1 250	190
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	70	1 400	100
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	2 480	2 400	5 950
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	26 000	100	2 600
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	25	8 000	200
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	150	52 000	7 800
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>		2 660	
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	26 420	3 200	84 540
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	5 280	650	3 430
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	470	4 600	2 160
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	7 050	900	6 350
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	3 100	5 500	17 050
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	240	18 700	4 490
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	1	variable	3 970
4.2	Modules	u	4	variable	4 500
4.5	Clôtures	F		-	200
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	1	2 740 000	2 740
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u		9 320 000	
COUT TOTAL (sans imprévus)					175 500

CANAL PRINCIPAL

P - 1

PHASE II

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	20 400	640	13 060
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	2 400	1 250	25 500
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	180 700	420	75 890
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	154 670	400	61 870
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	81 790	600	49 070
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	1 940	1 250	2 430
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	660	1 400	920
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	16 320	2 400	39 170
2.9	Transport	m <sup>3</sup> · km	80 000	100	8 000
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	60	8 000	480
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	650	52 000	33 800
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>	8 680	2 660	23 100
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	77 030	3 200	246 500
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>	36 600	3 920	143 470
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>	87 760	4 670	409 840
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>	24 250	5 790	140 410
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	46 860	650	30 460
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	2 000	4 600	9 200
3.7	Joint étanches	m <sup>1</sup>	48 800	900	43 920
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	30 750	5 500	169 120
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	3 300	18 700	61 710
3.11	Buses métalliques	F		-	36 840
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	9	variable	83 200
4.2	Modules	u	12	variable	12 040
4.5	Clôtures	F		-	1 860
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	8	2 740 000	21 920
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u	2	11 100 000	22 200
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u	1	9 920 000	9 920
	l = 7,5 m	u		9 320 000	

COUT TOTAL (sans imprévus)

1 775 900

CANAL PRINCIPAL P - 2

PHASE III

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m1	13 200	640	8 450
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m1	13 200	1 250	16 500
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	106 640	420	44 790
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	18 750	400	7 500
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	69 060	600	41 440
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	600	1 250	750
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	250	1 400	350
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	7 910	2 400	18 980
2.9	Transport	m <sup>3</sup> - km	15 820	100	1 580
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	40	8 000	320
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	290	52 000	15 080
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>	15 210	2 660	40 460
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	102 890	3 200	329 250
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	23 620	650	15 350
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	1 000	4 600	4 600
3.7	Joints étanches	m1	47 790	900	43 010
3.8	Drainage longitudinal	m1	13 200	5 500	72 600
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	1 060	18 700	19 820
3.11	Buses métalliques	F		-	19 680
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques.	u	4	variable	25 740
4.2	Modules	u	8	variable	5 970
4.5	Clôtures	F		-	740
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	5	2 740 000	13 700
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u	2	9 320 000	18 640
COUT TOTAL (sans imprévus)					765 300

CANAL PRINCIPAL P - 2

PHASE III

BRANCHE DERIVEE P - 2/1

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	3 700	640	2 370
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	3 700	1 250	4 620
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	3 720	420	1 560
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	3 720	400	1 490
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	34 650	600	20 790
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	160	1 250	200
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	250	1 400	350
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	2 220	2 400	5 330
2.9	Transport	m <sup>3</sup> · km	4 440	100	440
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	20	8 000	160
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	165	52 000	8 580
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>	21 620	2 660	57 510
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>		3 200	
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	4 320	650	2 810
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	600	4 600	2 760
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	7 210	900	6 490
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	3 700	5 500	20 350
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	200	18 700	3 740
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	3	variable	9 210
4.2	Modules	u	4	variable	2 040
4.5	Clôtures	F		-	620
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	2	2 740 000	5 480
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u		9 320 000	

COUT TOTAL (sans imprévus)

156 900

CANAL PRINCIPAL P - 3

PHASE IV

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	8 900	640	5 700
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	8 900	1 250	11 120
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	171 055	420	71 840
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	126 530	400	50 610
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	-	600	
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	2 620	1 250	3 280
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	730	1 400	1 020
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	5 340	2 400	12 820
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	20 000	100	2 000
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	20	8 000	160
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	650	52 000	33 800
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>		2 660	
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>		3 200	
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>	114 010	4 670	532 430
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>	33 380	5 790	193 270
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	29 480	650	19 160
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	1 850	4 600	8 510
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	63 910	900	57 520
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	17 800	5 500	97 900
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	1 330	18 700	24 870
3.11	Buses métalliques	F		-	13 940
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques.	u	4	variable	108 340
4.2	Modules	u	4	variable	2 230
4.5	Clôtures	F		-	800
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	2	2 740 000	5 480
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u	3	11 100 000	33 300
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u		9 320 000	
COUT TOTAL (sans imprévus)					1 289 400

CANAL PRINCIPAL P - 3  
BRANCHE DERIVEE P - 3/1

PHASE IV

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	7 050	640	4 510
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	7 050	1 250	8 810
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	29 500	420	12 390
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	29 500	400	11 800
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	39 820	600	23 890
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	450	1 250	560
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	190	1 400	270
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	1 700	2 400	4 080
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	3 400	100	340
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	40	8 000	320
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	265	52 000	13 780
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>		2 660	
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	62 760	3 200	200 830
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	12 550	650	8 160
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	890	4 600	4 090
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	21 390	900	19 250
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	9 380	5 500	51 590
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	565	18 700	10 570
3.11	Buses métalliques	F		-	4 480
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	3	variable	19 320
4.2	Modules	u	8	variable	5 960
4.5	Clôtures	F		-	560
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	3	2 740 000	8 220
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u	1	9 320 000	9 320

COUT TOTAL (sans imprévus)

423 100

CANAL PRINCIPAL P - 3  
BRANCHE DERIVEE P - 3/2

PHASE IV

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>l</sup>	2 800	640	1 790
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>l</sup>	2 800	1 250	3 500
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	11 930	420	5 010
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	11 930	400	4 770
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	8 260	600	4 960
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	140	1 250	170
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	60	1 400	80
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	1 680	2 400	4 030
2.9	Transport	m <sup>3</sup> · km	3 360	100	340
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	30	8 000	240
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	105	52 000	5 460
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>		2 660	
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	23 180	3 200	74 180
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	4 640	650	3 020
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	460	4 600	2 110
3.7	Joints étanches	m <sup>l</sup>	6 180	900	5 560
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>l</sup>	2 800	5 500	15 400
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	210	18 700	3 930
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	1	variable	5 360
4.2	Modules	u	5	variable	5 430
4.5	Clôtures	F		-	200
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	1	2 740 000	2 740
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u	1	9 320 000	9 320
COUT TOTAL (sans imprévus)					157 600

CANAL PRINCIPAL

P - 3

PHASE V

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>l</sup>	19 820	640	12 680
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>l</sup>	19 820		
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	213 380	1 250	24 800
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	124 300	420	89 620
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	92 580	400	49 720
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	1 700	600	55 550
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	550	1 250	2 120
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	11 890	1 400	770
2.9	Transport	m <sup>3</sup> · km	116 360	2 400	28 540
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	30	100	11 630
				8 000	240
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>			
3.3	Revêtement en béton		460	52 000	23 920
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>			
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	12 550	2 660	33 380
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>	18 880	3 200	60 420
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>	166 920	3 920	654 300
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>	43 640	4 670	203 800
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>		5 790	
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	49 210	650	31 990
3.7	Joints étanches	m <sup>l</sup>	1 390	4 600	6 390
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>l</sup>	88 710	900	79 840
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	35 720	5 500	196 460
3.11	Buses métalliques	F	2 210	18 700	41 330
				-	24 040
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	7		
4.2	Modules	u	5	variable	88 830
4.5	Clôtures	F		variable	5 750
				-	1 310
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	10	2 740 000	27 400
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u			
	l = 12,5 m	u	2	11 100 000	
	l = 10 m	u	1	10 510 000	21 020
	l = 7,5 m	u	1	9 920 000	9 920
				9 320 000	9 320

COUT TOTAL (sans imprévus)

1 795 100

CANAL PRINCIPAL P - 3  
BRANCHE DERIVEE P - 3/3

PHASE V

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	3 270	640	2 090
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	3 270	1 250	4 090
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	11 470	420	4 820
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	9 600	400	3 840
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	5 500	600	3 300
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	480	1 250	600
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	200	1 400	280
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	1 960	2 400	4 700
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	12 000	100	1 200
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	30	8 000	240
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	205	52 000	10 660
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>	20 160	2 660	53 630
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	1 370	3 200	4 380
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	4 300	650	2 800
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	720	4 600	3 310
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	7 090	900	6 380
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	3 270	5 500	17 990
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	190	18 700	3 550
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	3	variable	13 920
4.2	Modules	u	5	variable	4 070
4.5	Clôtures	F		-	570
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	2	2 740 000	5 480
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u		9 320 000	
COUT TOTAL (sans imprévus)					151 900

CANAL PRINCIPAL P - 3  
BRANCHE DERIVEE P - 3/4

PHASE V

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	6 440	640	4 120
2.	<u>TERRASSEMENT</u>				
2.1	Décapage	m <sup>1</sup>	6 440	1 250	8 050
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	45 940	420	19 290
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	38 600	400	15 440
2.4	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	3 300	600	1 980
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	990	1 250	1 240
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	390	1 400	550
2.8	Couche de roulement	m <sup>3</sup>	3 870	2 400	9 290
2.9	Transport	m <sup>3</sup> · km	82 500	100	8 250
2.10	Enrochements	m <sup>3</sup>	35	8 000	280
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	350	52 000	18 200
3.3	Revêtement en béton				
	e = 6,5 cm	m <sup>2</sup>	8 270	2 660	22 000
	e = 8 cm	m <sup>2</sup>	45 360	3 200	145 150
	e = 10 cm	m <sup>2</sup>		3 920	
	e = 12 cm	m <sup>2</sup>		4 670	
	e = 15 cm	m <sup>2</sup>		5 790	
3.4	Treillis métalliques	m <sup>2</sup>	10 730	650	6 970
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	1 190	4 600	5 470
3.7	Joints étanches	m <sup>1</sup>	20 330	900	18 300
3.8	Drainage longitudinal	m <sup>1</sup>	6 440	5 500	35 420
3.9	Tranchées drainantes	m <sup>3</sup>	480	18 700	8 970
3.11	Buses métalliques	F		-	
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.1	Vannes automatiques	u	4	variable	37 500
4.2	Modules	u	7	variable	6 290
4.5	Clôtures	F		-	740
5.	<u>STRUCTURES DIVERSES</u>				
5.1	Passerelles	u	2	2 740 000	5 480
5.2	Ponts				
	l = 15 m	u		11 100 000	
	l = 12,5 m	u		10 510 000	
	l = 10 m	u		9 920 000	
	l = 7,5 m	u	1	9 320 000	9 320
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>388 300</b>

## PISTES PRINCIPALES

PHASE I

Longueur totale des pistes : 9,2 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>l</sup>	9 200	240	2 210
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	115 920	50	5 800
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	72 680	600	43 610
2.8	Couche de roulement (20 cm)	m <sup>2</sup>	64 400	480	30 910
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	104 600	100	10 460
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F		-	2 310
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>95 300</b>

## PISTES PRINCIPALES

PHASE II

Longueur totale des pistes : 13,6 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	13 600	240	3 260
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	171 360	50	8 570
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	107 440	600	64 460
2.8	Couche de roulement (20 cm)	m <sup>2</sup>	95 200	480	45 700
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km	190 000	100	19 000
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F		-	3 510
COUT TOTAL (sans imprévus)					144 500

## PISTES PRINCIPALES

PHASE III

Longueur totale des pistes : 19,0 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>1</sup>	19 000	240	4 560
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	239 400	50	11 970
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	150 100	600	90 060
2.8	Couche de roulement (20 cm)	m <sup>2</sup>	133 000	480	63 840
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km	-	100	-
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F		-	4 270
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>174 700</b>

## PISTES PRINCIPALES

PHASE IV

Longueur totale des pistes : 24,0 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>l</sup>	24 000	240	5 760
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	302 400	50	15 120
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	189 600	600	113 760
2.8	Couche de roulement (20 cm)	m <sup>2</sup>	168 000	480	80 640
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km	335 000	100	33 500
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F		-	6 220
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>255 000</b>

## PISTES PRINCIPALES

PHASE V

Longueur totale des pistes : 24,0 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	m <sup>l</sup>	24 000	240	5 760
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	302 400	50	15 120
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	189 600	600	113 760
2.8	Couche de roulement (20 cm)	m <sup>2</sup>	168 000	480	80 640
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km	893 000	100	89 300
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F		-	7 620
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>312 200</b>

COUTS DES DRAINS PRINCIPAUX

Phase	Longueur totale des drains (m)	Terrassements en déblai		Prix unitaire (F.CFA)	Montant (10 <sup>3</sup> F.CFA)
		Unité	Quantité		
I	3 300	m <sup>3</sup>	146 400	250 <sup>(1)</sup>	36 600
II	19 200	m <sup>3</sup>	835 600	175	146 200
III	27 200	m <sup>3</sup>	908 700	175	159 000
IV	27 100	m <sup>3</sup>	1 127 600	175	197 300
V	25 800	m <sup>3</sup>	1 046 200	175	183 100

(1) Chenal d'aménée avec section différente et meilleure finition

## AMENAGEMENT SECONDAIRE

PHASE I

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> · F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	131 500	50	6 580
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	171 950	300	51 580
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	138 660	400	55 460
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	46 150	400	18 460
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	510	1 250	640
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	170	1 400	240
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	44 600	100	4 460
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	30	52 000	1 560
3.2	Béton CP 250	m <sup>3</sup>	230	35 700	8 210
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	480	3 800	1 820
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	710	4 600	3 270
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.2	Modules	u	34	220 000	7 480
4.4	Vannettes	u	34	10 000	340
COÛT TOTAL (sans imprévus)					160 100

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## AMENAGEMENT SECONDAIRE

PHASE II

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> · F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	321 200	50	16 060
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	413 500	300	124 050
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	335 700	400	134 280
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	107 600	400	43 040
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	1 210	1 250	1 520
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	400	1 400	560
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	66 800	100	6 680
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	60	52 000	3 120
3.2	Béton CP 250	m <sup>3</sup>	550	35 700	19 640
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	1 130	3 800	4 300
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	1 700	4 600	7 820
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.2	Modules	u	81	220 000	17 820
4.4	Vannettes	u	81	10 000	810
<b>COÛT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>379 700</b>

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## AMENAGEMENT SECONDAIRE

PHASE III

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> · F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	320 000	50	16 000
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	399 000	300	119 700
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	331 000	400	132 400
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	101 000	400	40 400
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	1 550	1 250	1 940
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	510	1 400	720
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	153 500	100	15 350
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	70	52 000	3 640
3.2	Béton CP 250	m <sup>3</sup>	710	35 700	25 350
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	1 440	3 800	5 470
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	2 160	4 600	9 940
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.2	Modules	u	103	220 000	22 660
4.4	Vannettes	u	103	10 000	1 030
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>394 600</b>

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## AMENAGEMENT SECONDAIRE

PHASE IV

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> · F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	405 500	50	20 280
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	524 400	300	157 320
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	429 500	400	171 800
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	140 300	400	56 120
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	1 980	1 250	2 470
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	650	1 400	910
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	103 000	100	10 300
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	90	52 000	4 680
3.2	Béton CP 250	m <sup>3</sup>	910	35 700	32 490
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	1 850	3 800	7 030
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	2 770	4 600	12 740
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.2	Modules	u	132	220 000	29 040
4.4	Vannettes	u	132	10 000	1 320
COÛT TOTAL (sans imprévus)					506 500

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## AMENAGEMENT SECONDAIRE

PHASE V

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	442 000	50	22 100
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	579 800	300	173 940
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	468 000	400	187 200
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	156 800	400	62 720
2.6	Fouilles pour ouvrages	m <sup>3</sup>	2 000	1 250	2 500
2.7	Remblais pour ouvrages	m <sup>3</sup>	660	1 400	930
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km		100	
3.	<u>BETONS</u>				
3.1	Béton armé CP 350	m <sup>3</sup>	90	52 000	4 680
3.2	Béton CP 250	m <sup>3</sup>	920	35 700	32 840
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	1 860	3 800	7 070
3.6	Coffrages soignés	m <sup>2</sup>	2 790	4 600	12 830
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.2	Modules	u	133	220 000	29 260
4.4	Vannettes	u	133	10 000	1 330
COUT TOTAL (sans imprévus)					537 400

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## PISTES SECONDAIRES

PHASE I

Longueur totale des pistes : 27,6 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000 F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	152 000	50	7 600
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	97 630	600	58 580
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	110 400	360	39 740
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	95 420	100	9 540
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F	-		2 940
COUT TOTAL (sans imprévus)					118 400

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## PISTES SECONDAIRES

PHASE II

Longueur totale des pistes : 75,7 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000 F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	419 250	50	20 960
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	259 380	600	155 630
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	302 800	360	109 010
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	491 540	100	49 150
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F	-		8 350
<b>COÛT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>343 100</b>

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## PISTES SECONDAIRES

PHASE III

Longueur totale des pistes : 70,5 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000 F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	386 250	50	19 310
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	239 990	600	143 990
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	282 000	360	101 520
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	174 300	100	17 430
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F	-		7 050
COÛT TOTAL (sans imprévus)					289 300

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## PISTES SECONDAIRES

PHASE IV

Longueur totale des pistes : 94,5 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000 F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	524 500	50	26 230
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	327 300	600	196 380
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	378 000	360	136 080
2.9	Transport	m <sup>3</sup> .km	395 500	100	39 550
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F	-		9 960
COUT TOTAL (sans imprévus)					408 200

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## PISTES SECONDAIRES

PHASE V

Longueur totale des pistes : 99,2 km

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 1000 F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u> (1)				
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	550 000	50	27 500
2.4	Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	348 000	600	208 800
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	396 800	360	142 850
2.9	Transport	m <sup>3</sup> ·km	964 000	100	96 400
3.	<u>BETONS</u>				
3.10	Passages busés	F	-		11 850
COUT TOTAL (sans imprévus)					487 400

(1) Le coût de la préparation du terrain est inclus dans celui de l'aménagement tertiaire

## AMENAGEMENT TERTIAIRE

## PHASE I

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	ha	1 457	120 000	174 840
1.2	Nivellement	m <sup>3</sup>	218 750	425	92 970
1.3	Planage	ha (net)	1 420	50 000	71 000
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	611 590	50	30 580
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	327 510	300	98 250
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	327 510	400	131 000
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	50 870	500	25 440
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	120 800	360	43 490
2.10	Enrochement	m <sup>3</sup>	440	8 000	3 520
3.	<u>BETONS</u>				
3.2	Béton ordinaire	m <sup>3</sup>	675	35 700	24 100
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	6 140	3 800	23 330
3.10	Passages busés	F		-	10 880
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.4	Vannettes	u	570	10 000	5 700
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>735 100</b>

## AMENAGEMENT TERTIAIRE

PHASE II

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	ha	2 815	120 000	337 760
1.2	Nivellement	m <sup>3</sup>	188 750	425	80 220
1.3	Planage	ha (net)	3 020	50 000	151 000
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	1 291 310	50	64 570
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	691 070	300	207 320
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	691 070	400	276 430
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	107 390	500	53 700
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	252 000	360	90 720
2.10	Enrochement	m <sup>3</sup>	920	8 000	7 360
3.	<u>BETONS</u>				
3.2	Béton ordinaire	m <sup>3</sup>	1 350	35 700	48 200
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	12 125	3 800	46 070
3.10	Passages busés	F		-	22 750
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.4	Vannettes	u	1 210	10 000	12 100
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>1 398 200</b>

## AMENAGEMENT TERTIAIRE

## PHASE III

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	ha	3 063	120 000	367 560
1.2	Nivellement	m <sup>3</sup>	156 250	425	66 400
1.3	Planage	ha (net)	3 050	50 000	152 500
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	1 655 500	50	82 780
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	959 060	300	287 720
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	959 060	400	383 620
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	146 400	500	73 200
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	469 900	360	169 160
2.10	Enrochement	m <sup>3</sup>	1 090	8 000	8 720
3.	<u>BETONS</u>				
3.2	Béton ordinaire	m <sup>3</sup>	1 650	35 700	58 900
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	15 610	3 800	59 320
3.10	Passages busés	F		-	46 520
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.4	Vannettes	u	1 220	10 000	12 200
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>1 768 600</b>

## AMENAGEMENT TERTIAIRE

## PHASE IV

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	ha	3 716	120 000	445 960
1.2	Nivellement	m <sup>3</sup>	656 250	425	278 900
1.3	Planage	ha (net)	3 995	50 000	199 750
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	1 838 700	50	91 940
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	990 100	300	297 030
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	990 100	400	396 040
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	153 150	500	76 580
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	402 000	360	144 760
2.10	Enrochement	m <sup>3</sup>	1 300	8 000	10 400
3.	<u>BETONS</u>				
3.2	Béton ordinaire	m <sup>3</sup>	2 320	35 700	82 830
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	22 160	3 800	84 210
3.10	Passages busés	F		-	35 200
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.4	Vannettes	u	1 600	10 000	16 000
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>2 159 600</b>

## AMENAGEMENT TERTIAIRE

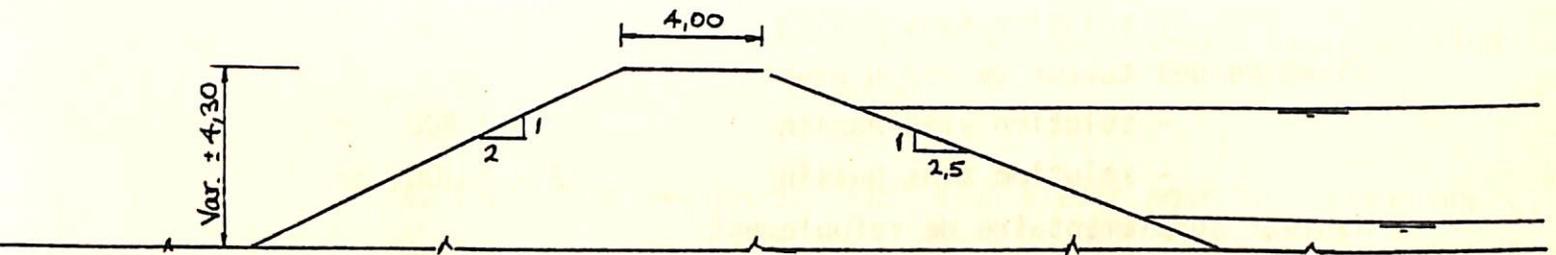
PHASE V

Position	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire F.CFA	Montant 10 <sup>3</sup> . F.CFA
1.	<u>PREPARATION DU TERRAIN</u>				
1.1	Défrichage	ha	5 361	120 000	643 300
1.2	Nivellement	m <sup>3</sup>	320 000	425	136 000
1.3	Planage	ha (net)	4 780	50 000	239 000
2.	<u>TERRASSEMENTS</u>				
2.1	Décapage	m <sup>2</sup>	2 207 680	50	110 380
2.2	Déblais en grande masse	m <sup>3</sup>	1 264 200	300	379 260
2.3	Remblais de déblais	m <sup>3</sup>	1 264 200	400	505 680
2.5	Creusement de canal mineur	m <sup>3</sup>	194 600	500	97 300
2.8	Couche de roulement (15 cm)	m <sup>2</sup>	526 400	360	189 500
2.10	Enrochement	m <sup>3</sup>	1 470	8 000	11 760
3.	<u>BETONS</u>				
3.2	Béton ordinaire	m <sup>3</sup>	1 930	35 700	68 900
3.5	Coffrages ordinaires	m <sup>2</sup>	16 980	3 800	64 520
3.10	Passages busés	F		-	55 500
4.	<u>FOURNITURES METALLIQUES</u>				
4.4	Vannettes	u	1 910	10 000	19 100
<b>COUT TOTAL (sans imprévus)</b>					<b>2 520 200</b>

## COUTS D'AMENAGEMENT DES CHENAUx KAYANGA ET ANAMBE

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Coûts en 10 <sup>6</sup> FCFA
<u>KAYANGA</u>				
Défrichement	ha	160	300 000	48
Dragage/Excavation	m <sup>3</sup>	125 000	1 000	<u>125</u>
Total				173
<u>EXUTOIRE DE L'ANAMBE</u>				
Défrichement	ha	20	300 000	6
Dragage/Excavation	m <sup>3</sup>	20 000	1 000	<u>20</u>
Total				26
COUT TOTAL (sans imprévus)				<u>199</u>

Annexe 6 : BASSIN DE COMPENSATION RIVE GAUCHE  
JUSTIFICATION ECONOMIQUE



1. Caractéristiques techniques du bassin de compensation

1.1 Réservoir

Volume utile	400 000	m <sup>3</sup>
Surface moyenne de l'eau	250 x 600	m
Hauteur d'eau utile	2,70	m
Hauteur moyenne d'eau morte	0,80	m

1.2 Digue

Largeur en crête	4	m
Pente des talus		
intérieurs	1 : 2,5	
extérieurs	1 : 2	
Revanche	0,80	m
Section moyenne	60	m <sup>2</sup>

2. Caractéristiques techniques de la solution sans bassin

Longueur supplémentaire du canal P-3	600 m
Revêtement additionnel pour tranche de régulation de 0,15 cm dans premier bief	2 000 m <sup>2</sup>
Stations de pompages :	
- solution avec bassin	12 m <sup>3</sup> /s
- solution sans bassin	18 m <sup>3</sup> /s
Diamètre des tuyaux de refoulement	
- solution avec bassin	2 x 1 800 mm
- solution sans bassin	2 x 2 100 mm
Hauteur supplémentaire de refoulement moyen	1,20 m
Volume pompé par an	108 mio m <sup>3</sup>
Energie supplémentaire nécessaire <sup>(1)</sup>	790 000 kWh/an

3. Comparaison des coûts

Position	Unité	Quantité	Prix unit.	Coûts en 10 <sup>6</sup> F.CFA
<u>AVEC RESERVOIR</u>				
Défrichage sur 1/3	m <sup>2</sup>	60 000	200	12,0
Décapage	m <sup>2</sup>	182 000	50	9,1
Compactage du sol	m <sup>2</sup>	182 000	100	18,2
Remblai d'emprunt	m <sup>3</sup>	106 000	600	<u>63,6</u>
TOTAL				<u>102,90</u>
<u>SANS RESERVOIR</u>				
Canal supplémentaire	m	600	125 000	75,0
Revêtement	m <sup>2</sup>	2 000	4 670	9,3
Coûts additionnels SP	F	-	-	350
Coûts additionnels conduites de refoulement				48,0
Frais réduits pour hauteur de pompage (capitalisés à 10 %)				<u>- 102,2</u>
TOTAL				<u>340,10</u>

(1) calcul voir annexe 7

## Annexe 7 : CANAUX EN BETON ET EN TERRE, COMPARAISON ECONOMIQUE

### 1. Généralités

La comparaison des coûts des canaux principaux en béton et en terre tient compte des facteurs suivants :

- les coûts d'investissement, qui sont généralement beaucoup plus élevés pour les canaux revêtus
- les frais d'entretien qui sont plus élevés pour les canaux non revêtus
- les pertes d'eau, plus élevées pour les canaux sans revêtement. Elles influencent les coûts pour la fourniture de l'eau et peuvent augmenter les coûts de drainage (pour les terres adjacentes)
- les pertes de charge dans le canal, qui influencent la hauteur de refoulement des pompes et la longueur du tracé

### 2. Coûts d'investissements

Longueur totale des canaux principaux  
et branches dérivées

92,1 km

Coûts d'investissements pour canaux revêtus

6 620 mio F.CFA

Coûts moyens par mètre

71 900 F.CFA

Débit correspondant au coût moyen

7 m<sup>3</sup>/s

Coût par mètre pour canal en terre de même capacité

40 500 F.CFA

Coût du canal en terre en pourcent du canal en béton

56 %

Dû aux pentes plus importantes du canal en terre, le tracé de celui-ci devrait débiter à une cote plus élevée que le tracé d'un canal en béton comparable. Dans les conditions topographiques prévalantes, ceci mène à un canal plus long. Le franchissement des marigots exige des terrassements plus importants pour le canal en terre (largeur totale de la digue et revanche plus élevées). Les ouvrages sur canal (ponts, passerelles) et les passages sous canal (drains principaux) sont plus coûteux. Les canaux secondaires sont plus longs et traversent plus de terres qui ne sont pas irriguées, notamment sur la rive gauche. L'influence de tous ces facteurs sur les coûts du canal en terre a été estimée à 10 %.

### 3. Pertes dans les canaux

Les pertes dans les canaux en béton ont été estimées à 5 %. Pour un canal en terre les pertes sont considérablement plus élevées. Pour cette comparaison elles ont été estimées à 10 %, valeur plutôt basse.

### 4. Pertes de charges

Afin de permettre l'irrigation gravitaire du réseau et le respect des paramètres donnés dans l'annexe 3, les canaux auraient les caractéristiques suivantes :

		Canal		
		P-1	P-2	P-3
Volume pompé au début du canal	$10^6 \text{ m}^3$	94	28	108
Pente moyenne canal en béton <sup>(1)</sup>	m/km	0,18	0,2	0,18
Pente moyenne canal non revêtu <sup>(1)</sup>	m/km	0,35	0,4	0,35
Longueur du canal en béton	km	23,8	13,2	28,7
Longueur du canal en terre	km	25,0	13,9	30,1
Différence des hauteurs de refoulement pour les deux solutions	m	4,50	2,90	5,35
Pertes supplémentaires dans les tuyaux de refoulement	m	0,70	0,50	1,00

(1) pertes dans les ouvrages de régulation inclus

5. Coûts de pompage

L'énergie supplémentaire devra être fournie par des moteurs diésel. La quantité de celle-ci est donnée par :

$$E = \frac{9,81 \times Q \times H}{e \times 3600} \quad (\text{kWh})$$

ou

$$Q = \text{Volume d'eau à pomper (m}^3\text{)}$$

$$H = \text{Hauteur de refoulement (m)}$$

$$e = \text{Efficience globale (moteur - pompe) évaluée à 0,65}$$

La consommation d'énergie supplémentaire est par conséquent la suivante :

		Canal		
		P-1	P-2	P-3
Q	10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	94	28	108
H	m	5,20	3,40	6,35
E	10 <sup>6</sup> kWh	2,05	0,40	2,88

ou un total de  $5,33 \cdot 10^6$  kWh.

En prenant une consommation spécifique de 220 gr de fuel par kWh et une densité de 0,85 kg/litre, la quantité de carburant globale requise est :

$$\frac{5,33 \cdot 10^6 \times 0,22}{0,85} = 1,38 \cdot 10^6 \text{ litre}$$

au prix de 65 F.CFA par litre =  $90 \cdot 10^6$  F.CFA (sans coûts des engins diesel)

6. Pertes de production

L'eau étant un élément limité, les pertes additionnelles dans le système peuvent provoquer une réduction de la production. Les surfaces irriguées pendant la contre saison année par année sont données pour 61 ans à

l'annexe 1, rapport 8. L'analyse de ces chiffres et les indications du tableau 8-3 de ce rapport indiquent qu'une réduction des surfaces irriguées en saison sèche peut être attendue dans 35 % des années pour un réseau à canaux bétonnés, le chiffre correspondant pour un réseau à canaux en terre étant estimé à 40 %. La réduction des surfaces irriguées correspond à une pertes de recettes nettes de  $32 \cdot 10^6$  F.CFA par an en moyenne.

7. Coûts d'entretien

Les coûts d'entretien annuels des canaux en % des coûts d'investissements peuvent être admis comme suit :

Canal revêtu	1,5 %
Canal en terre	5 %

Les coûts additionnels pour les canaux non revêtus sont :

$$(3730 \times 1,1 \times 0,05) + (6620 \times 0,015) = 106 \cdot 10^6 \text{ F.CFA/an}$$

8. Comparaison des coûts

		Canal en béton	Canal en terre
1. Coûts d'investissements moyens par mètre (F.CFA)		71 900	40 500
Total pour 92,1 km	$10^6$ F.CFA	6 620	3 730
Coûts add. 10 %	$10^6$ F.CFA	-	373
Total coûts d'investissement	$10^6$ F.CFA	6 620	4 103
Equivalent à frais annuels (10 % sur 50 ans) de	$10^6$ F.CFA/an	668	414
2. Coûts additionnels de pompage à 65 F.CFA/l	"		90
3. Pertes de production	"		32
4. Frais additionnels d'entretien	"		106
5. TOTAL	1 - 4	668	642

La nappe phréatique a fait l'objet d'études au cours des années 1978 et 1979 dans le cadre de la prospection des ressources en eau souterraine du bassin de l'Anambé. Ces études ont mis en évidence, outre la complexité structurale de la région, la pauvreté des ressources en eau souterraine dans la zone interne du bassin tout au moins. Cette pauvreté est due à la proximité immédiate du socle paléozoïque sous le centre du bassin, et à l'accumulation de formations argileuses dans les dépressions ou gouttières tectoniques qui le ceignent. Dans ces conditions, les débits soutirables sont certes suffisants et précieux pour les besoins en eau de consommation humaine et d'élevage, mais tout à fait insuffisants pour les besoins en eau d'irrigation.

Le deuxième aspect qui intéresse l'aménagement est la dynamique de la nappe. Malheureusement les études ont portées sur une période de trop courte durée pour en obtenir des connaissances plus approfondies. Toutefois, il a été possible d'en tirer quelques informations intéressantes.

En mars 1978, les niveaux d'eau dans une trentaine de puits de village ont été relevés. Une carte piézométrique a été dressée qui faisait ressortir la situation suivante :

- la nappe se trouvait en moyenne à -5 m dans la partie basse du bassin, et à -7,5 m sur sa bordure
- le partage des eaux qui se dirigeaient vers la Kayanga et vers le centre du bassin se situait à l'étranglement de la vallée de l'Anambé
- dans le bassin proprement dit, l'écoulement est radial, dirigé vers le centre, et de manière asymétrique. Les zones les plus basses de la nappe n'étaient pas au centre du bassin, mais décalées vers le NW. Ces zones représentent un exutoire par succion vers le haut (évapotranspiration). La nappe était nettement plus profonde sur la bordure N-NW du bassin ( -10 à -15 m) que sur la bordure SE ( -5 m).

Ces faits indiquaient que l'alimentation de la nappe se faisait principalement par la bordure SE du bassin. Ce phénomène était probablement dû au déficit d'alimentation par infiltration directe, causé par le déficit pluviométrique des dix dernières années. En effet, sur une carte piézométrique de 1966, dressée par BRGM, ce phénomène semble nettement moins marqué. En période de sécheresse relative, comme ce fut le cas entre 1968 et 1978, les crues de la Kayanga contribuent probablement pour beaucoup à l'alimentation de la nappe, ce qui expliquerait que son niveau s'approfondit vers le NW.

### Fluctuations saisonnières de la nappe

Une enquête auprès des villageois ainsi que des observations sur différents puits dans les années 60, a permis de déterminer les fluctuations piézométriques absolues saisonnières. La figure A 8-1 représente ces fluctuations. On constate qu'elles varient de moins de 1 m à plus de 8 m suivant les endroits.

De fortes fluctuations indiquent des zones peu perméables ou à alimentation brusque, de faibles fluctuations des zones perméables ou à alimentation faible. L'interprétation n'est donc pas univoque, et il faut recouper ces données avec d'autres pour déterminer quelles sont les zones perméables et à forte alimentation.

### Evolution de la nappe depuis 1966

La comparaison des niveaux par rapport au sol dans les puits inventoriés en 1966 avec les niveaux trouvés à la même période de l'année 1978 (voir figure A 8-2) permet de constater que la nappe a baissé de 5 m en moyenne depuis 12 ans (ou depuis 10 ans quand on sait que la pluviométrie des années 1966 et 1967 était supérieure à la pluviométrie moyenne sur 45 ans à la station de Vélingara). Cela fait une baisse de 0,5 m par an, correspondant à un déficit d'infiltration de 50 mm par an (pour une porosité efficace de 10 %, représentant un sol limoneux), correspondant lui-même à un déficit pluviométrique de 251 mm par an (environ 25 % de la pluviométrie moyenne à

Vélingara). On constate également que la baisse moyenne de la nappe augmente du SE vers le NW, suggérant une alimentation par la bordure SE du bassin.

En comparant les fluctuations piézométriques saisonnières et l'évolution à long terme de la nappe (figures A 8-1 et A 8-2), on constate que les mêmes anomalies se retrouvent en grande partie : à de fortes fluctuations piézométriques correspond en général une forte baisse de la nappe, et inversement. Cela veut dire que les zones imperméables sont en général mal alimentées, et que les zones perméables sont en général bien alimentées. Cela indiquerait que les zones perméables sont reliées entre elles à grande échelle, jusqu'aux zones d'alimentation au SE du bassin.

Après mars 1978, le niveau de la nappe a été observé tous les 7 à 15 jours dans 30 puits du bassin ainsi que dans des piézomètres installées sur les lignes témoins pédologiques. On a constaté une baisse rapide du niveau de la nappe après les maxima observées en octobre-novembre 1978. En janvier 1979, le niveau était encore supérieur de 1 à 2 m à celui de février 1978, ce qui est peu si l'on considère que la recharge de l'hivernage est en général de 2 à 4 m, parfois plus (jusqu'à 8 m, au puits de Kounkané).

FLUCTUATIONS SAISONNIERES DE LA  
NAPPE PHREATIQUE (EN METRES)

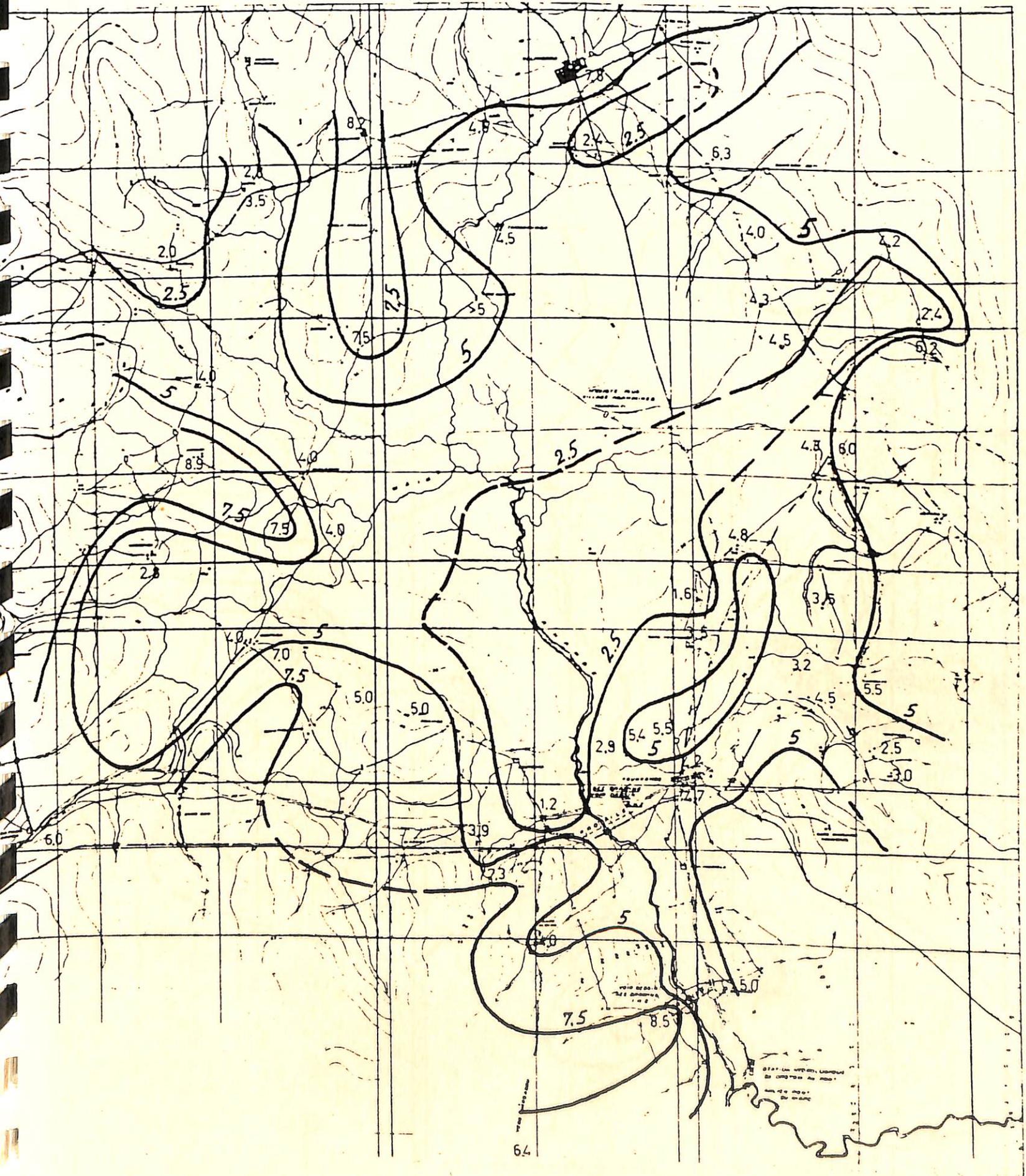


FIGURE A 8-1

BAISSE ABSOLUE DE LA NAPPE  
PHREATIQUE ENTRE 1966 ET 1978  
( EN METRES )



FIGURE A 8-2

## 1. Généralités

Afin de pouvoir juger de l'influence des aménagements prévus sur le régime hydrologique du bassin, et notamment l'influence sur le système de drainage de la zone centrale du bassin, l'interdépendance des régimes fluviaux de la Kayanga et de l'Anambé a été étudié. Cette étude a porté sur les années pluvieuses à fréquence de recurrence 5, 20 et 50 ans. Les différentes phases de l'étude ont été :

- Calcul de la propagation des crues afin de déterminer l'hydrogramme de la Kayanga en aval du barrage de Niandouba
- Détermination de la courbe des niveaux de la Kayanga au confluent avec l'Anambé
- Evaluation des apports du bassin de l'Anambé après aménagement
- Simulation de l'évacuation des eaux de la zone centrale et de la fluctuation des niveaux d'eaux.

Plusieurs variantes ont été étudiées. Les conditions de la variante décrite dans les paragraphes ci-après correspondent au plus près à celles qui seront créées par l'aménagement proposée.

## 2. Hydrogrammes en aval du barrage

L'estimation des débits de la Kayanga en aval du barrage de Niandouba pour les années considérées, a été basée sur les hydrogrammes des crues de la Kayanga présentés dans le rapport 2. Les caractéristiques de l'évacuateur de crues n'étant pas connu au moment de la présente étude, un évacuateur à seuil fixe d'une longueur de 60 m a été retenu (le facteur déterminant de cette étude - la durée de la crue - n'est pratiquement pas influencée par la longueur de seuil choisie). Comme l'étude porte sur des années très pluvieuses, on a admis que la retenue est pleine au moment de l'arrivée de la crue, ce qui a lieu normalement au début de septembre.

Les hydrogrammes ainsi calculés sont donnés pour les différentes fréquences à la figure A 9-1 ci-après.

### 3. Courbe des niveaux des crues de la Kayanga

Basés sur les hydrogrammes de la figure A 9-1, les niveaux d'eau de la Kayanga au confluent avec l'Anambé ont été calculés en faisant les hypothèses suivantes :

- Un coefficient de rugosité de 22 ( $n$  de Manning = 0,045) a été adopté, ce qui suppose le défrichement du chenal de la Kayanga
- La section considérée pour le calcul est de forme trapezoïdale ; berges à 5:1 ; largeur au fond 5 m ; pente du chenal 0,13 ‰ et cote du fond à 15,10 m IGN au confluent
- L'influence du barrage du confluent et du débit de l'Anambé, qui n'atteindra qu'une fraction du débit de la Kayanga (moins que 10 pourcent), est négligeable.

La figure A 9-2 ci-dessous donne les courbes représentant les niveaux d'eau de la Kayanga lors des crues, en fonction du temps.

### 4. Apports du bassin de l'Anambé après aménagement

Les apports du bassin de l'Anambé se composent des eaux en provenance des terres non-irriguées et de ceux des terres irriguées.

L'analyse des apports en provenance des terres non-irriguées est présenté au chapitre 5 du rapport 2 et au chapitre 3.2.2 de ce rapport. Les apports venant des terres irriguées ont été estimés en tenant compte de la pluviométrie, de l'évapotranspiration potentielle et des pertes par percolation. Les surfaces considérées ont été de 95 000 ha pour les terres non-irriguées et de 15 500 ha (riz uniquement, les polycultures ayant été traitées comme les terres non irriguées), pour les terres irriguées respectivement. Ainsi, après la mise en valeur de tout le périmètre on peut s'attendre aux apports totaux suivants :

Probabilité	1 : 5		1 : 20		1 : 50	
	Apport global ( $10^6 \text{ m}^3$ )	Débit moyen ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Apport global ( $10^6 \text{ m}^3$ )	Débit moyen ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Apport global ( $10^6 \text{ m}^3$ )	Débit moyen ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Juillet	8	3,0	13	4,8	15	5,6
Août	40	14,9	50	18,7	56	20,9
Septembre	62	23,9	82	31,6	91	35,1
Octobre	35	13,1	49	18,3	54	20,2
Novembre	9	3,5	12	4,6	14	5,4
Total	154		206		230	

#### 5. Simulation de l'évacuation des eaux de la zone centrale

La simulation de l'évacuation des eaux de la zone centrale d'inondation est basée sur les hypothèses présentées ci-après.

Le chenal naturel de l'Anambé en aval du barrage de garde a été vidé avant l'arrivée de la crue. Par contre on a maintenu dans la zone centrale d'inondation un niveau d'eau de 21,50 m afin d'avoir une réserve utile d'environ 16 millions de  $\text{m}^3$  entre les cotes 20,50 (niveau bas aux stations de pompage) et 21,50 (voir figure A 9-3). Cette réserve est gardée afin de pouvoir appliquer une dose de 100 mm sur l'ensemble du périmètre au cas où l'irrigation complémentaire s'avère nécessaire. On peut considérer que cette réserve devient inutile au plus tard au moment où l'évacuateur de crue du barrage de Niandouba entre en fonction. Par conséquent on peut ouvrir les vannes du barrage de garde.

Les possibilités de drainage dépendent essentiellement des caractéristiques hydrauliques des vannes et du chenal d'évacuation (Anambé en aval du barrage

de garde). Les courbes caractéristiques des vannes et du chenal d'évacuation utilisées ont été celles présentées à la figure A 9-4.

## 6. Conclusions

La figure A 9-5 montre les niveaux d'eau découlant de cette simulation. Les courbes représentent les niveaux qui s'établiront si l'on n'a pas recours au pompage. Il en découle que pour une crue à fréquence 20 ans, l'eau n'atteindra pas un niveau qui est nuisible aux cultures. Par contre pour les crues à fréquence plus longues, il faudra avoir recours aux pompes si l'on veut éviter les dégâts.

HYDROGRAMMES DES CRUES DE LA KAYANGA  
EN AVAL DU BARRAGE DE NIANDOUBA  
APRES CONSTRUCTION

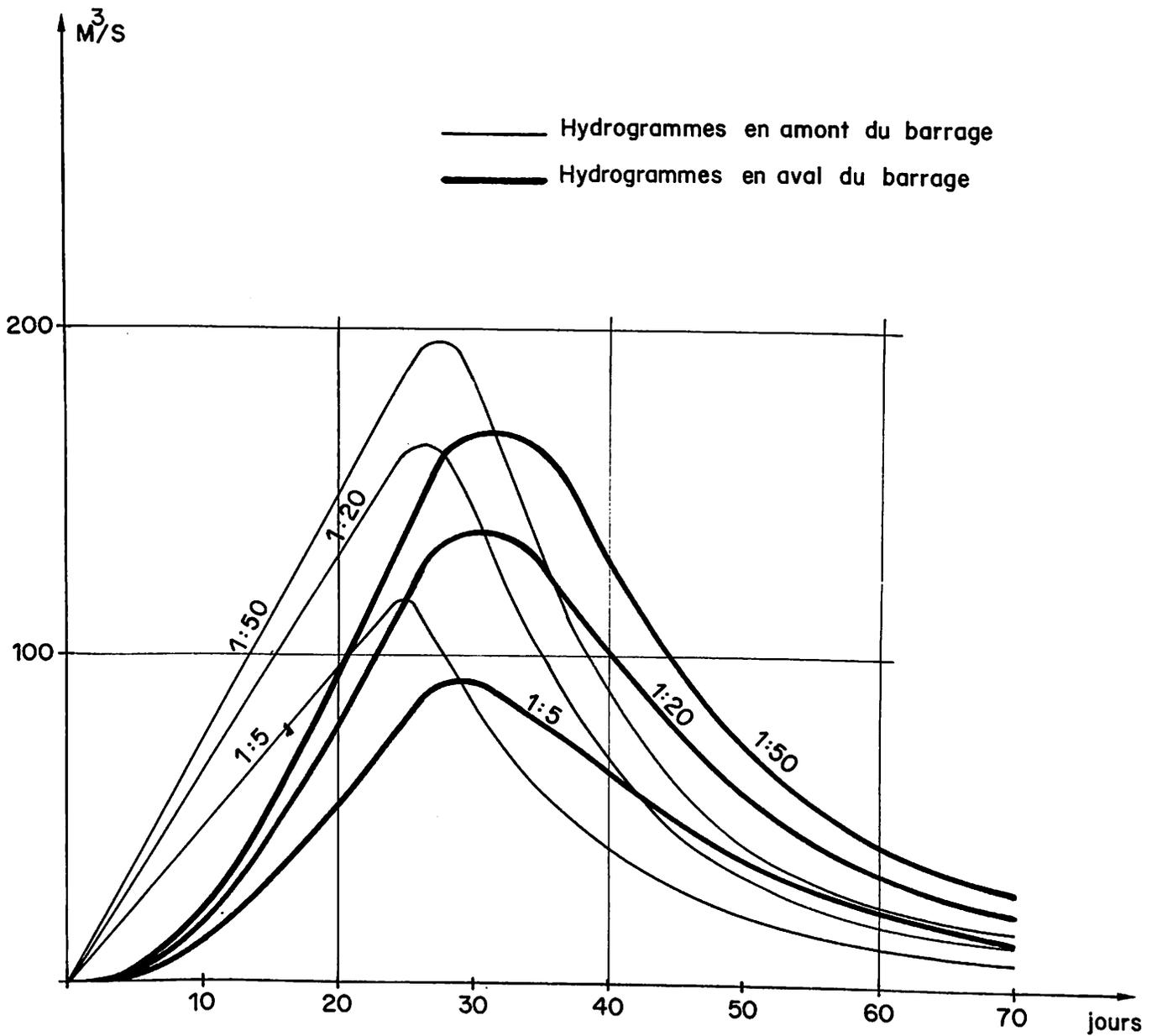


FIGURE A 9-1

# NIVEAUX DES EAUX DE LA KAYANGA

ANNEES HUMIDES DE FREQUENCE 5,20 ET 50 ANS

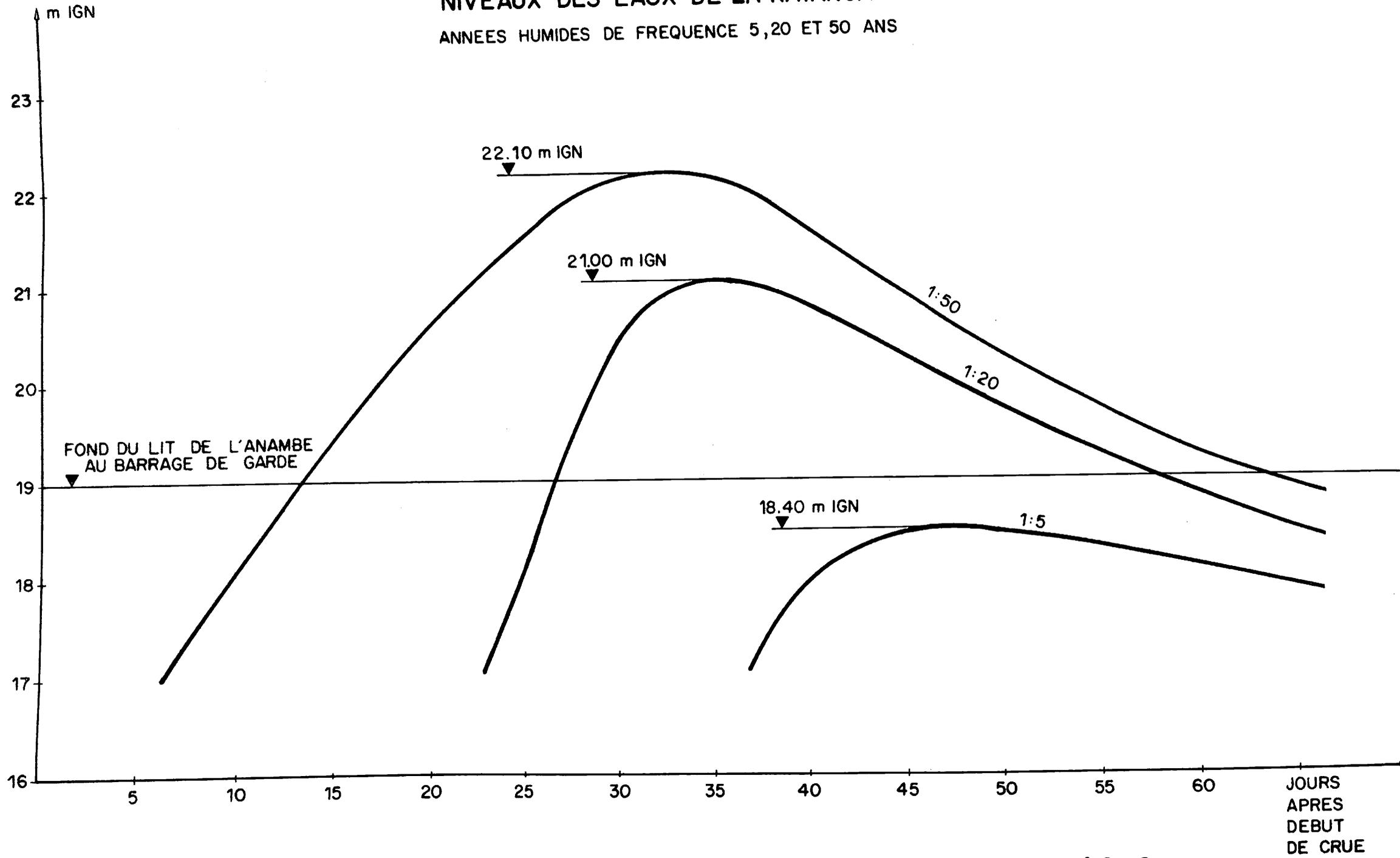


FIGURE A 9 - 2

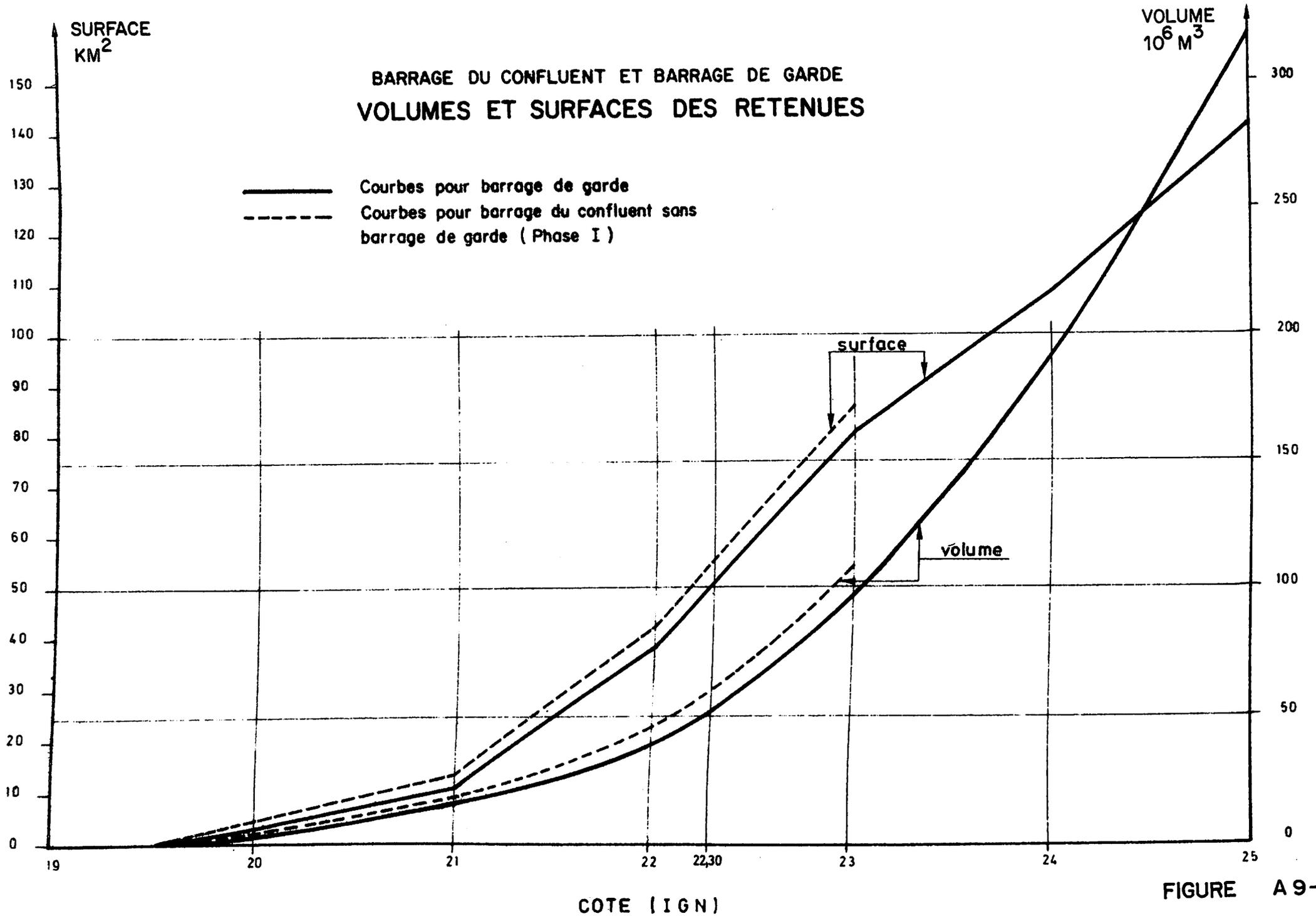
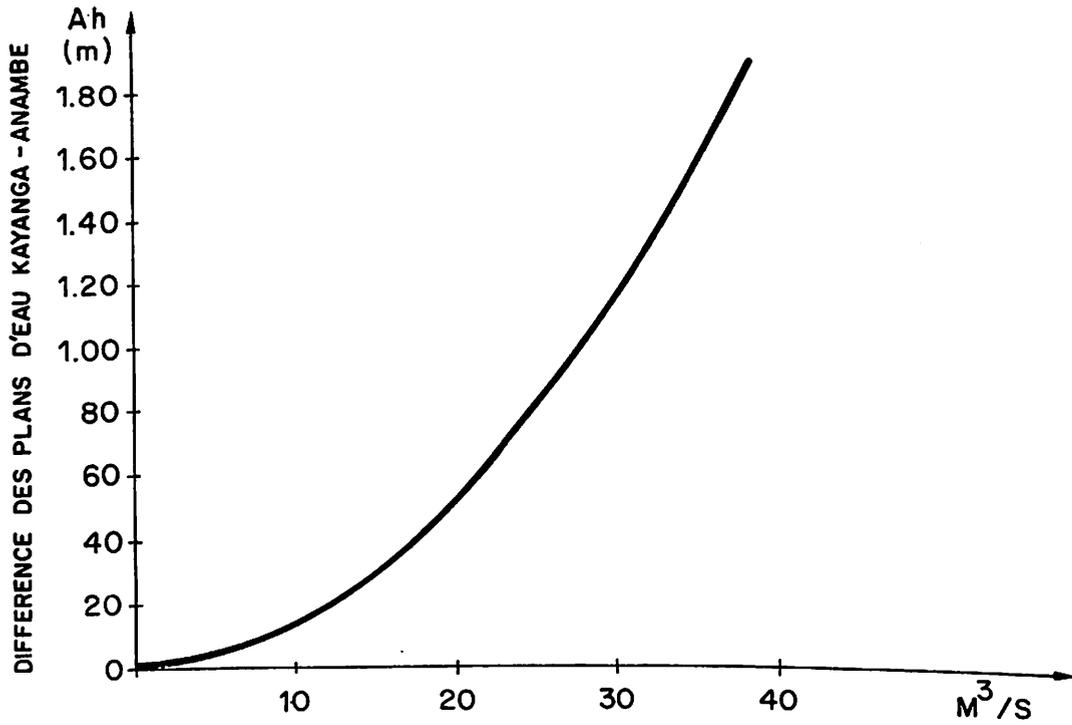


FIGURE A 9-3

**COURBE CARACTERISTIQUE DES VANNES  
DU BARRAGE DE GARDE**



**CAPACITE D'ÉCOULEMENT DU CHENAL  
DE L'ANAMBE**

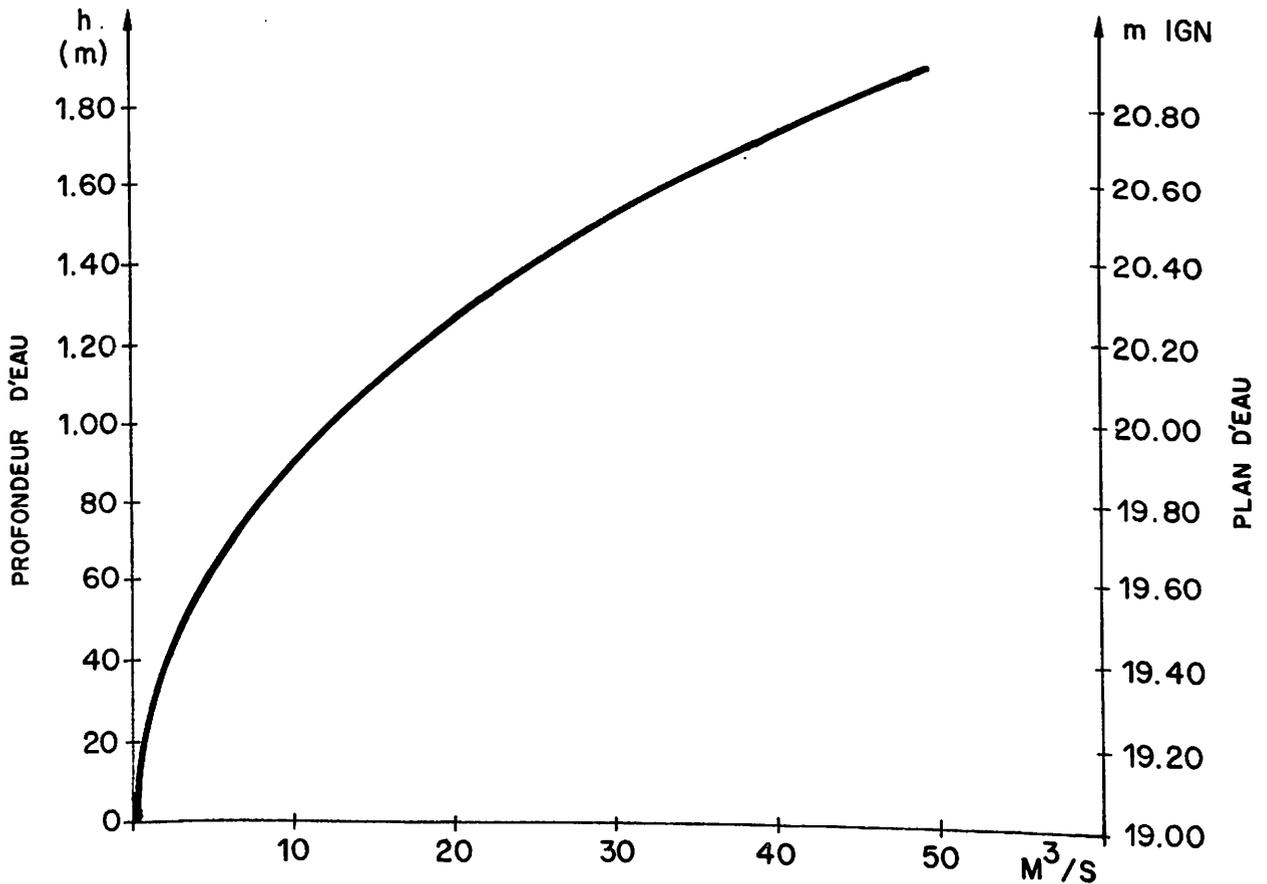


FIGURE A 9-4

# NIVEAUX DES EAUX DANS LA ZONE CENTRALE DE LA WAIMA

ANNEES HUMIDES DE FREQUENCE 20 ET 50 ANS

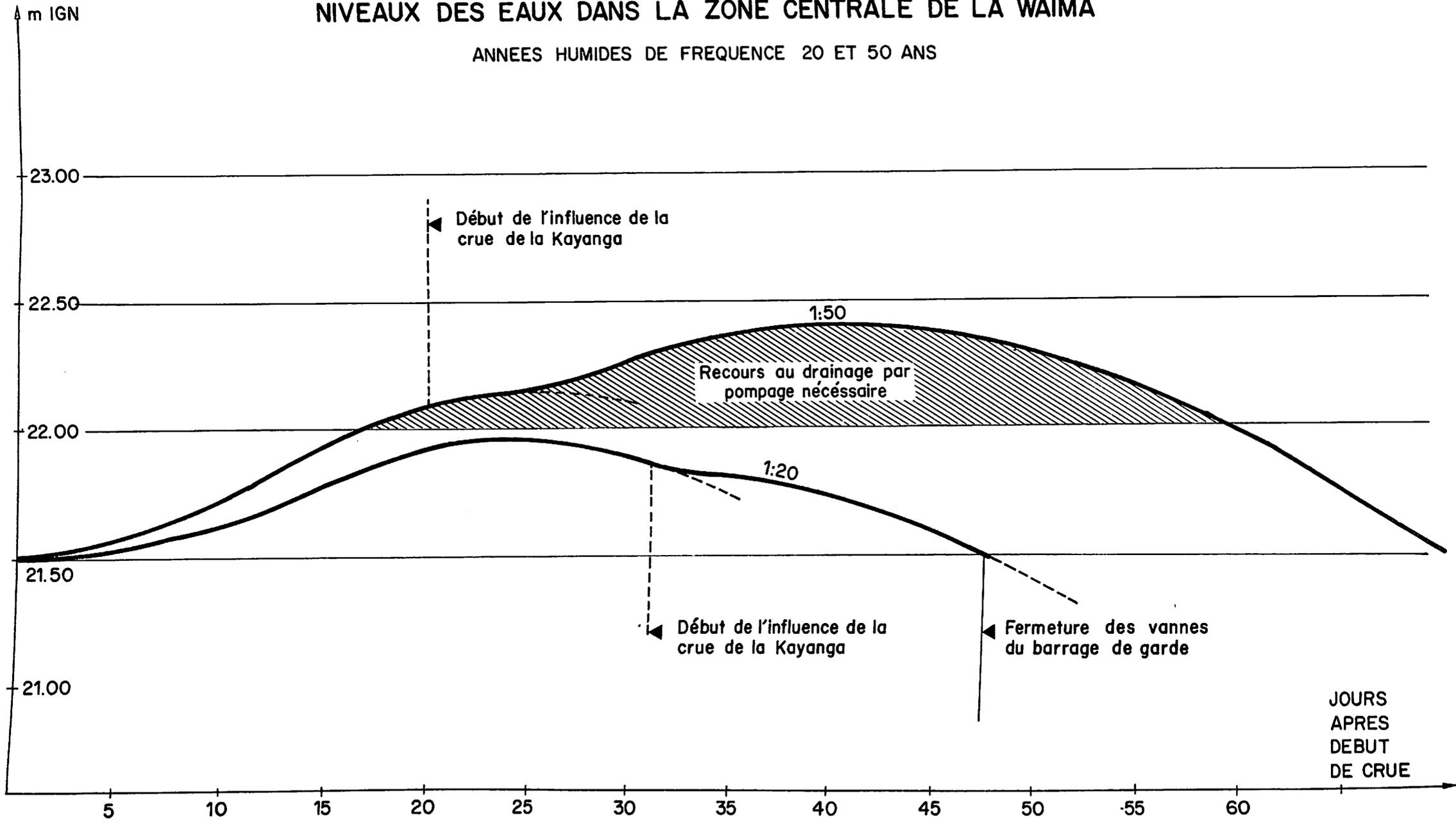


FIGURE A 9-5

## FIGURES

## LISTE DES FIGURES

- Figure 11 - 1 SITUATION GENERALE (FRONTISPICE)
- Figure 11 - 2 PLAN DE SITUATION
- Figure 11 - 3 PLAN D'AMENAGEMENT RIVE DROITE
- Figure 11 - 4 PLAN D'AMENAGEMENT RIVE GAUCHE
- Figure 11 - 5 UNITE TYPE D'IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS EN CULTURE PAYSANNALE
- Figure 11 - 6 UNITE TYPE D'IRRIGATION PAR BASSINS POUR CULTURE MECANISEE
- Figure 11 - 7 EXUTOIRE DE L'ANAMBE, PROFILS EN LONG / EN TRAVERS
- Figure 11 - 8 PROFIL EN LONG DE LA KAYANGA
- Figure 11 - 9 PROFIL EN TRAVERS DE LA KAYANGA
- Figure 11 - 10 CANAUX PRINCIPAUX, RIVE GAUCHE, PROFILS EN LONG
- Figure 11 - 11 CANAUX PRINCIPAUX, RIVE DROITE, PROFILS EN LONG
- Figure 11 - 12 CANAUX PRINCIPAUX ET SECONDAIRES PROFILS TYPES
- Figure 11 - 13 CANAL PRINCIPAL, OUVRAGE DE REGULATION ET DERIVATION DE CANAL SECONDAIRE
- Figure 11 - 14 CANAL SECONDAIRE, DEVERSOIR ET PRISE TERTIAIRE TYPE
- Figure 11 - 15 CULTURE PAYSANNALE, IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE (80 l/s)
- Figure 11 - 16 CULTURE PAYSANNALE, IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE (160 l/s)

## LISTE DES FIGURES

- |        |         |  |
|--------|---------|--|
| Figure | 11 - 17 | CULTURE MECANISEE, IRRIGATION PAR BASSINS, OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA PARCELLE |
| Figure | 11 - 18 | DRAINAGE DES EAUX HORS-PERIMETRE, DEBIT DES DRAINS PRINCIPAUX                    |
| Figure | 11 - 19 | DRAIN PRINCIPAL, PASSAGE SOUS CANAL  |
| Figure | 11 - 20 | OUVRAGES AUXILIAIRES, PONT TYPE / PASSERELLE TYPE                                |
| Figure | 11 - 21 | INTENSITE, DUREE ET FREQUENCE DES PLUIES   |
| Figure | 11 - 22 | INFRASTRUCTURE GENERALE  |

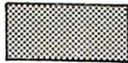
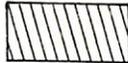
**BARRAGE NIANDOUBA**  
**CRN 37.00 (PHASE II)**



**BARRAGE DU CONFLUENT**  
**CRN 23.00 (PHASE I)**



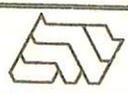
LEGENDE

-  AMENAGEMENT PHASE I
-  " " II
-  " " III
-  " " IV
-  " " V
-  BARRAGE
-  STATION DE POMPAGE
-  CANAL PRINCIPAL

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

PLAN DE SITUATION



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
**ZURICH - DAKAR**

DESS DGMB  
 CONT  
 VISA *[Signature]*  
 ANNEXE

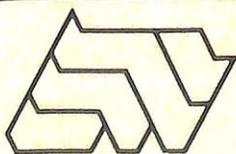
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	
1:100000	DEC. 79	6158 - 20900311 - 2	

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

(SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

PLAN D'AMENAGEMENT RIVE DROITE



**ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR**

DESS.

CONT.

VISA

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1 : 25'000

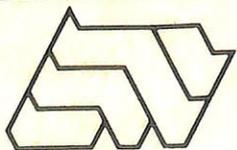
DEC. 79

6 1 5 8 - 2 1 1 3 9 6 1 1 - 3

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI  
(SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

PLAN D'AMENAGEMENT RIVE GAUCHE



**ELECTROWATT  
INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
ZURICH - DAKAR**

DESS.

CONT.

VISA

ECHELLE

1:25'000

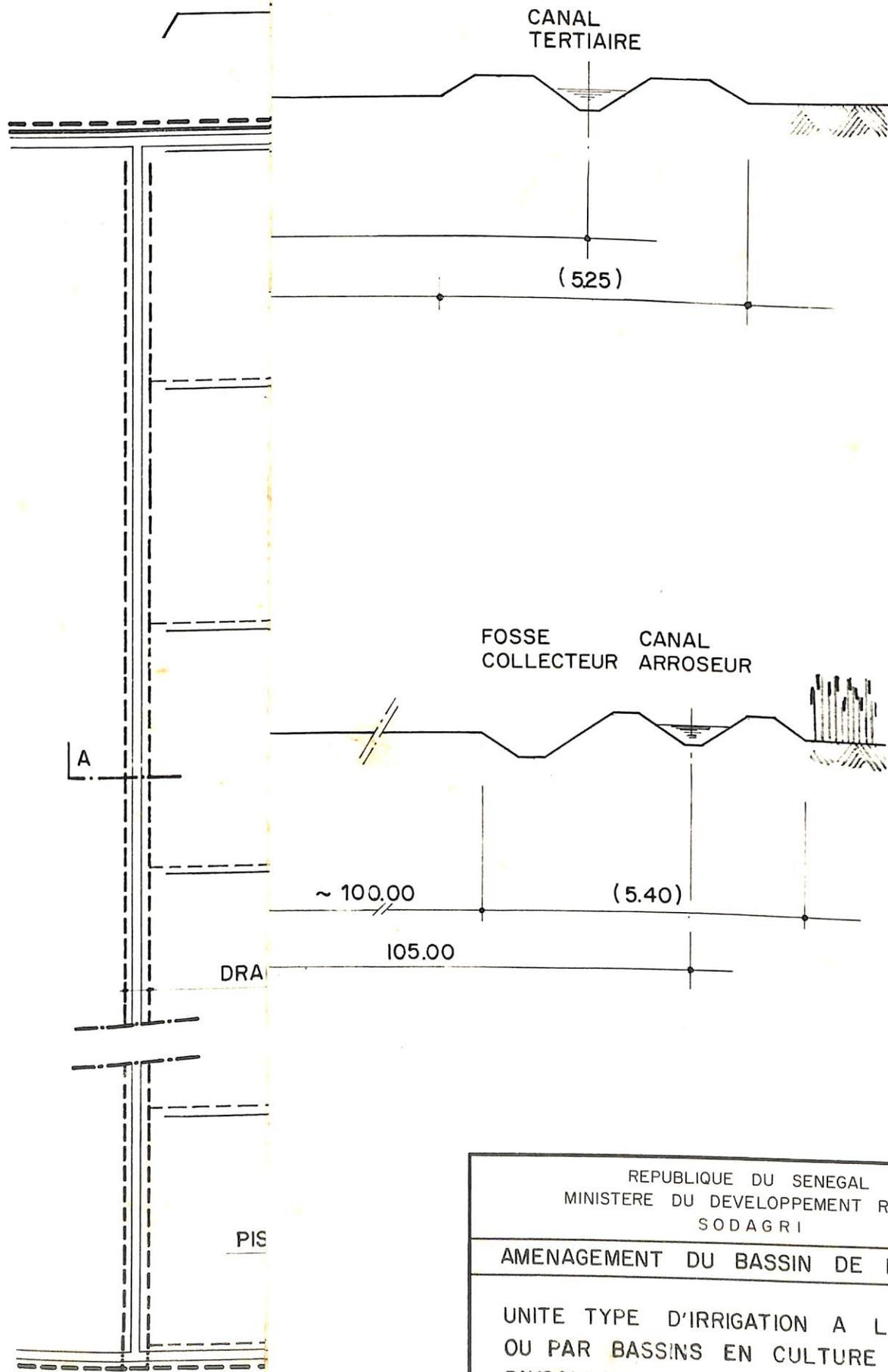
DATE

DEC. 79

NUMERO DU PLAN

6 1 5 8 - 2 1 1 3 9 7 1 1 - 4

ANNEXE



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

UNITE TYPE D'IRRIGATION A LA RAIE  
 OU PAR BASSINS EN CULTURE  
 PAYSANNALE



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS DGMB

CONT

VISA

*RVB*

ECHELLE  
 1:2500  
 1:100

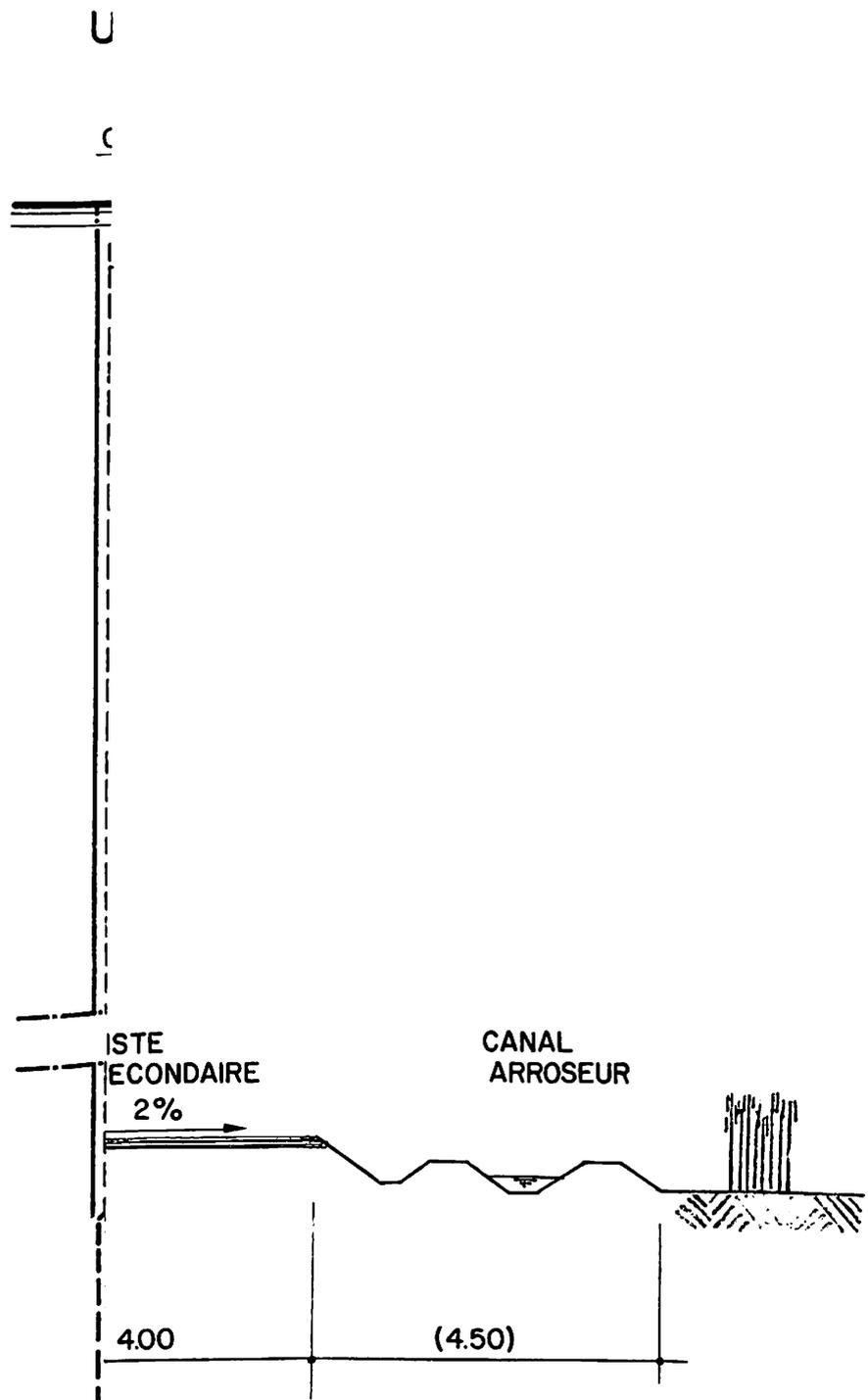
DATE

OCT. 79

NUMERO DU PLAN

6158-21139111-05

ANNEXE



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

UNITE TYPE D'IRRIGATION PAR BASSINS  
 POUR CULTURE MECANISEE



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS. DGMB

CONT.

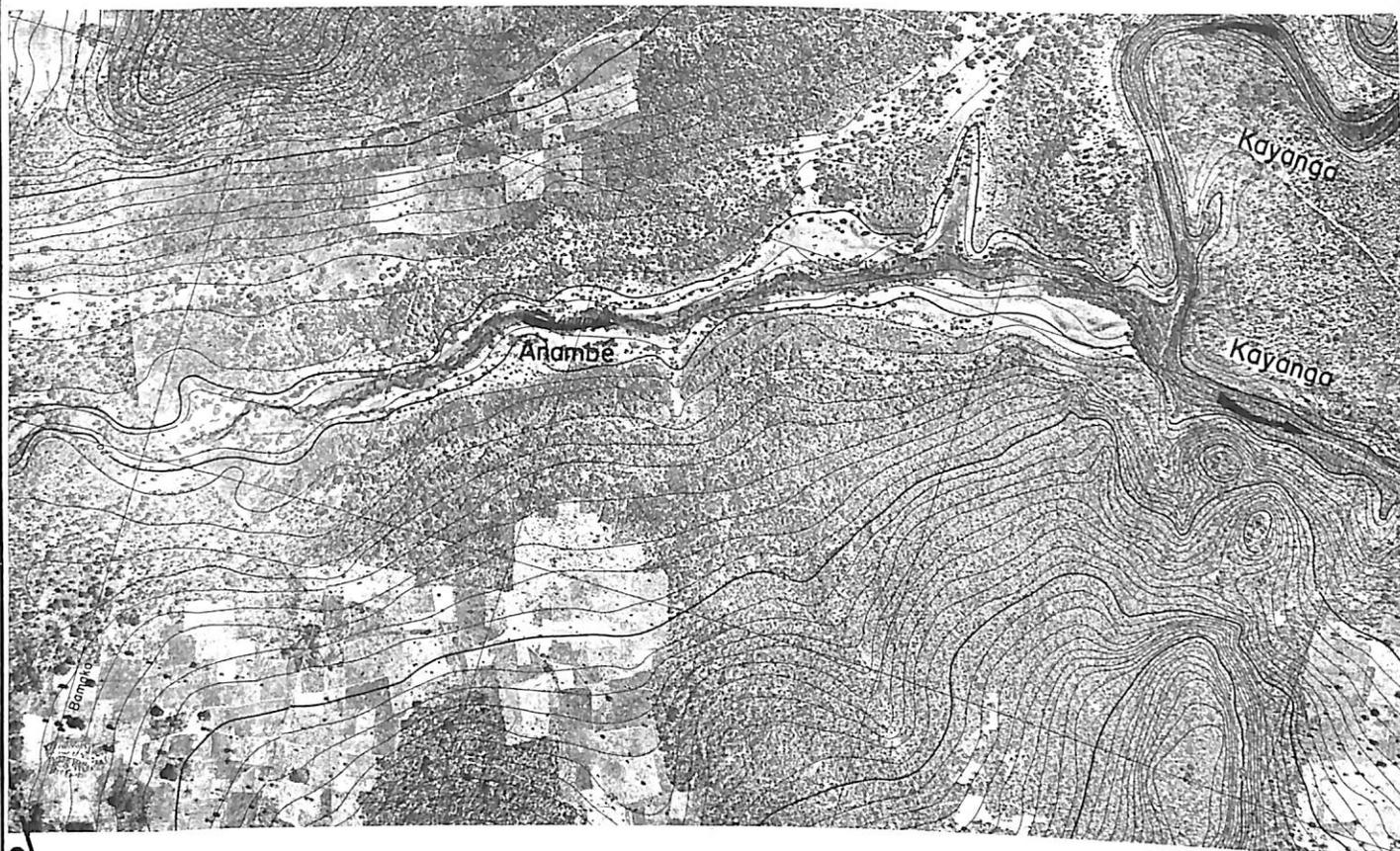
VISA *RUB*

ECHELLE  
 1:2500  
 1:100

DATE  
 OCT. 79

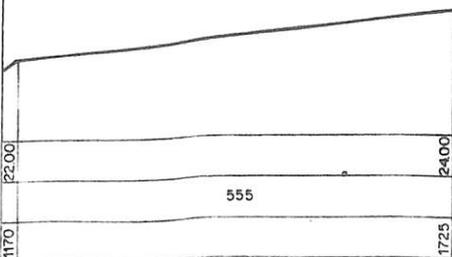
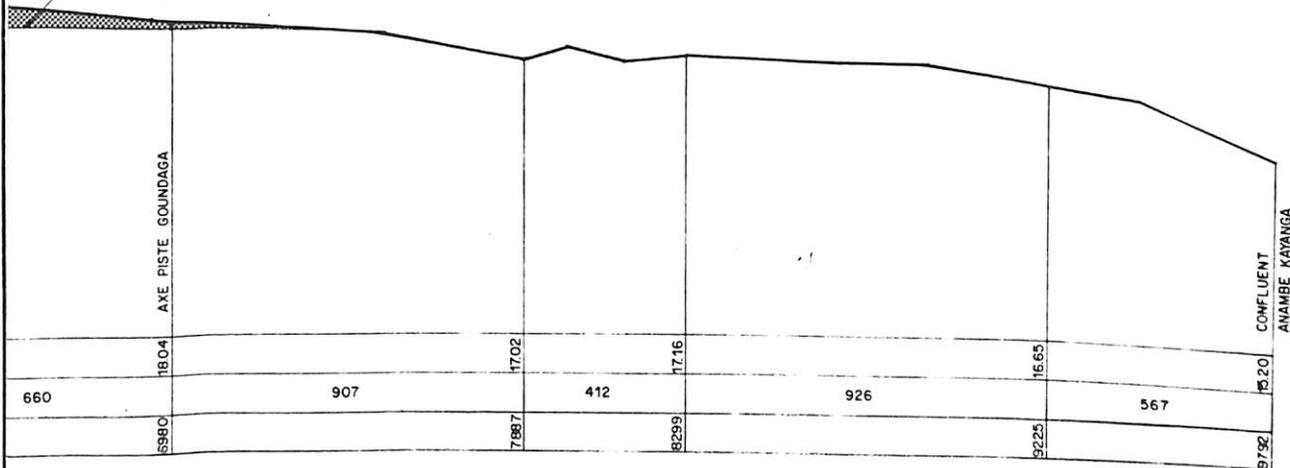
NUMERO DU PLAN  
 6158 - 21139211 - 06

ANNEXE



CHENAL AMENAGE

J = 0,17 ‰



REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPMENT RURAL  
 SODAGRI  
 (SOCIETE DE DEVELOPPMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

EXUTOIRE DE L'ANAMBE  
 PROFILS EN LONG / EN TRAVERS

**ELECTROWATT**  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR

IN. SS. DGMB  
 CONT.  
 VISA *RUB*  
 ANNEE

ECHELLE  
 1:20000/200  
 1:10000/400

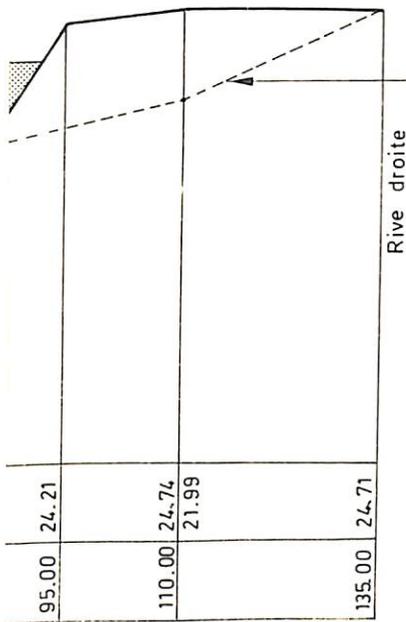
DATE  
 DEC 79

NUMERO DU PLAN  
 6158 - 211385 11 - 07

LES PHOTOS AERIENNES PRISES  
NATUREL ONT ETE TIREES

REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
PROFIL EN LONG DE LA KAYANGA			
		ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR	
DES	CONT	VISA	<i>RUB</i>
EHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEXE
1/50.000 1/50	FEV. 1980	6 1 5 8 - 2 0 9 0 0 8	1 1 - 0 8

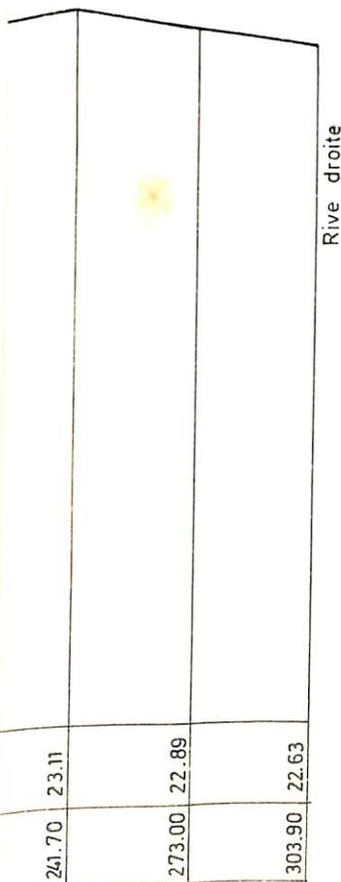
Plan d'eau réglé après aménagement



Petite vallée sur la ligne médiane du profil - n'est pas représentative de la topographie générale

A MISSIRA MAMADOU IBRAHIMA

Plan d'eau réglé après aménagement

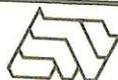


AU PONT DE NIAPPO

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

PROFIL EN TRAVERS DE LA KAYANGA



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS DGMB

CONT

VISA

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

ADUT 79

6158 - 20759111 - 09

45.00

40.00

35.00

30.00

P.C. = 24

DISTAN
"
NIVEAU
PLAN I
DEBIT
PENTE

40.00

35.00

30.00

P.C. = 2

DISTAN
"
NIVEAU
PLAN
DEBIT
PENTE

### LEGENDE

-  VANNE A NIVEAU AVAL CONSTANT
-  VANNE ORIFICE A NIVEAU AVAL CONSTANT
-  P-3/1 DERIVATION DE CANAL AVEC N° D'IDENTIFICATION
-  SG-1 PRISE SECONDAIRE AVEC N° D'IDENTIFICATION
-  D- PASSAGE DE DRAIN PRINCIPAL AVEC N° D'IDENTIFICATION
-  D- PASSAGE DE DRAIN PRINCIPAL (AQUEDUC) AVEC N° D'IDENTIFICATION
-  PONT IMPORTANT

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI  
 (SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

## CANAUX PRINCIPAUX RIVE GAUCHE PROFILS EN LONG



**ELECTROWATT  
 INGENIEURS-CONSEILS S.A.  
 ZURICH - DAKAR**

DESS *Bmgp*

CONT

VISA *RUB*

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1:50000/200

NOV.1979

6 1 5 8 - 2 1 1 3 9 4 1 1 - 1 0

P-1/2



	18.21	20.00	20.31	22.40	23.80
2.11		1.79	31	2.09	
	28.90	28.20	28.60	28.20	27.20
29.86		29.38		28.90	28.44
3.4		3.1		3.1	1.2
0.2		0.2		0.2	0.25

LEGENDE

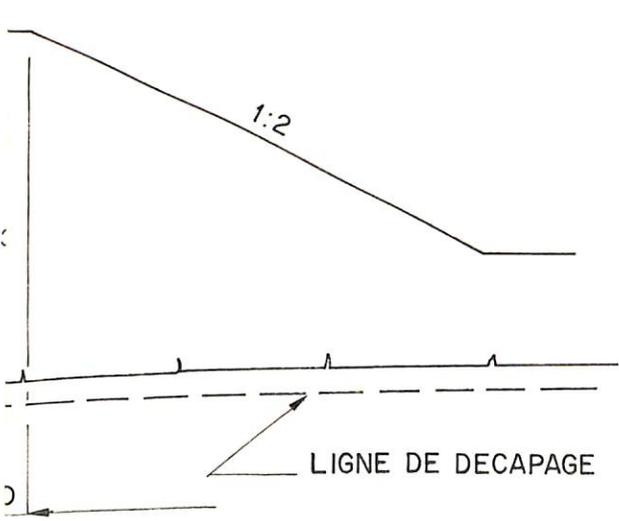
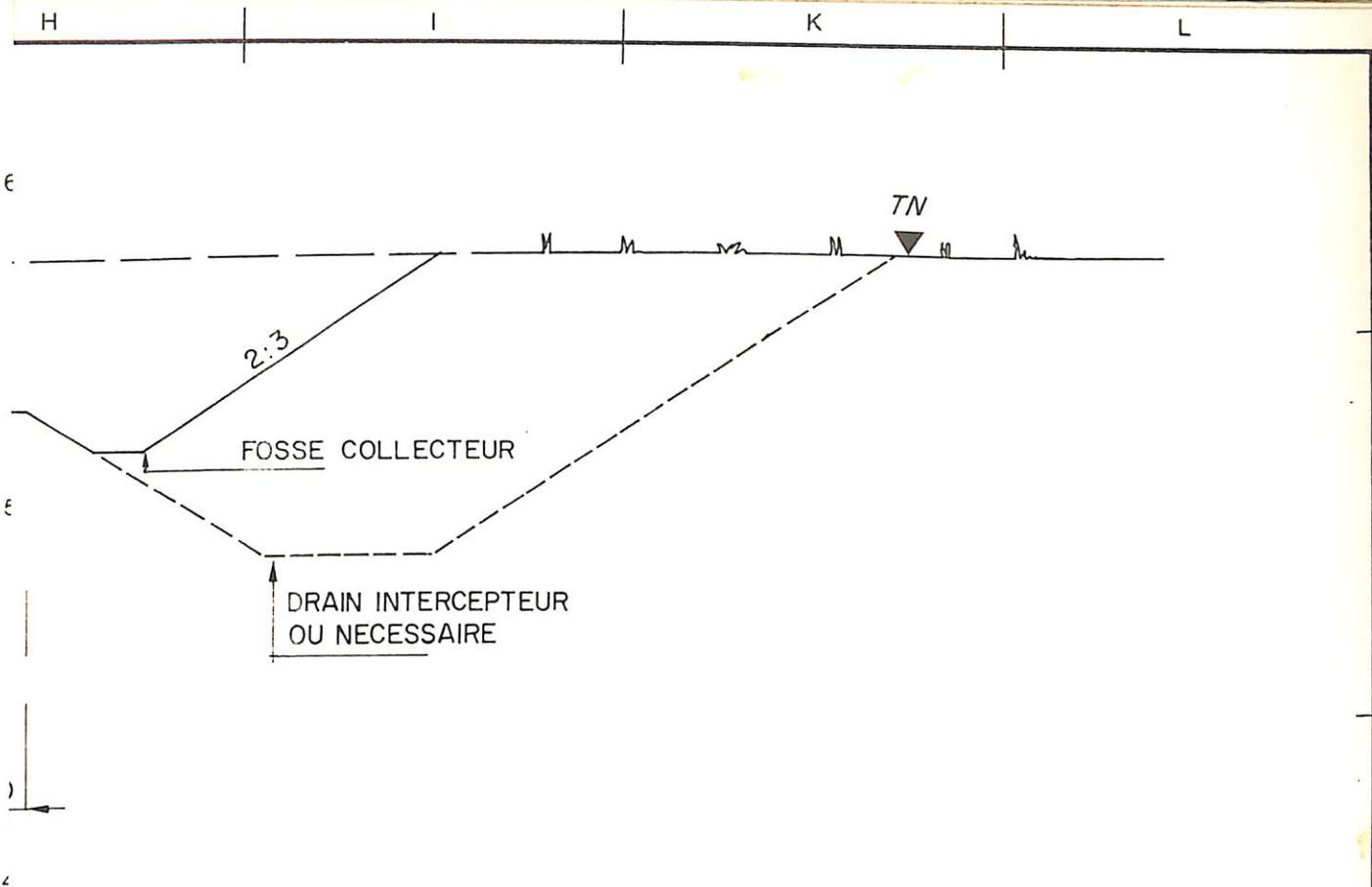
- VANNE A NIVEAU AVAL CONSTANT
- STATION DE POMPAGE
- P-1/1 DERIVATION DE CANAL AVEC N° D'IDENTIFICATION
- SD-1 PRISE SECONDAIRE AVEC N° D'IDENTIFICATION
- DR-1 PASSAGE DE DRAIN PRINCIPAL AVEC N° D'IDENTIFICATION
- PONT IMPORTANT

0  
1  
2

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI  
 (SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE  
 CANAUX PRINCIPAUX RIVE DROITE  
 PROFILS EN LONG

<b>ELECTROWATT</b> INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR		DESS. DGMB
		CONT. VISA <i>RUB</i>
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN
1:50000 / 200	NOV. 79	6 1 5 8 - 2 1 1 3 9 3 1 1 - 1 1
		ANNE XL

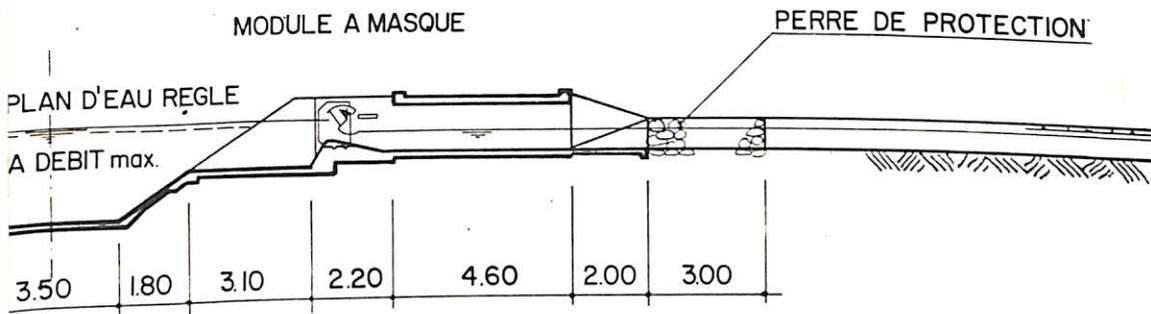


CANAL PRINCIPAL  
 $Q = 20 \text{ m}^3/\text{sec}$   
 $J = 0,15 \text{ ‰}$

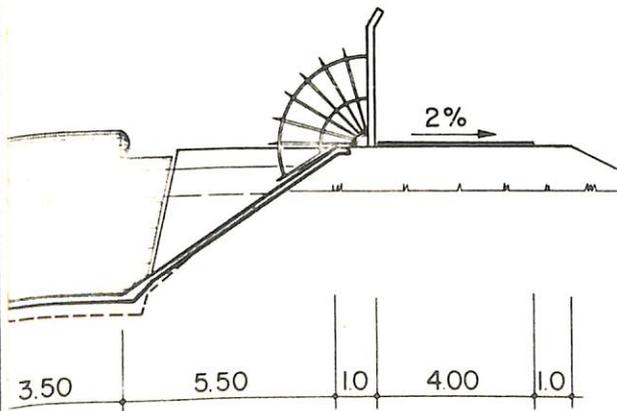
CANAL SECONDAIRE  
 $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{sec}$   
 $J = 1,2 \text{ ‰}$

REPUBLICQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
CANAUX PRINCIPAUX ET SECONDAIRES			
PROFILS TYPES			
 <b>ELECTROWATT</b> INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR		DESS	Niang
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEE
1:100-1:50	Avril 80	6 1 5 8 - 2 1 4 9 8 6	1 1 - 1 2

B-B



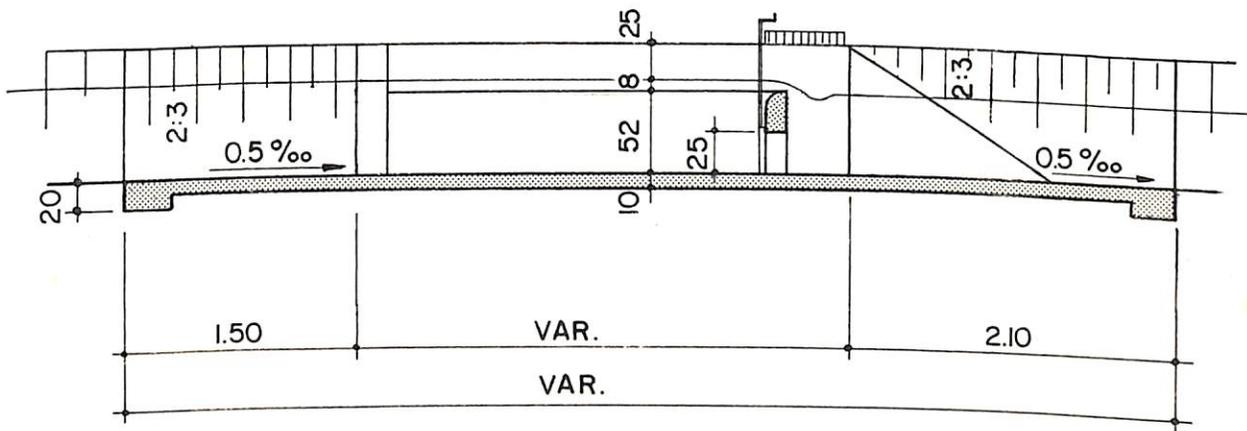
C-C



REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI (SOCIETE DE DEVELOPPEMENT AGRICOLE ET INDUSTRIEL DU SENEGAL)			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
CANAL PRINCIPAL OUVRAGE DE REGULATION ET DERIVATION DE CANAL SECONDAIRE			
		<b>ELECTROWATT</b> <b>INGENIEURS-CONSEILS S.A.</b> <b>ZURICH - DAKAR</b>	
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	
1:200	NOV 79	6 1 5 8 -	2 1 1 3 8 4 1 1 - 1 3
		DESS	MOSEK
		CONT	
		VISA	<i>RVB</i>
		ANNEXE	

T.N<sub>M</sub>

### COUPE B-B



ELLE  
STE

DEBIT DU CANAL SECONDAIRE	300 <sup>L</sup> /s
DEBIT DU CANAL TERTIAIRE	60 <sup>L</sup> /s
PENTE DU CANAL SECONDAIRE	0.5‰
PENTE DU CANAL TERTIAIRE	0.7‰
PENTE DU TERRAIN NATUREL	1.1%

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

CANAL SECONDAIRE  
DEVERSOIR ET PRISE TERTIAIRE TYPE



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
ZURICH - DAKAR

DESS	MC
CONT.	
VISA	RUB

ECHELLE

DATE

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

1:50

OCT. 79

6158-20714511-14

H

I

K

L

6

5

4

DEBIT DU CANAL TERTIAIRE : 80 L/s  
 PENTE DU CANAL TERTIAIRE : 0.7 ‰  
 " DE L'ARROSEUR : 0.2 ‰

3

PISTE LE LONG DU DRAIN TERTIAIRE

2

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

CULTURE PAYSANNALE  
 IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS  
 OUVRAGE DE DISTRIBUTION  
 A LA PARCELLE (80 L/s)



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS DGMB

CONT

VISA

*RUR*

ECHELLE

1:50

DATE

OCT. 79

NUMERO DU PLAN

6158-20714711-15

ANNEXE

1

H

I

K

5842

H

I

K

L

6

5

4

3

2

1

35

TN

DEBIT DU CANAL TERTIAIRE : 160 L/s  
 PENTE DU CANAL TERTIAIRE : 0.7 ‰  
 PENTE DE L'ARROSEUR : 0.2 ‰

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

CULTURE PAYSANNALE  
 IRRIGATION A LA RAIE OU PAR BASSINS  
 OUVRAGE DE DISTRIBUTION A LA  
 PARCELLE (160 L/s)



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS DGMB

CONT.

VISA

*RUB*

ECHELLE  
 1:50

DATE  
 NOV. 79

NUMERO DU PLAN

ANNEXE

6158-20714911-16

H

I

5842

K

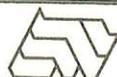
L

DEBIT DU CANAL TERTIAIRE	80 L/s (40 L/s)
PENTE DU CANAL TERTIAIRE	0.7 ‰
" DE L'ARROSEUR	1.0 ‰
" DU DRAIN TERTIAIRE	0.7 ‰
" DU FOSSE COLLECTEUR	4.0 ‰
" DU TERRAIN NATUREL	4.0 ‰

REPUBLIQUE DU SENEGAL  
 MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL  
 SODAGRI

AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE

CULTURE MECANISEE  
 IRRIGATION PAR BASSINS  
 OUVRAGE DE DISTRIBUTION  
 A LA PARCELLE



**ELECTROWATT**  
**INGENIEURS-CONSEILS S.A.**  
 ZURICH - DAKAR

DESS	MC
CONT	
VISA	<i>RUB</i>

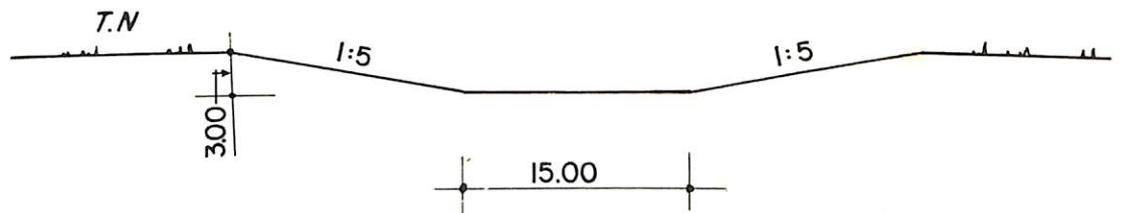
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN		ANNEXE
1:50	OCT. 79	6158 - 207146	11 - 17	

DRAIN N°	SURFACE DU BASSIN VERSANT (ha)	TEMPS DE CONCENTRATION (heures)	PLUIE CRITIQUE DE			
			FREQUENCE 10 ANS		FREQUENCE 25 ANS	
			INTENSITE mm /heure	DEBIT MAX. m <sup>3</sup> / sec.	INTENSITE mm /heure	DEBIT MAX. m <sup>3</sup> / sec.
①	1030	1.5	48	13.0	56	15.4
②	4870	5.8	20	14.3	23	16.3
③	1030	1.0	59	17.4	68	20.3
④	5360	4.7	23	20.3	27	23.9
⑤	3680	5.4	21	13.3	24	15.4
⑥	5670	5.0	22	19.2	25	22.4
⑦	1090	1.3	51	15.1	60	18.1
⑧	4420	3.6	28	18.8	32	21.7
⑨	1590	3.4	29	10.0	33	11.6
⑩	4900	3.2	30	24.9	35	29.2
⑪	3040	3.5	29	14.5	33	16.9
⑫	3630	3.8	27	16.9	31	19.4
⑬	3290	4.0	26	14.9	29	17.0
⑭	970	1.5	48	12.7	56	15.0
⑮	9900	3.6	28	42.3	32	49.0
⑯	2620	2.8	33	17.4	39	20.8
⑰	1000	2.3	37	9.8	43	11.5
⑱	6230	3.3	30	29.3	33	32.9
⑲	890	1.7	45	10.6	52	12.4
⑳	3250	3.1	31	19.2	36	22.5
㉑	2380	2.9	32	15.7	37	18.5
㉒	2640	2.5	36	18.1	41	21.1
㉓	1440	1.7	45	16.0	52	18.6

Note : Les débits ont été calculés selon les formules de Kirpich ( temps de concentration )  
et McMath ( débit )

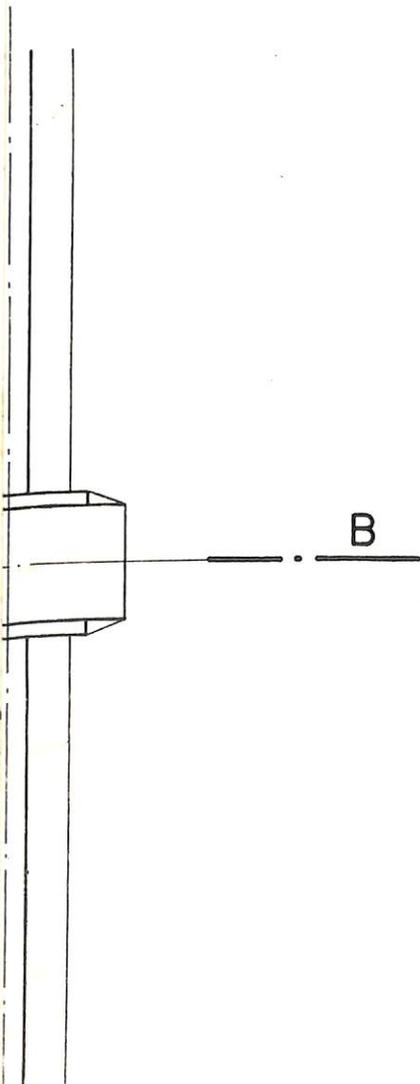
REPUBLICQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
DRAINAGE DES EAUX HORS PERIMETRE			
DEBITS DES DRAINS PRINCIPAUX			
 <b>ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR</b>			DESS. <b>Moussa</b> CONT. VISA <i>RVB</i>
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEXE
1:100.000	DEC.79	6158 - 211381	11 - 18

# PROFIL TYPE DU DRAIN 1:500



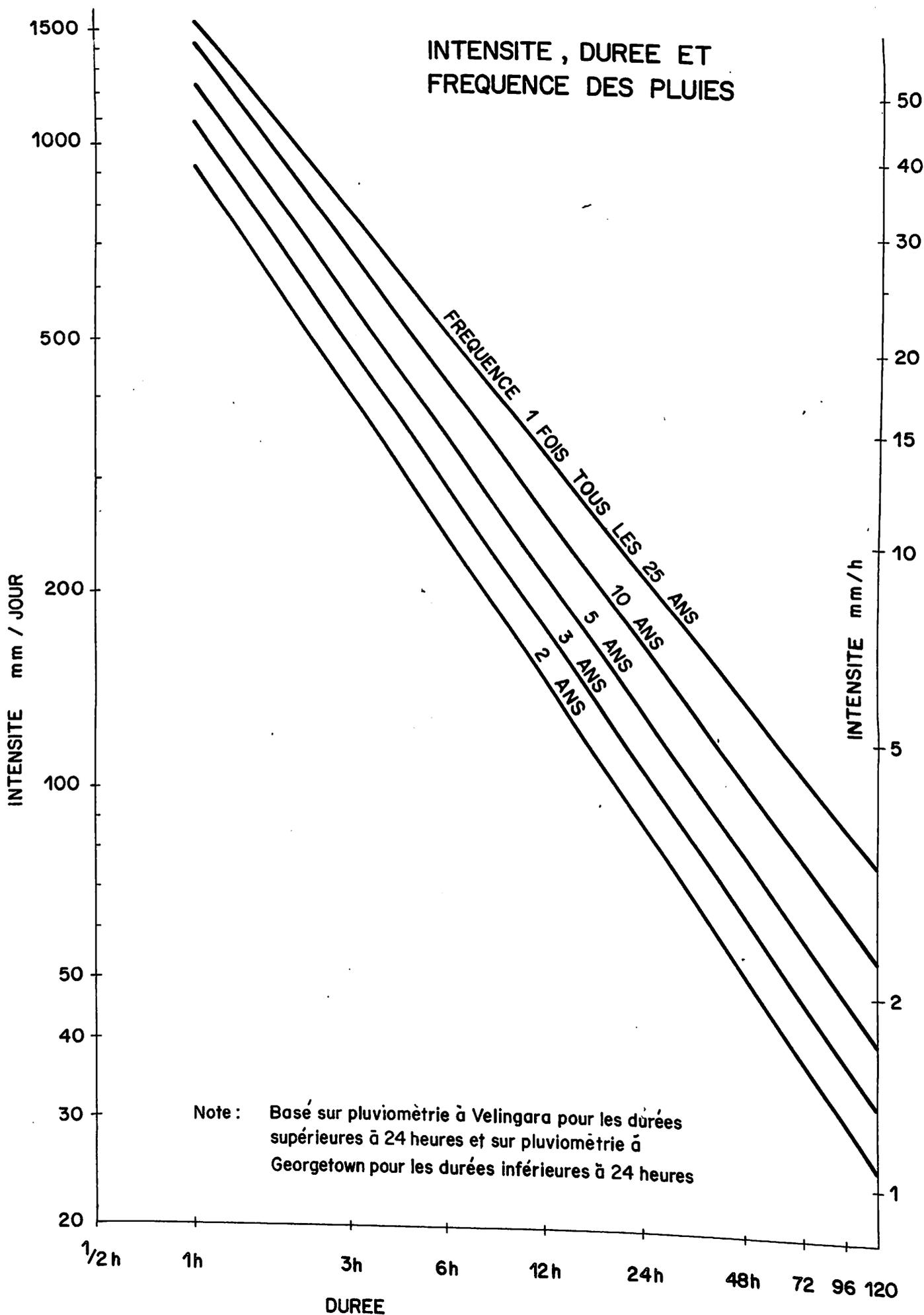
DEBIT MAX. DU CANAL DE DRAINAGE : 82 m<sup>3</sup>/s  
 PENTE DU CANAL DE DRAINAGE : 0.5‰  
 PENTE DU SIPHON : 16‰

REPUBLICQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
DRAIN PRINCIPAL <b>PASSAGE SOUS CANAL</b>			
 <b>ELECTROWATT</b> INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR			DESS <b>DGMB</b> CONT VISA <b>RUB</b>
ECHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	ANNEXE
1:5000/1:100	NOV. 79	6158-207150	11-19



REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
PONT ET PASSERELLE SUR CANAL PRINCIPAL PLANS ET PROFILS TYPES			
	<b>ELECTROWATT</b> <b>INGENIEURS-CONSEILS S.A.</b> <b>ZURICH - DAKAR</b>		DESS. <b>DGMB</b>
			CONT.
			VISA <i>RVB</i>
ECHELLE 1 : 100	DATE JAN. 80	NUMERO DU PLAN 6 1 5 8 - 2 0 9 0 0 6 1 1 - 2 0	ANNEXE

# INTENSITE , DUREE ET FREQUENCE DES PLUIES

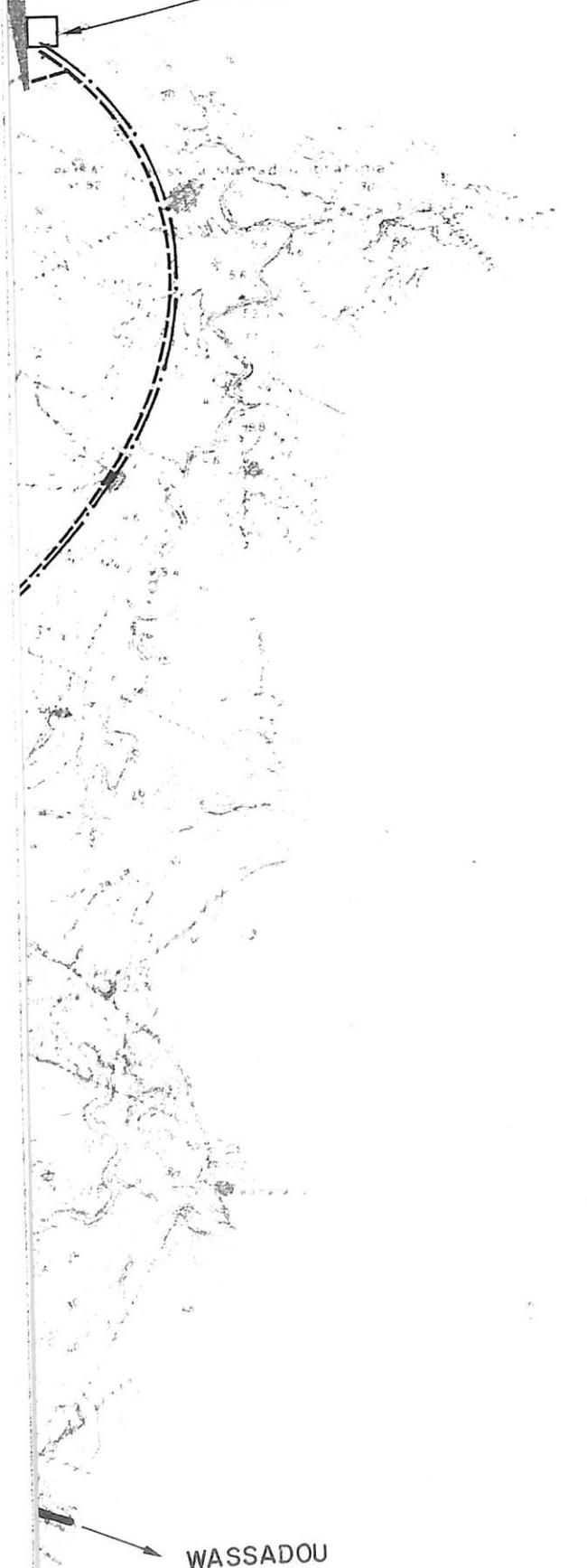


Note: Basé sur pluviométrie à Velingara pour les durées supérieures à 24 heures et sur pluviométrie à Georgetown pour les durées inférieures à 24 heures

FIGURE 11 - 21

AMENAGEMENTS

STATION HYDROELECTRIQUE



- ▲ RIZERIE VILLAGEOISE
- RIZERIE INDUSTRIELLE
- CENTRE D'ALIMENTATION DU BETAIL
- TRAITEMENT DES SEMENCES
- 1 2  
■ PERIMETRE IRRIGUE  
1.PAYSANNAT 2.MECANISE
- BARRAGE AVEC RETENUE
- STATION DE POMPAGE
- BASSIN DE COMPENSATION
- ==== CONDUITES DE REFOULEMENT
- CANAL PRINCIPAL BETONNE
- ROUTE D'ACCES
- ..... LIGNE DE TRANSMISSION
- PISTE PRINCIPALE
- ..... PISTE PRINCIPALE (EXTENSION)

INFRASTRUCTURE EXISTANTE

- ROUTE NATIONALE
- PISTE PRINCIPALE

REPUBLIQUE DU SENEGAL MINISTERE DU DEVELOPPEMENT RURAL SODAGRI			
AMENAGEMENT DU BASSIN DE L'ANAMBE			
INFRASTRUCTURE GENERALE			
		<b>ELECTROWATT INGENIEURS-CONSEILS S.A. ZURICH - DAKAR</b>	
EHELLE	DATE	NUMERO DU PLAN	DESS. NIANG.
1: 100.000	MARS.80	6 1 5 8 - 2 0 9 0 1 0	CONT. VISA
			ANNEXE
			11 - 22



