

PAPVD
PROGRAMME D'APPUI AUX PROJETS
VILLAGEOIS DE DEVELOPPEMENT DES
CERCLES DE DIÉMA ET NIORO
ESSONNE SAHEL / GRDR
BP 68 NIORO DU SAHEL
Tél. / Fax : 52 22 06

RÉPUBLIQUE DU MALI
UN PEUPLE-UN BUT-UNE FOI

Recu le 22 JUIN 1999
SNE 0136 / PAPVD - GRDR-M

ÉTUDE TECHNIQUE DE LA DIGUE-ROUTE
DE FARAN-BOUNE

MEMOIRE TECHNIQUE
AVANT PROJET DETAILLE

Financement : GRDR

Juin 1999



S.A.E.D. SARL
Service d'ingénieurs pour le développement
TEL: 24 73 21

SOMMAIRE

A/ LE MARCHÉ

B/ LA MISSION DU CONSULTANT

C/ PRESENTATION-LOCALISATION

D/ LA DIMENSION SOCIO-ECONOMIQUE

E/ LES ÉTUDES TECHNIQUES

CHAPITRE I -ETUDE DU MILIEU PHYSIQUE

1.1 INTRODUCTION

1.2 METHODOLOGIE DE L'ETUDE

1.3 SITUATION GEOMORPHOLOGIQUE DU BASSIN VERSANT

CHAPITRE II - CLIMATOLOGIE ET HYDROLOGIE

2.1 CLIMATOLOGIE

2.2 ETUDE DES APPORTS

2.3 ANALYSE HYDROLOGIQUE DE LA ZONE DE PROJET

2.4 EVALUATION DES CRUES ET DES ETUDES HYDRAULIQUES DES OUVRAGES

F/ DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET RECOMMANDATIONS

G/ BIBLIOGRAPHIE

H/ ANNEXES

A/ LE MARCHE

A/ LE MARCHÉ

Par lettre de commande N° 09/ PAPVD/99 Du 10 Février 1999, SAED a reçu mandat de la cellule GRDR de Nioro du Sahel d'exécuter les études d'Avant Projet Détaillé de la Digue Route de Fara-Bouné.

La consistance, les objectifs et les résultats attendus de cette étude sont rappelés dans ce qui suit.

B/ LA MISSION DU CONSULTANT

B/ LA MISSION DU CONSULTANT

La mission du consultant en cette phase de l'étude consiste à remettre un Dossier d'Avant Projet Détaillé de la variante Digue Route de l'aménagement du bas fond de Fara-Bouné.

Cette étude devra préciser des paramètres fondamentaux permettant d'obtenir une estimation réaliste des coûts du projet. Elle comporte les volets suivants :

- ♦ études socio-économiques,
- ♦ études topographiques,
- ♦ études géotechniques,
- ♦ études cartographiques et hydrologiques,
- ♦ études de conception et de dimensionnement des ouvrages

Le dossier comporte :

- Le rapport technique
- L'avant métré.
- Les plans d'études.

C/ PRESENTATION-LOCALISATION

C/ PRESENTATION - LOCALISATION

Faran-Bouné est un village situé dans la région de Kayes , cercle de Diéma, arrondissement de Lakamané. Il est situé à 4 km au Sud Ouest de Lakamané. La distance Bamako Faran-Bouné est de 441 km.

Il est repéré par :

- * la longitude 10° 36' Ouest
- * la latitude 14° 27' Nord
- * l'altitude 217,00 m

Les villes les plus proches sont Diéma et Nioro situées à environ 100 km chacune.

Le site de l'ouvrage est sur le cours d'eau de Koumbou à 1,5 km à l'Ouest du village.

D/ LA DIMENSION SOCIO-ECONOMIQUE

D/ LA DIMENSION SOCIO-ECONOMIQUE

RESUME

Les résultats de l'étude socio-économique ont révélé que la pertinence et l'opportunité de la réalisation de l'aménagement sont incontestables en raison de l'existence des facteurs de :

Faisabilité sociale qui se vérifie à travers l'adhésion effective des populations à l'idée de projet d'aménagement du bas fond, l'implication des populations dans la conception du projet, le consensus général sur le mode de mise en œuvre, la cohésion sociale, expérience en matière de projets communautaires et capacités institutionnelles ; et de :

Faisabilité économique : évolution de la culture irriguée, l'immensité et la richesse du capital foncier, la disponibilité et vitalité de la force de travail.

Cependant, pour assurer une réussite totale, il est nécessaire de lever les principaux risques qui pourraient entraver sa mise en œuvre : éventuels conflits résultant de la transhumance des animaux, la détérioration de la situation sanitaire.

D1 : COMPREHENSION DE L'ETUDE ET METHODOLOGIE

Le Mali est un pays continental avec des grands cours d'eau localisés dans les régions de l'ouest et du sud-ouest avec une pluviométrie supérieure à 800 mm. Ils constituent les branches et les affluents en amont des fleuves Sénégal et Niger. Dans les autres régions du pays, à climat sahélien ou désertique, l'écoulement de surface, est saisonnier ou épisodique et de nombreuses vallées envahies par les sables, ont été fossilisées (vallées du serpent dans la plaine de Nara et de Dyoumara et la vallée du Tilemsi sur la bordure ouest de l'Adrar des Iforas). Dans ces régions, le Niger et le Sénégal constituent les seuls écoulements de surface permanents, grâce aux débits collectés à l'amont de leur bassin.

Dans ces conditions, la plupart des cours d'eau qui se trouvent dans les autres régions constituent les affluents de ces deux principaux fleuves.

On assiste ainsi à un déficit hydrique sur la plus grande partie du territoire après l'hivernage. Pourtant la quantité d'eau précipitée si elle ne se perdrait pas par écoulement, évaporation et infiltration permettrait de satisfaire les différents besoins en eau.

Le bas fond situé à 1,5 km de Fara Boune (site du présent projet) demeure inexploité en raison des contraintes annoncées ci-dessus.

Pour assurer une mise en valeur efficace de ce bas fond, les populations de Fara Boune se sont mobilisées et ont régulièrement sollicité l'appui du GRDR NIOURO, dont l'intervention vise à améliorer, grâce à une approche participative les conditions de vie des populations de DIEMA et NIOURO en général et à favoriser le plein épanouissement des femmes en particulier.

Sur un plan général, son intervention est très appréciée de toutes les populations et considérée comme la plus adaptée et la plus efficace.

Fidèle à sa démarche de facilitation / accompagnement / renforcement et en application de ses principes d'intervention (appui aux initiatives engagées et responsabilisation des bénéficiaires dès le démarrage des actions, consolidation de la cohésion sociale des communautés, prise en charge effective et totale à terme des activités par les bénéficiaires), le GRDR a requis pour un

premier temps les services du bureau d'étude BICD qui a mener une étude d'avant projet sommaire sur l'aménagement du bas fond.

Pour parachever les travaux entamés par le BICD, GRDR a confié au bureau d'études SAED l'établissement du dossier d'études d'exécution de la variante retenue : Digue -route.

Une équipe pluridisciplinaire composée d'un hydrologue (GR) et d'un topographe projeteur dessinateur a été formée par SAED pour mener une étude technique permettant d'éclairer les premières décisions.

Cette étude dont le présent rapport livre un résumé des résultats a pour but d'examiner les possibilités de réussite de l'action d'aménagement et les éléments ou facteurs socio-économiques susceptibles d'assurer la viabilité et la durabilité du projet.

Plus spécifiquement, les objectifs visés sont les suivants :

- vérifier le consensus des populations sur le choix d'un site aménageable et son exploitation commune ;
- décrire le village et évaluer les potentialités de développement et de diversification de la production agricole et leur impact éventuel sur la sécurité alimentaire et l'économie locale ;
- identifier les activités possibles et leurs attentes par rapport à l'aménagement.

Les méthodes utilisées par le consultant sont, pour l'essentiel :

- l'exploitation documentaire ;
- les entretiens à schéma semi-structuré avec les responsables ou agents des structures d'appui intervenant dans la zone (guide de recueil d'informations) ;
- les entretiens structurés avec les villageois, les groupements des femmes, des jeunes (assemblées et questionnaires) ;
- les visites de terrain (réalisations hydrauliques existantes, site du projet).

D.2 APPROCHE SOCIO-DEMOGRAPHIQUE ET APPRECIATION DE LA DYNAMIQUE INTERNE DU VILLAGE

D.2.1 Composition du tissu social

Les ethnies restent les soninkés et une minorité de peulh. Les langues de communication sont le Soninké et le Bamanan. Le taux de scolarisation est très faible, mais l'enseignement arabe (coranique) est dominant. Certains habitants parlent couramment l'arabe.

D.2.2 Migration

Le village connaît la recrudescence de l'exode des jeunes. La France et la Côte d'Ivoire constituent les principaux pays d'accueil. Mais l'exode en direction de la ville de Bamako est également important. Cette migration constitue une source de revenu monétaire non négligeable.

Il en résulte une insuffisance critique de la main-d'œuvre agricole. Toutefois les associations des ressortissants de Fara Boune, surtout ceux qui sont en France apportent un appui précieux au village notamment dans la réalisation ou l'entretien des infrastructures et équipements socio-économiques d'intérêt collectif (les exemples frappants sont : la réalisation d'un forage équipé estimé à 4 000 000 de FCFA, l'installation de téléphone à environ 3 500 000 FCFA, la mise en place d'une pharmacie communautaire et d'une boutique collective).

D.2.3 Organisation sociale et structures locales

Le pouvoir est entre les mains des Bounès = Sylla et les Diaby. La succession est patrilinéaire. Le conseil comprend le chef de village et ses conseillers.

La vie associative s'organise principalement autour de l'organisation des jeunes qui est pilotée par un président dynamique qui joue même le rôle du chef de village.

La population est facilement mobilisable (puisque il n'existe qu'un seul interlocuteur, le président de l'association des jeunes qui n'est contesté par personne ; la preuve a été donnée pendant les levés topographiques. Durant trois jours tous les bras valides sans exception ont été mobilisés pour le débroussaillage en pleine hivernage). Les retards sur les chantiers collectifs sont sanctionnés par une amende de 1000 F CFA. Si l'intéressé ne s'exécute pas il est écarté de toute vie associative et la collaboration est directement arrêtée avec le coupable.

La population s'engage à fournir la main d'œuvre non qualifiée nécessaire sur le chantier, et mobiliser tous les bras valides pendant l'approvisionnement du chantier en matériaux locaux (moellons, graviers, et sable).

D.2.4 Activités économiques :

D.2.4.1 Présentation des système de production :

Les systèmes de production en vigueur sur le terroir sont : l'agriculture, l'élevage, la foresterie, le commerce et l'artisanat

⇒ Agriculture :

L'agriculture demeure la principale activité économique sur le terroir.

Description du sous secteur :

Après un transect, permettant de connaître des ressources naturelles (sol, eau, plantes) du terroir, nous pouvons estimer les superficies cultivables à 75% de la superficie totale du terroir. Mais cette zone est soumise à la dégradation, effet surtout de l'érosion hydrique (présence de ravin, de rigoles le long des berges et dans les zones à forte pente et des croûtes imperméables), qui représente 3% environ des terres cultivables.

Les cultures vivrières sont : le sorgho, mil, maïs, un peu de riz, niébé. L'arachide reste la culture de rente tandis que le gombo pour la culture secondaire.

Activités économiques des femmes :

Individuellement, les femmes gèrent des champs d'arachide, de gombo, et de wandzou. Le maraîchage est peu pratiqué. Le rendement des cultures est bas à cause des aléas climatiques. Les femmes font l'élevage des petits ruminants (ovins et caprins). La cueillette concerne les fruits d'*Adansonia digitata*, de *Ziziphus mauritiana* destinés principalement à l'autoconsommation.

Les revenus tirés de ces activités sont utilisés pour la satisfaction des besoins personnels.

Les difficultés se résument à : la corvée de mouture, au manque de matériels agricoles (charrues, charrettes) et au mauvais déroulement du maraîchage.

⇒ Élevage :

Description du sous - secteur :

L'élevage constitue la deuxième activité économique après l'agriculture. Il est de type extensif.

Les espèces appréciées par les animaux couvrent des espèces ligneuses tel que : *Acacia seyal*, *Bauhinia rufescens* et les espèces herbacées tel que : *Pennisetum pedicelatum*, *Andropogon gayanus*.

La présence de *shonefeldia gracilis* montre que les parcours sont pauvres.

Les bovins rencontrés appartiennent à la race peulh quant aux ovins/caprins ils sont de la race maure et peulh.

Comme infrastructure existante il faut signaler la présence de plusieurs parcs collectifs en bois. Le gardiennage est soit collectif ou soit individuel.

Les épizooties rencontrés restent : la trypanosomiase, les diarrhées banales, la peste aviaire, les parasitoses internes, la pasteurolose.

La prophylaxie sanitaire est assurée par les agents de Lakamané.

L'emboûche ovine, et le croisement entre les différentes races restent des techniques d'élevage habituellement utilisées. Les cours d'eau temporaires, les forages et les puits sont les points d'abreuvement des animaux.

L'alimentation est complétée par les résidus de culture.

Le lait et la peau sont pour la plus part auto consommés. Il n'existe pas de marché à bétail. Les agents commerciaux sont des villageois et certains revendeurs.

Les revenus tirés de l'élevage sont utilisés dans :

- * le paiement des impôts et taxes ;
- * le mariage, le baptême / circoncision ;
- * l'achat de nourriture en période de soudure.

Le problème majeur de l'élevage à l'heure actuelle est le vol des animaux.

⇒ Foresterie :

La foresterie est variée. Les ressources ligneuses suivant leur utilisation sont :

Bois de chauffe

Combretum glutinosum
Acacia seyal
Guiera senegalensis
Ziziphus mauritiana
Cordyla pinnata
Diospiros mespiliformis

Bois de service

Guiera senegalensis
Grewia mollis
Ziziphus mauritiana
Bombax costatum

Bois d'œuvre

Borassus eathiopiun
Grewia mollis
Anageissus leiocarpus
Pterocarpus erinaceus

Pharmacopée

Guiera senegalensis

Les besoins en bois de consommation sont satisfaits. Le bois n'est pas commercialisé.

D.2.4.2 Complémentarité ou concurrence des systèmes de production avec les potentialités et ressources naturelles :

L'agriculture produit des résidus de récolte pour le bétail. Le surplus de production vendu permet l'achat des animaux. Le cheptel et certains ligneux fournissent l'engrais organique pour l'agriculture, l'élevage fournit les bœufs de labour. Le cheptel se nourrit aussi de quelques espèces d'arbres. Les produits de l'élevage (tels que le lait, les œufs, la viande) et ceux de la cueillette sont indispensables à l'alimentation humaine.

Les formations végétales fournissent à l'agriculture les outils (les manches, les jougs).

L'agriculture itinérante et l'élevage extensif sont destructeurs des ressources ligneuses et herbacées. En se référant à ce qui a été évoqué ci-dessus on peut dire qu'il y a : d'une part - complémentarité entre les systèmes de production, et d'autre part - concurrence entre les systèmes de production et les ressources naturelles.

⇒ Importance du bas - fond dans l'économie du village :

Fara Boune hérite son nom des Boune qui sont également appelés Sylla. Ils sont les premiers occupants du terroir dont le bas - fond. Actuellement le bas - fond appartient à tous le village dont les lopins de terres appartiennent aux premiers occupants. Mais les sols peuvent toujours être prêtés.

Les cultures sèches occupent les versants à cause de la faiblesse de la pluviométrie. Une faible superficie est exploitée par les femmes en riziculture et maraîchage. La pêche collective et la production des briques occupent une partie non négligeable. La majeure partie du bas - fond est réservée au pastoralisme (fourrage, abreuvement)

Vu la cohésion sociale attestée par certaines actions telle que la réalisation et l'exploitation commune de forage équipé de pompe solaire, la gestion d'une Pharmacie publique et d'une école MEDERSA attestent que l'aménagement du bas - fond ne posera pas de problème d'ordre foncier.

D.2.4.3 PRINCIPAUX RISQUES ET RECOMMANDATIONS

La pertinence et l'opportunité de la réalisation de l'aménagement sont incontestables. La réalisation de cet ouvrage permettra de désenclaver la zone dont les villages les plus proches sont : Léwa-Kassouké, Kamissakidé, Sansankidé, Guingué, Lekouraga et Foutougou.

La population moyenne par village est de 350 habitants.

Cependant, pour assurer une réussite totale, il est nécessaire de lever les contraintes majeures et les principaux risques qui pourraient entraver sa mise en œuvre.

Deux principaux risques ont pu être identifiés :

- éventuels conflits résultant de l'aménagement du bas -fond qui constitue un lieu d'abreuvement des animaux de transhumance ;
- la détérioration de la situation sanitaire : la création d'un plan d'eau qui aura un effet d'attraction sur les hôtes intermédiaires des maladies comme le paludisme, la

bilharziose, le choléra, le trypanosomiase, etc... Un reflux de ces agents porteurs de germes pathogènes constituerait un sérieux danger pour la vitalité de la force de travail.

La mission recommande :

- un programme d'appui à la promotion de l'amélioration de la production maraîchère et arboricole (à réaliser avec les structures d'encadrement techniques intervenants dans la zone) ;
- de faire une haie vive, de construire des grillages dans un premier temps en laissant des couloirs de passage des animaux ;
- de redynamiser le comité santé/assainissement et de le former en IEC (information, éducation, communication).

E/ LES ETUDES TECHNIQUES

E/ LES ÉTUDES TECHNIQUES

INTRODUCTION GENERALE

Cette étude est le résultat d'une recherche pluridisciplinaire sur le terroir de Faran-Bouné, région de Kayes en vue de proposer des solutions techniques pour l'exécution d'une digue-route .

Ce travail a été effectué pour le compte de la cellule GRDR de Nioro du Sahel. Il comporte deux volets :

- ◆ l'étude technique du milieu physique.
- ◆ L'avant métré des ouvrages à partir des plans d'exécution.

CHAPITRE I - ETUDE DU MILIEU PHYSIQUE

1.1 INTRODUCTION

Le Terroir de Fara - Bounè est situé dans un ensemble géomorphologique assez varié et accidenté. Les sols pour la plus part appauvris sont d'une hétérogénéité liée à leur situation topographique.

Le milieu écologique est très dégradé et en déséquilibre dans son ensemble du fait de la rupture de l'harmonie des paysages par la coupe abusive et non organisée en bois, des techniques culturales liées au système traditionnel, etc...

Cela a pour conséquence une baisse sensible des rendements, une perte de terres cultivables, une dégradation marquée de l'environnement, etc...

Aussi, la présente étude de reconnaissance physique s'inscrit dans une approche globale de l'aménagement de l'espace avec une attention particulière aux zones débitant le plus de matériaux solides. A cette fin, les propositions d'aménagement concernent à priori, le site du projet initial.

1.2 METHODOLOGIE DE L'ETUDE

L'étude de reconnaissance physique du terrain a été réalisée à partir de trois phases principales.

1.2.1 Phase préparatoire

Elle se fonde sur :

- ◆ une étude bibliographique : rapports, cartes et documents topographiques, hydrologiques de la zone ;
- ◆ une collecte des données pédo-hydrologiques disponibles et se rapprochant le plus de la zone.

1.2.2 Phase de terrain

Les sorties sur le terrain ont permis :

- ◆ de localiser au mieux le bassin versant ;
- ◆ de préciser les unités cartographiques selon leurs caractéristiques morpho-pédologiques ;
- ◆ de décrire les manifestations de l'érosion hydrique et éolienne en parcourant les principaux axes de drainage ;
- ◆ d'inventorier les aménagements existants (diguettes, digues filtrantes, points d'eau, plantations, etc...) et leur situation dans le contexte actuel de la zone ;

- ◆ de fixer de façon générale l'occupation de l'espace : concessions, pistes/sentier, hydrographie, orographie, points remarquables du paysage (escarpement, collines) ;

1.2.3 Finalisation des cartes et rapport

Les différentes données bibliographiques et de terrain ont permis de finaliser les cartes et d'élaborer le présent rapport technique.

1.3 Situation géomorphologique du bassin versant

La zone du projet, constituée par Faran - Bouné est située dans la région de KAYES.

La topographie générale s'inscrit dans le cadre d'une bande de collines, marquée par des alignements irréguliers de formations arrondies. Il en résulte un relief accidenté avec une alternance de zones à basses altitudes et de zones à hautes altitudes.

Les zones de faibles altitudes sont représentées par des vallées ou plaines colluvionnaires. La grande dépression constitue les principaux axes de drainage des eaux.

La zone offre un réseau hydrographique dense plus ou moins marqué selon la nature géologique du sous-sol.

L'hydrographie représentée dans la zone, se caractérise par les éléments composants le paysage que l'on trouve sur le bassin versant.

Le bassin versant présente trois unités :

- ◆ les plateaux
- ◆ les versants
- ◆ les bas-fonds.

Ces unités ont été distinguées à partir de l'interprétation des photos-aériennes.

La dépression appelée ici bas-fond présente des caractéristiques géomorphologiques très particulières. Sa présence est surtout liée à l'importance des collines.

Elle est une dénivellation par rapport aux buttes et de ce fait offre des possibilités de drainage, de stockage et d'écoulement des eaux de ruissellement venant des hauteurs .

1.4. Étude topographique

Le site de l'ouvrage étant identifié, notre mission en cette phase de l'étude a consisté à la matérialisation de l'axe sur le terrain et au levé complémentaire à ces environs immédiats.

1.5. Étude géotechnique :

L'étude géotechnique du site de Farabouné a fait l'objet d'une reconnaissance sur le terrain au mois de juillet 1997.

Trois sondages ont été effectués dans l'axe de l'ouvrage

L'analyse des échantillons et leur interprétation ont conduit aux considérations suivantes, qui décrivent le site selon les critères suivants :

- * Étude des fondations du futur ouvrage

- * Étude de l'étanchéité de la cuvette
- * Recherche des zones d'emprunt
- * Recherche des autres matériaux nécessaires

Les différents types de sols rencontrés le long de l'axe de l'ouvrage sont les suivants :

Rive droite : 0 à 2.00 m argile peu plastique
2 à 2.5 m argile plastique

Dans le lit : 0 à 0.25 m limon - argileux
0.25 à 2.5 m argile peu plastique

Rive gauche : 0 à 2.00 m argile peu plastique

Les sols qui dominent la cuvette sont propices à la culture du riz. Les fermes du terroir exploitent actuellement les zones de stagnation d'eau en riziculture.

L'identification des matériaux du corps de l'ouvrage devra être recommandée lors des travaux. Pour ce qui est de la zone d'emprunt, elle se situe à l'aval de l'ouvrage à environ 500 m.

Le sable et le gravier sont à 11 km environ du site de l'ouvrage tandis que les moellons sont à 6 km.

CHAPITRE II - CLIMATOLOGIE ET HYDROLOGIE

2.1 Climatologie

La zone du projet se situe entre les isohyètes 600 et 700 mm et son climat est caractérisé par :

- ◆ une saison des pluies de trois (3) à quatre (4) mois (Juillet à Octobre),
- ◆ une saison sèche de huit (8) à neuf (9) mois (Novembre à Juin),
- ◆ les températures moyennes oscillent autour de 28°C avec des pointes pouvant atteindre 47°C durant les mois de Mai et Juin.
- ◆ une prépondérance d'un vent très sec en provenance du Nord Est, l'harmattan, qui souffle pendant plus de la moitié de l'année et qui, associé à la température très élevée, entraîne une très forte évaporation estimée à 2 500 voire 2 750 mm par an.

2.1.1 Pluviométries caractéristiques

Le village concerné par l'aménagement étant Fara - Boune, nous ne considérons que la chronique des pluies de la station météorologique de Lakamané installée par l'ODIK pour l'analyse statistique et le calcul hydrologique.

Lakamané présente une chronique de pluies allant de 1976 à 1998. La moyenne interannuelle est 705 mm

Les valeurs extrêmes correspondent aux années 1983 et 1995
($P_{max} = 775.7$ mm ; $P_{min} = 386.20$ mm). Elles ont varié dans un rapport de 2,01.

2.1.2 Précipitation maximale journalière

La précipitation décennale de 24 heures a été déterminée sur l'abaque Gr.1 en fonction de la précipitation moyenne annuelle (voir Dossier Maîtrise des Crues dans les bas-fonds).

P10 : pluie maximale décennale en 24 heures ($P_{10} = 98$ mm).

2.1.3 Nature des averses

Les pluies sont généralement des averses convectives de nature orageuse, d'assez courte durée avec un corps à forte intensité, favorisant le ruissellement et la formation d'une croûte de surface.

La concentration des pluies en une saison est liée à la mousson qui se produit régulièrement pendant cette période.

2.1.4 Variabilité annuelle des précipitations

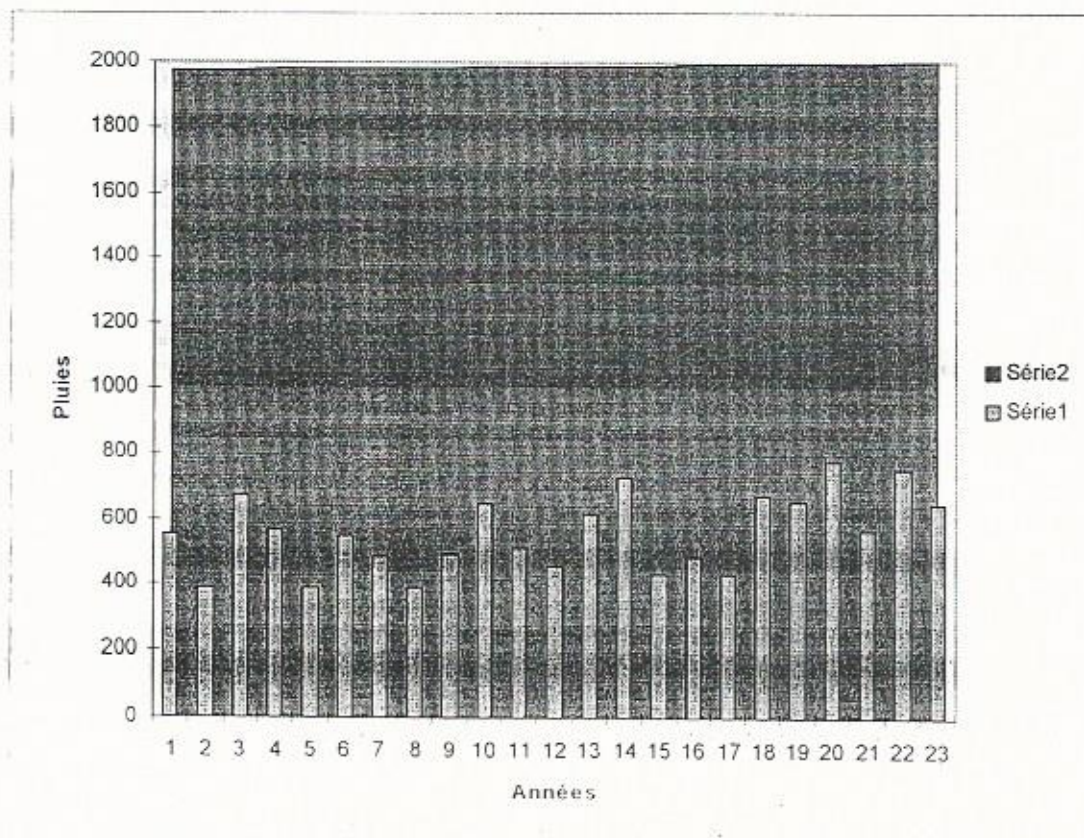
La pluviométrie est très irrégulière d'une année à l'autre avec en plus une mauvaise répartition des averses dans l'espace. Les précipitations sont généralement localisées (20 à 100 km²) et n'intéressent que très rarement de vastes superficies.

En outre, la pluviométrie est très irrégulièrement répartie pendant l'hivernage. La figure ci-après donne la répartition de la pluviométrie annuelle de 1976 à 1998.

Années	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986
Pluies (mm)	553	390	672	567.2	386.7	547.6	487.6	386.2	495.5	648.7	512.5

Années	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
Pluies (mm)	459.8	618.2	726.6	433.9	487.7	434.7	671.4	654.3	775.7	570.7	750.6	649.2

VARIATION PLUVIOMETRIQUE ANNUELLE PERIODE DE 1976 A 1998



2.2 Études des apports

L'étude des apports a pour but d'évaluer les ressources en eau non pérennes récoltées par le bassin-versant.

Le bassin-versant est constitué de sols limono-argileux localement sablo-argileux avec des chaînes de collines. Pour ce type de bassin, les coefficients d'écoulement sont estimés à partir de ceux des bassins versants voisins ayant faits l'objet d'études assez approfondies.

- ◆ coefficient d'écoulement moyen = 5,3 % (source : évaluation des ressources en eau non pérenne du Mali PNUD/DDES , 1992)

Ces coefficients, d'évaluation délicate, doivent normalement faire l'objet d'études plus approfondies.

Il en résulte les apports suivants :

- **Écoulement moyen annuel E_m :**

$$E_m = S \times P_{an} \times C \quad \text{où}$$

- S : superficie du bassin versant (m²)
- P_{an} : pluie moyenne inter-annuelle (mm)
- C : coefficient d'écoulement.

	Faran-Bouné
Superficie (km ²)	425
P _{an} (mm)	705
E _m (m ³)	15 880 125

L'analyse statistique des chroniques fictives des lames écoulées annuelles, avec recherche de la meilleure loi d'ajustement (logiciel DIX LOIS / ORSTOM) et le calcul pour le bassin de valeurs médianes doit être considérée avec prudence :

- ◆ d'abord à cause du biais apporté aux déterminations en prenant des précipitations qui ne sont pas toujours celles du bassin ; entraîne une sous-estimation dans la reconstitution des écoulements ;
- ◆ ensuite, parce que l'étude porte sur une courte période d'observation (de 1976 à 1998) et qui ne met en relief que le contexte déficitaire de la période actuelle.

2.3 Analyse hydrologique de la zone du projet

La structure topographique de la zone du projet dicte son fonctionnement hydrologique.

- ◆ Les zones de basses altitudes ou dépressions constituent les axes de convergence préférentiels des eaux de surface, des écoulements hypodermiques et peut être même des nappes plus ou moins profondes.
- ◆ Les zones de hautes altitudes formées de schistes et de dolérites en constituent les impluviums.

Il en résulte une dynamique hydrologique marquée par :

- la concentration des ruissellements de surface dans la dépression par un réseau de chenaux désordonnés venant des hauteurs,
- la submersion temporaire de certaines parties de la dépression sur une bande assez large,
- la stagnation de l'eau dans la dépression sous forme de mares allongées à certains endroits,
- des écoulements hypodermiques de nappe d'eau libre temporaire qui se trouve perchée dans la couche superficielle argilo-limoneuse ou argilo-sableuse d'origine colluvionnaire . Ces écoulements jouent un rôle régulateur de la mauvaise répartition pluviométrique pendant la saison des pluies.

2.4 Évaluation des crues et études hydrauliques des ouvrages

2.4.1 Évaluation des crues

Introduction

L'étude hydrologique a été menée sur la base des caractéristiques géomorphologiques de la zone de projet.

L'évaluation des crues qui peut survenir est conduite à partir des données pluviométriques locales, également par considération d'observations directes effectuées par les villageois sur le niveau des écoulements.

En raison du manque de données hydrométriques concernant le cour d'eau sur lequel est implanté l'ouvrage, nous avons utilisé diverses méthodes pour l'estimation des crues basées sur la connaissance des pluies.

Les débits de crue ont été évalués de trois méthodes:

- * la méthode CIEH
- * la méthode ORSTOM
- * la méthode Manning Strickler.

Détermination des paramètres de base

- Superficie et périmètre du bassin versant

A défaut des photographies aériennes, les études ont été faites sur des cartes I.G.N à l'échelle 1/200.000.

Le bassin versant et son exutoire ont été déterminés en se basant sur les contraintes suivantes :

- * topographiques
- * hydrographiques

La superficie a été obtenue par planimétrie

Nous obtenons donc les caractéristiques suivants du bassin versant :

- * Superficie S = 1488 km²
- * Périmètre P = 202 km

Ces valeurs sont obtenues sur la base de la méthode théorique de détermination des paramètres du bassin versant à partir de la carte I G N.

Lorsqu'on effectue une visite du terrain, on remarque que tout le bassin versant ne sert pas de réservoir pour le site de Fara-Boune. Le réseau hydrographique est constitué de plusieurs mares de plus il existe un micro - barrage à Tassara et un au niveau de Balandougou et Bougoutinti.

Ces nouvelles données nous exigent à la prudence lorsqu'on détermine les paramètres d'estimation du débit.

Généralement c'est dans le choix du coefficient de ruissellement ou d'écoulement qu'on doit tenir compte de ces critères.

En effet dans les années 1965 lorsque RODRIER et AUVREY établissaient des abaques pour l'estimation de débit en fonction des paramètres de base (superficie du bassin versant, Indice global de pente ...) et du régime climatique ils ont considéré des petits bassins versants de superficie maximale égale à 200 km². Dans les années 1990 lorsque ces deux chercheurs ont repris leurs études sur des bassins beaucoup plus grands en faisant ressortir les erreurs des années 1965 sur un check-list ils n'ont pas non plus tenu compte du cas présent où on est sûr que durant tout l'hivernage il existe des affluents du cours d'eau principal qui n'ont aucun apport sur la retenue, soit à cause de l'ensablement, de présence de micro-barrages sur les affluents du cours d'eau, des mares qui ont une capacité de stockage supérieur aux apports des affluents qui les alimentent.

De plus, les cartes I G N disponibles au Mali date de 1977 ; de ce fait il existe sur ces cartes des cours d'eaux qui ont disparu à cause de la sécheresse des dernières années.

Vu toutes ces contraintes, il est indispensable de tenir compte des réalités du terrain et du type d'ouvrage à concevoir.

Ainsi nous avons délimité approximativement un bassin versant utile qui a une influence sur l'ouvrage.

On obtient par ce bassin les caractéristiques suivants :

- * Superficie S = 425 km²
- * Périmètre P = 103 km
- * La longueur du cours d'eau principal = 35 km

- **Indice de forme du bassin versant k**

Il est défini par le rapport :

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$$

où P est le périmètre et S la superficie du bassin versant.

- **Rectangle équivalent**

C'est le rectangle ayant même surface et même périmètre que le bassin versant.

La longueur (L) du rectangle est définie par :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

- **Indice global de pente (I_g)**

$$I_g = \frac{\Delta H}{L}$$

où

ΔH = dénivelée entre les points correspondant à 5% et 95% de la courbe hypsométrique

L = longueur du rectangle équivalent.

NB : La courbe hypsométrique est la courbe de répartition de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude.

- **Classe de relief (R)**

La classe de relief est définie selon la classification de l'ORSTOM.

- **Perméabilité (I)**

Le bassin est classé selon la classification de l'ORSTOM.

- **Pluie interannuelle**

Déterminée graphiquement

- **Pluie décennale journalière (P10)**

Déterminé graphiquement

- Coefficient d'abattement spatial (C)

Déterminé par lecture sur abaque.

- Coefficient de ruissellement (Kr10)

Déterminé par lecture sur abaque établi par l'ORSTOM.

- Temps de base (Tb) et Temps de montée (Tm)

Déterminés par lecture sur abaque.

- Coefficient de Pointe (α_{10})

Le coefficient α_{10} est pris égal à 4 sauf indication contraire du check-list.

Les valeurs des différents paramètres sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Paramètres	Site de Fara-Bouné
Superficie du bassin versant S(km ²)	425
Périmètre du bassin versant P(km)	103
Indice de forme K	1,40
Longueur du rectangle équivalent L(km)	41
Indice global de pente Ig (‰)	3
Classe de relief	R2
Perméabilité	R1
Pluie interannuelle Pm (mm)	705
Pluie maximale en 24 heures P10 (mm)	98
Coefficient d'abattement C	0,65
Coefficient de ruissellement Kr 10 (%)	12
Temps de base Tb (mn)	2400
Coefficient de pointe α_{10}	4

Détermination de la crue du projet

- Méthode de CIEH

Elle est basée sur la lecture des abaques

ABAQUE	PARAMETRES	GROUPEMENT	DEBIT DECENNAL Q10 (m ³ /s)
B	S	AO	200
	Ig Pm	Hu, Ni, Mo	198
D	S Ig Kr10	AO	90

- **Méthode de ORSTOM**

Le débit de crue décennale $Q_{max\ 10}$ est déterminé par la formule :

$$Q_{max10} = Q_{x10} + Q_{ret10}$$

avec

$$Q_{x10} = \frac{\alpha_{10} C_{P10} S_{kr10}}{T_b} \quad (\text{débit de pointe})$$

$$Q_{ret10} = 3\% Q_{x10} \quad (\text{débit d'écoulement retardé}).$$

$$Q_{max10} = 99.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Méthode de Manning Strickler**

A partir des informations recueillies auprès des riverains, nous avons pu reconstitué le débit des crues qui passe dans le marigot en année exceptionnelle de bonne pluviométrie. Il nous a été indiquée la cote maximale atteinte par l'eau dans ces conditions (soit la cote 100.02).

La formule de calcul de débit est celle de Manning Strickler :

$$Q = K_s S I^{1/2} R^{2/3}$$

- K_s : le coefficient de Manning Strickler (20)
 S : la section hydraulique (118.20 m² prise à la côte d'écoulement exceptionnel)
 I : la pente longitudinale (1.5 m/m)
 R : le rayon hydraulique (1.38 m)

$$Q = 82.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le tracé des profils en travers du marigot et la connaissance de la cote approximative du passage des eaux de crues en année exceptionnelle ont permis de calculer la section et le périmètre mouillés.

La vitesse a été calculée par la section et le périmètre mouillé moyens du lit mineur du marigot. Le débit est calculé par la section hydraulique considérée comme la section maximale du marigot dans la zone aménageable.

$$V = K_s I^{1/2} R^{2/3}$$

$$V = 0.70 \text{ m/s}$$

Il faut signaler que cette section est débordée lors du passage de la crue exceptionnelle. Le débit de projet Q_{10} à choisir devra être supérieur ou égal à celui de Manning :

$$Q_{10} \geq Q$$

Cette information n'est cependant pas précise pour classer cette crue en fonction de durée de retour.

Choix de la crue du projet

L'examen des résultats obtenus par application des différentes méthodes, conduit comme à l'accoutumée, à une fourchette très large de valeurs, parmi lesquelles il convient de déterminer celle qui s'applique réellement au site.

Compte tenu du type d'ouvrage retenu (en se référant à son fonctionnement) et des informations recueillies auprès des riverains, nous adoptons comme crue de projet la valeur suivante :

$$Q_{10} = 96.50 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } 1.175 \times Q$$

En cas de crue supérieure à cette valeur, une revanche de 0.38 m est prévue pour l'écoulement des surplus. Ce choix est aussi économique dans la mesure où la durée de passage de la crue est très faible (quelques heures).

2.5 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

2.5.1 Choix du type de barrage

Nous avons préconisé de construire un seuil déversant en remblai de terre argileuse surmonté d'un radier en béton cyclopéen de 30 cm d'épaisseur. La protection en aval est assurée par des gabions tandis que l'amont est protégé par un perré en enrochement libre contre les batillages de l'eau.

2.5.2 Le déversoir

Le seuil du déversoir est soumis ici à une contrainte rizicole. Il doit être calé de manière à stocker le maximum d'eau pour la riziculture, le maraîchage, l'abreuvement des animaux et la recharge de la nappe phréatique.

L'analyse de la topo - séquence du bas-fond permet de choisir la cote 99.00 m comme cote du déversoir.

Les relevés topographiques du bas-fond confrontés à la crue de projet ont permis de donner les dimensions consignées dans le tableau ci-dessous à l'ouvrage.

DESIGNATION	DONNEES (m)
LONGUEUR TOTALE	219.5
DEVERSOIR EN RADIER	
LONGUEUR DU RADIER	94
LONGUEUR DU PALIER	36
LONGUEUR DE LA RAMPE	29
PENTE DES RAMPES	4.828%
LARGEUR EN CRETE	4.00
LAME D'EAU DEVESANTE	0.90
HAUTEUR MAXI D'EAU	2.40
COTE DU PALIER	99.00
PARTIE EN TERRE	
LONGUEUR	125.5
LARGEUR EN CRETE	4.00
COTE FINIE	100.40
PENTE TALUS	1 2

Pour les détails voir pièces graphiques.

- * La crête de déversement est en béton cyclopéen servant de couche de roulement.
- * Un puits de vidange équipé de batardeaux métalliques (10 éléments de 0.25 m) est prévu à la partie centrale de l'ouvrage. A ce niveau il est prévu une dalle de circulation monolithique en béton armé dosé à 350 kg/m³ coulée sur place.
- * Un bassin de dissipation de longueur 5 m dont 2 m en gabions et 3 m en enrochement libre. Il se termine par un seuil en gabions de blocage contigu à un enrochement libre (voir les détails sur les plans). L'ensemble se repose sur un drain de sable ou de gravier sélectionné d'épaisseur 0.10 m.

2.6 ETUDE DES BESOINS EN EAU

2.6.1 Besoins agricoles

Les spéculations retenues et selon les normes techniques sont :

- * riz pluviale 150 m³/j/ha
- * maraîchage 100 m³/j/ha

Nous supposons que nous avons 9 ha de riz et 3 ha de maraîchage. Les résultats des différents besoins sont consignés dans le tableau T1, T2, T3 et T4.

T1 : Riz hivernal

Mois	Juin		Juillet		Août		Septembre		Octobre	
Date (ΔJ)	1	15	15		14		13		8	
Phase de développement										
Kc	1.15	1.30	1.20		1.00		1.00			
ETP (mm)	140		133		125		124		188	
Be (mm)	161	177.45	154.8		124.5		156			
Be (m ³ /ha)	1610	1774.5	1548		1245		1560			
Be total (m ³)	14 490	15 970.5	13 932		11 205		14 040			

Soit un total de 69 637.50 m³

- * Kc = coefficient cultural
- * ETP = évapotranspiration potentielle mensuelle (source ORSTOM)
- * Be = Besoins en eau
- *

T2 : Cultures maraîchères

Mois	Novembre		Décembre		Janvier		Février		Mars	
Date (ΔJ)	1	20	20		19		18		10	
Phase de développement										
Kc	0.50	0.75	1.15		0.90		0.80			
ETP (mm)	171		171		184		194		205	
Be (mm)	85.50	128.25	211.60		174.60		164			
Be (m ³ /ha)	855	1282.5	2116		1746		1640			
Be total (m ³)	2 565	3 847.5	6 348		5 238		4 920			

Soit un total de 22 918.50 m³

2.6.2 Besoins en eau du cheptel

Les besoins pastoraux ont été estimés à partir du cheptel résident (641 UBT) et du cheptel transhumant (1228 UBT).

La consommation spécifique adoptée est de 40 l/j/UBT.

Pendant la période d'Octobre à Novembre elle est réduite de moitié du fait de la disponibilité en eau des mares et des marigots.

T3 : Besoins pastoraux

Mois	Janvier	Février	Mars	Octobre	Novembre	Décembre
Cheptel résident	641			641		
Cheptel transhumant	1228					
Consommation spécifique (l/j/UBT)	40	40	40	20	20	40
Besoins pastoraux (m3)	2 318	2 093	2 318	398	397	795

Soit un total de 8 319 m3

En plus des besoins agricoles et pastoraux, les pertes par évaporation et infiltration sont évaluées.

◇ Infiltration

Si on considère que l'assèchement de la retenue commence en une période où le sol est saturé (mois d'Octobre), alors on peut estimer à 1 mm/j les pertes d'eau par infiltration (source ORSTOM).

◇ Évaporation

Les valeurs moyennes mensuelles des pertes par évapotranspiration sont consignées dans le tableau récapitulatif des besoins en eau (source ORSTOM).

T4 : Tableau récapitulatif des besoins en eau

Mois		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Besoins pastoraux (m3)		2 318	2 093	2 318							398	397	795
Besoins agricoles (m3)	Riz						14 490	15 970.5	13 932	11 205	14 040		
	Marai chage	6 348	5 238	4 920								2 565	3 847.5
Total 1 (m3)		8 666	7 331	7 238			14 490	15 970.5	13 932	11 205	14 438	2 962	4 642.5
Infiltration (mm)		31	28	31							31	30	31
Évaporatio n (mm)		184	194	205							188	171	171
Total 2 (mm)		215	222	236							219	201	202
Mois		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Besoins pastoraux (m3)		2 318	2 093	2 318							398	397	795
Besoins agricoles (m3)	Riz						24 150	26 617.5	23 220	18 675	23 400		
	Marai chage	10 580	8 730	8 200								4 275	6 412.5
Total 1 (m3)		12 898	10 823	10 518			24 150	26 617.5	23 220	18 675	23 798	4 672	7207.5
Infiltration (mm)		31	28	31							31	30	31
Évaporatio n (mm)		184	194	205							188	171	171
Total 2 (mm)		215	222	236							219	201	202

Pour le calcul en volume des pertes par infiltration et par évaporation, nous adopterons une surface moyenne de 6.5 ha.

2.6.3 Courbe hauteur volume

Sur la base de levé topographique et de documents dont nous disposons, il a été procédé au tracé de la courbe hauteur volume.

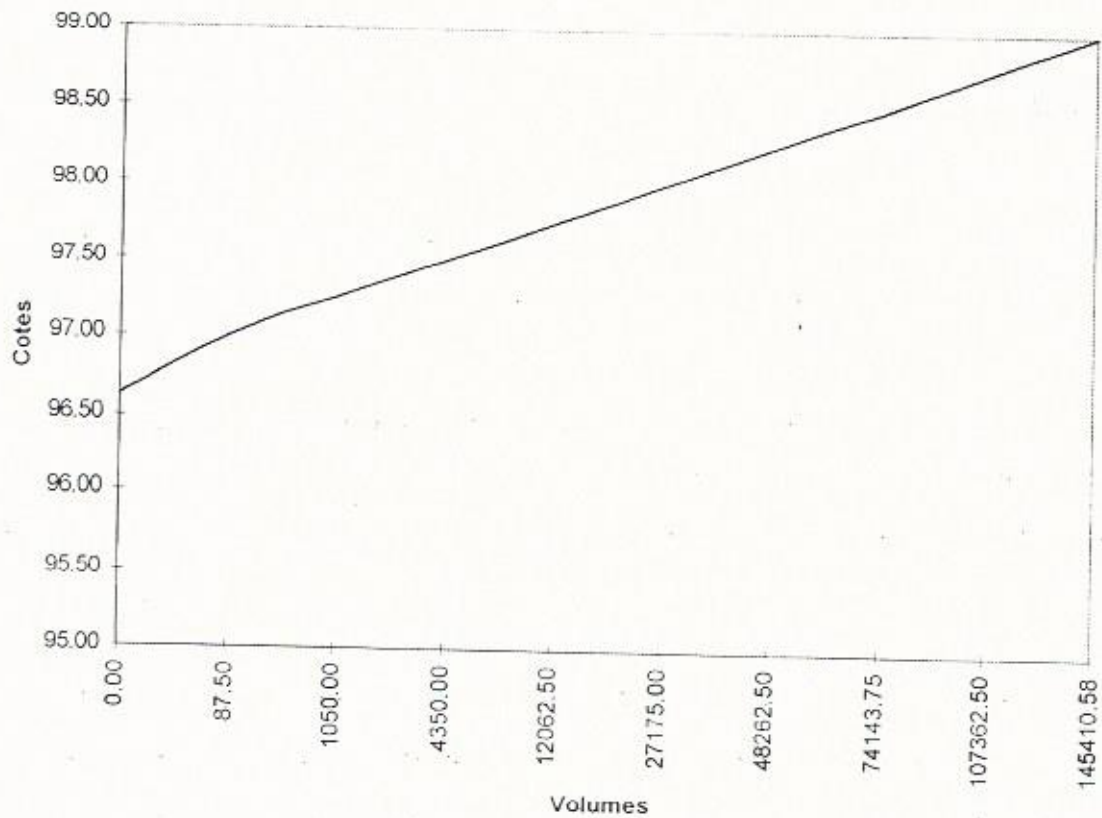
La surface est mesurée avec le planimètre électronique. Le volume V_i est donné par la formule :

$$V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} (h_i - h_{i-1})$$

Tableau des valeurs de la courbe hauteur volume

Cote (m)	Surface (m ²)	Hauteur (m)	Surface moyenne (m ²)	Volume (m ³)	Volume cumulé (m ³)
97.00	700.0	0.25	350.0	87.50	87.50
97.25	7 000.0	0.25	3 850.0	962.50	1 050.00
97.50	19 400.0	0.25	13 200.0	3300.00	4 350.00
97.75	42 300.0	0.25	30 850.0	7712.50	12 062.50
98.00	78 600.0	0.25	60 450.0	15112.50	27 175.00
98.25	90 100.0	0.25	84 350.0	21087.50	48 262.50
98.50	116 950.0	0.25	103 525.0	25881.25	74 143.75
98.75	148 800.0	0.25	132 875.0	33218.75	107 362.50
99.00	155 584.6	0.25	152 192.3	38048.08	145 410.58

COURBE HAUTEUR-VOLUME



2.6.4 Conclusion

Nous notons à partir de la courbe hauteur volume que la capacité de la retenue est d'environ 145.000 m³.

- Les besoins agricoles sont de 92 556 m³.
- Les besoins pastoraux sont de 8 319 m³.
- Les pertes par infiltration et évaporation sont de 84 175 m³.

Soit un total global de besoins et perte de 185 050 m³.

Le report des besoins des cultures associé à ceux du bétail et des pertes sur la courbe hauteur volume, permet de faire les remarques suivantes sur la disponibilité en eau de la retenue :

- * Impossible de faire la culture de riz (9 ha) et du maraîchage (3 ha) à partir de l'eau de la retenue.
- * En faisant le riz d'hivernage et en supposant que les pluies s'arrêtent en Septembre l'utilisation de la retenue ne commencera qu'en Octobre.

En effet dans le cas de l'exploitation de cuvette comme rizière, l'eau de la retenue n'est utilisée qu'après l'arrêt des pluies. On considère que la prise de l'eau au niveau de la retenue par le riz est comblée par la pluie. C'est ainsi que le surplus d'eau peut se déverser à travers l'ouvrage, chaque fois qu'une averse dont la durée est supérieure au temps de concentration observé sur le bassin. Pendant l'hivernage il ne s'agit que d'une satisfaction d'appoint des besoins en eau du riz.

Le maraîchage se fera à partir des eaux de puisards faits dans le bas fond. Ce choix s'explique par le rôle premier des micro-barrages qui est la recharge de la nappe phréatique qui permet la montée de l'eau dans les puits.

F/ DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET RECOMMANDATIONS

F/ DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES ET RECOMMANDATIONS

I. Les dispositions constructives.

L'exécution normale de ce projet nous recommande de veiller sur certaines dispositions techniques qui sont les suivantes :

- A l'exécution du remblais argileux, le compactage doit se faire par couches successive de 20cm après arrosage.
- Le béton armé pour l'exécution de la dalle sur pertuis doit être vibré au moment de la mise en oeuvre et arrosé abondamment après la mise en oeuvre.
- Les bétons et maçonneries exécutés doivent aussi être arrosés régulièrement.

II. Recommandations

- * Sur le plan sanitaire, afin d'éviter les effets négatifs de l'ouvrage, il serait intéressant de multiplier les points d'eau potables pour la satisfaction des besoins humains suivi d'une sensibilisation de la population.
- * Au niveau de l'exécution, il est recommandé un respect strict des procédés et dispositions constructives, car une mauvaise exécution d'une partie de l'ouvrage pourrait être à l'origine des risques et des réparations excessives.
- * Les paysans bénéficiaires du futur ouvrage doivent être sensibilisés tant au moment de la réalisation qu'au moment de l'exploitation et des entretiens. Il est à noter que la réussite d'un projet dépend de la volonté des bénéficiaires mais aussi de la capacité d'organisation et de mobilisation.
- * Un entretien régulier du futur ouvrage est recommandé (travaux de nettoyage - désherbage et entretien périodique des batardeaux etc..). Ces travaux peuvent être faits en partie par la population elle même, si elle est sensibilisée.
- * **Sur le plan sanitaire :**
 - ⇒ Éviter de boire les eaux de stagnation qui sont sources de maladies diarrhéiques ou d'autres maladies gastro-entérites.
 - ⇒ Éviter de se baigner, d'uriner, ou de faire des défécations dans cette eau puisque : les furcocercaires qui sont responsables de la schistosomiase (bilharziose) gagnent l'organisme à travers la peau. De même certains parasites (tel que les oxyures) passent aussi à travers la peau.
 - ⇒ Éviter d'uriner dans la retenue: les chistosomes qui sont les germes de la schistosomiase sont émis par l'urine et ont une phase de transition dans les mollusques.

*** Sur le plan longévité de l'aménagement**

Le micro - barrage qui a un effet de réduction de la vitesse d'écoulement, favorise la sédimentation. Pour éviter le dépôt des particules grenues dans les cuvettes qui diminuent la capacité de stockage de la retenue, le Consultant propose la réalisation des aménagement anti - érosifs sur le bassin versant tel que les banquetts, et un reboisement des abords de l'aménagement par des plantes hydrophiles.

G/ BIBLIOGRAPHIE

G/ BIBLIOGRAPHIE

- GRET , 1988** : Maîtrise des crues dans les bas-fonds,
(Dossier N°12)
- COLLECTION MAITRISE
DE L'EAU 1990** : Hydrologie tropicale et appliquée en
Afrique subsaharienne .
- CRUES ET APPORTS
1996** : Manuel pour l'estimation des crues décennales
et des apports annuels pour les petits bassins versants
non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche
(N°54)
- PNUD/ DDES, 1992** : Évaluation des ressources en eau non pérenne du
Mali
- REGLES B.A.E.L 83** : Calcul des ouvrages en béton armé
- MANUEL DU TECHNICIEN
DU GENIE RURAL ,1985** : Travaux sur un périmètre d'irrigation

H/ ANNEXES

ANNEXE I

EVALUATION FINANCIERE

I EVALUATION FINANCIERE

Cette étude permet de faire une analyse coûts - avantages afin de prouver la rentabilité du projet pendant sa durée de vie. De ce fait nous évaluerons les charges liées à l'exploitation, les recettes engendrées par le projet, le compte d'exploitation prévisionnel afin de pouvoir déterminer le taux de rentabilité interne (T.R.I).

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- le rendement moyen 2 tonnes de riz paddy à l'hectare ;
- le rendement moyen 10 tonnes de produits maraichers à l'hectare,
- les techniques culturales assez appliquées ;
- le riz paddy est vendu en moyenne à 175 F CFA le kg,
- les produits maraichers sont vendus en moyenne à 150 F CFA le kg (oignon, pomme de terre, tomate, etc...)
- les charges d'exploitations et la production sont supposées constantes,
- la durée de vie de l'aménagement est de 20 ans.

I.1 Évaluation de la situation actuelle (sans le projet) :

Le bas-fond n'est exploité que partiellement et avec des revenus très aléatoires. La marge financière a été considérée nulle.

I.2 Évaluation de la situation avec le projet :

Le riz sera cultivé sur 9 ha avec un rendement moyen de 2 tonnes de paddy / ha, ce qui donne une production de 18 tonnes.

Le maraîchage sera fait sur 3 ha avec un rendement moyen de 10 tonnes / ha (oignon, tomate, pomme et terre etc.) ce qui donne une production de 30 tonnes .

I.2.1 Évaluation des charges exploitations (riz de bas-fond) pour un hectare

Opérations	1 ^{ère} année	2 ^{ème} année	3 ^{ème} année20 ^e
Labour	10.000	10.000	10.000
Préparation sol (hersage)	5.800	5.800	5.800
Semences améliorées	13.000	13.000	13.000
Fumure organique	1.000	1.000	1.000
Engrais minéraux	12.000	12.000	12.000
Engrais Urée	6.600	6.600	6.600
Produits phytosanitaires	18.000	18.000	18.000
Récolte (battage) Emballage	12.500	12.500	12.500
Transport	180.000	180.000	180.000
Total	258.900	258.900	258.900

Le coût des charges d'exploitations reste constant durant 20 ans

I.2.2 Évaluation des charges d'exploitation pour un ha de maraîchage (oignon par exemple).

Opérations	1 ^{ère} année	2 ^{ème} année	3 ^{ème} année20 ^e
Préparation du sol	20.000	20.000	20.000
Semis - semence	115.000	115.000	115.000
Irrigation (arrosage)	150.000	150.000	150.000
Fumure organique	12.500	12.500	12.500
Fumure minérale	45.000	45.000	45.000
Produits phyto-sanitaire	24.000	24.000	24.000
Récolte	10.000	10.000	10.000
Transport	180.000	180.000	180.000
Total	556.500	556.500	556.500

1.2.3 Calcul du taux de rentabilité interne (TRI)

* D = Charges d'exploitation pour :		
• 9 ha de riz : 258.900 x 9	=	2 330 100
• 3 ha de maraichage : 556.500 x 3	=	<u>1 669 500</u>
	=	3 999 600
* R = Valeur de la production pour :		
• 9 ha de riz : 2.000 x 9 x 175	=	3 150 000
• 3 ha de maraichage : 10.000 x 150 x 3	=	<u>4 500 000</u>
	=	7 650 000

- Cash - Flow = Excédent Brut d'exploitation

$$R - D = 7\,650\,000 - 3\,999\,600 = 3\,650\,400$$

Le Cash - Flow est supposé constant sur toute la durée de vie du projet d'où la formule :

$$I_0 = \text{CFP} \left\{ \frac{1 - (1+i)^{-n}}{i} \right\}$$

- * i = taux de rentabilité interne
- * I_0 = investissement initial
- * CFP = le cash - Flow ou bénéfice
- * n = durée de vie du projet = (20 ans)

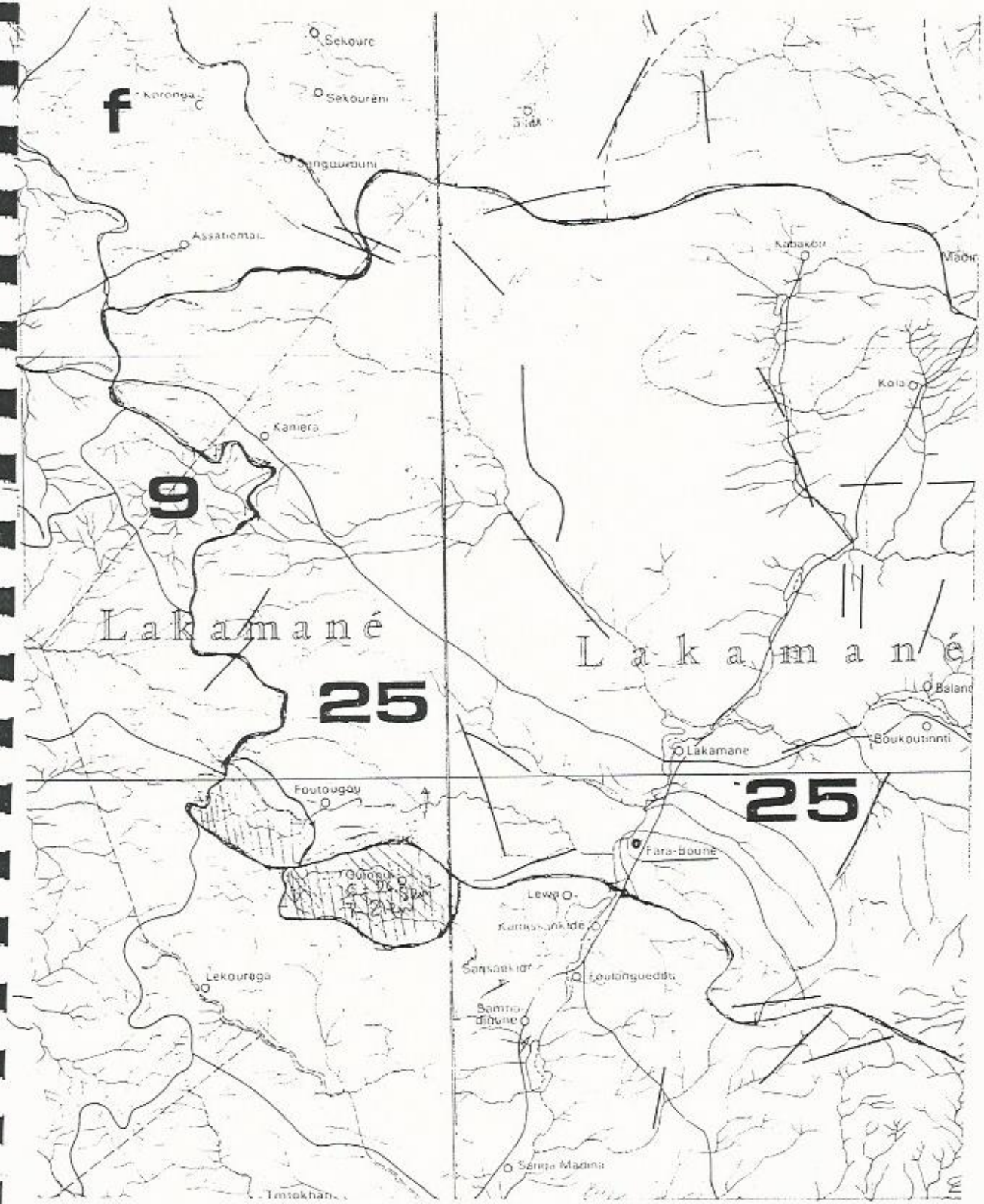
$$I_0 = 39\,606\,413 \text{ F CFA}$$

$$\text{CFP} = 3\,650\,400 \text{ F CFA}$$

donne $i = 7\%$, ce qui est un taux très satisfaisant eu égard du type de projet (développement rural)

NB : Le prix de vente au kg des récoltes est volontairement sous évalué pour être dans les conditions les plus défavorables.

ANNEXES II. CALCUL DE DEBIT DE PROJET.



f

9

25

25

Lakamané

Lakamané

Shaded area with text: Goussou, Goussou, Goussou, Goussou, Goussou

Karonga

Sekourc

Sekouréni

Manguouroumi

Assatiemai

Kamera

Kabakou

Kala

Mach

Bland

Boukoutinti

Lakamane

Fara-boune

Lewo

Kattissankide

Sankassid

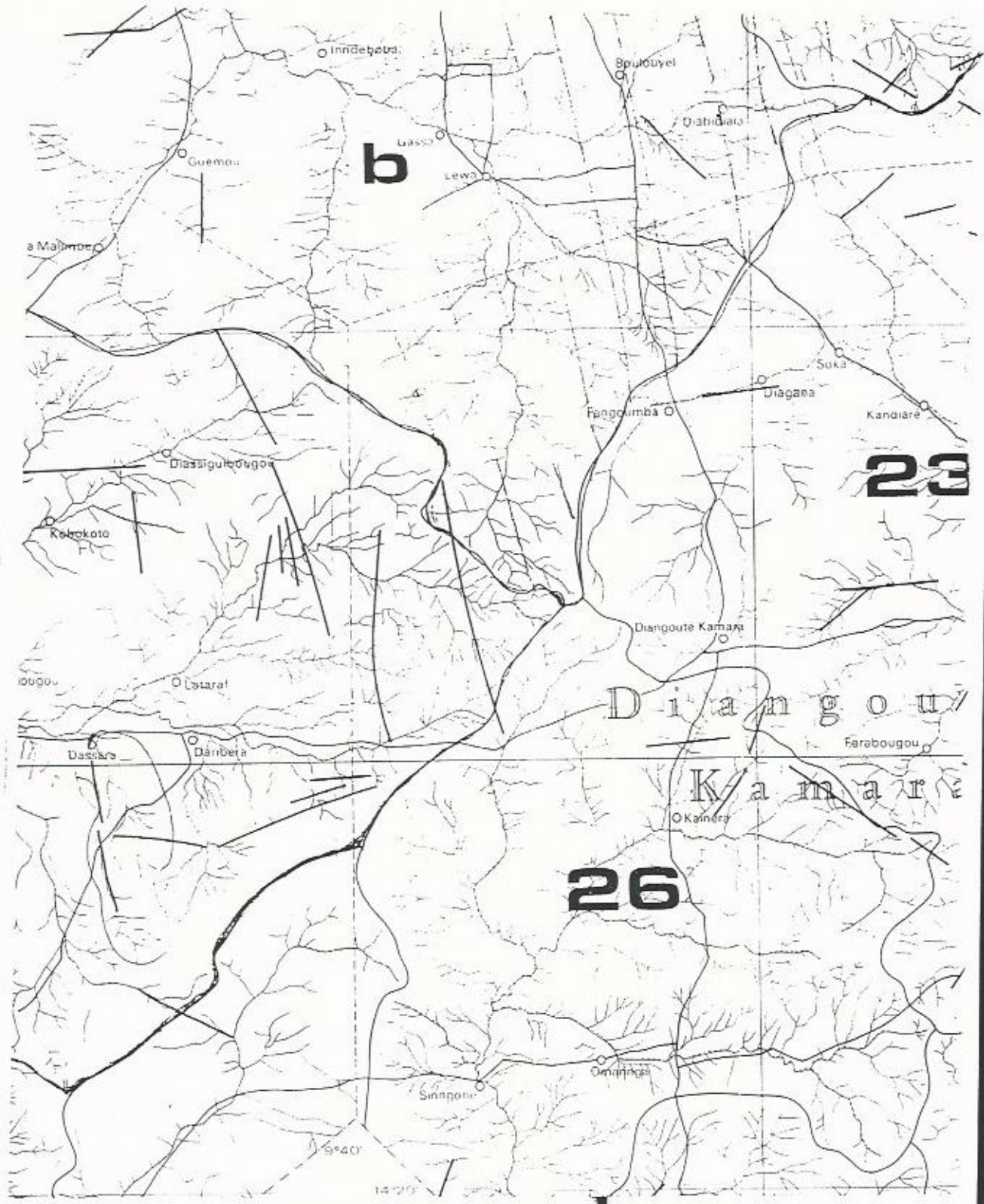
Sankou

Sankou Madina

Loutouguedou

Lakourega

Tontokhan



b

23

26

Diangou

Kamara

9°40'

14°20'

II. CALCUL DE DEBIT DE PROJET.

2.1 Étude des pluies

La station météorologique la plus proche du site est celle de Lakamané situé à 3 km environ du site. Elle dispose de 23 observations utilisées dans le présent rapport. Le tableau suivant montre la classification fréquentielle des pluies avec les fréquences de non dépassement donnée par la formule de Gauss :

$$F_{rd} = (i/n - 1/2n)$$

* la moyenne $m = \sum xi/n$

* la variante $\sigma = \sqrt{1/n-1 \sum (Pi - m)^2}$

(Pi) $1 \leq i \leq n$ = échantillons de pluies observées.

La quantité donnée x observe la relation

$$x = m + us u \text{ (fonction de } F_{nd} \text{)}$$

STATION PLUVIOMETRIQUE DE LAKAMANE DE 1976 A 1998

Rang i	Année	Pluie	F (xi) %
1	1976	553	2.17
2	1977	390	6.52
3	1978	672	10.87
4	1979	567.2	15.22
5	1980	386.7	19.57
6	1981	547.6	23.91
7	1982	487.6	28.26
8	1983	386.2	32.61
9	1984	495.5	36.96
10	1985	648.7	41.30
11	1986	512.5	45.65
12	1987	459.8	50.00
13	1988	618.2	54.35
14	1989	726.6	58.70
15	1990	433.9	63.04
16	1991	487.7	67.39
17	1992	434.7	71.74
18	1993	671.4	76.09
19	1994	654.3	80.43
20	1995	775.7	84.78
21	1996	570.7	89.13
22	1997	750.6	93.48
23	1998	649.2	97.83

Nous obtenons :

Pluviométrie moyenne annuelle de 705 mm

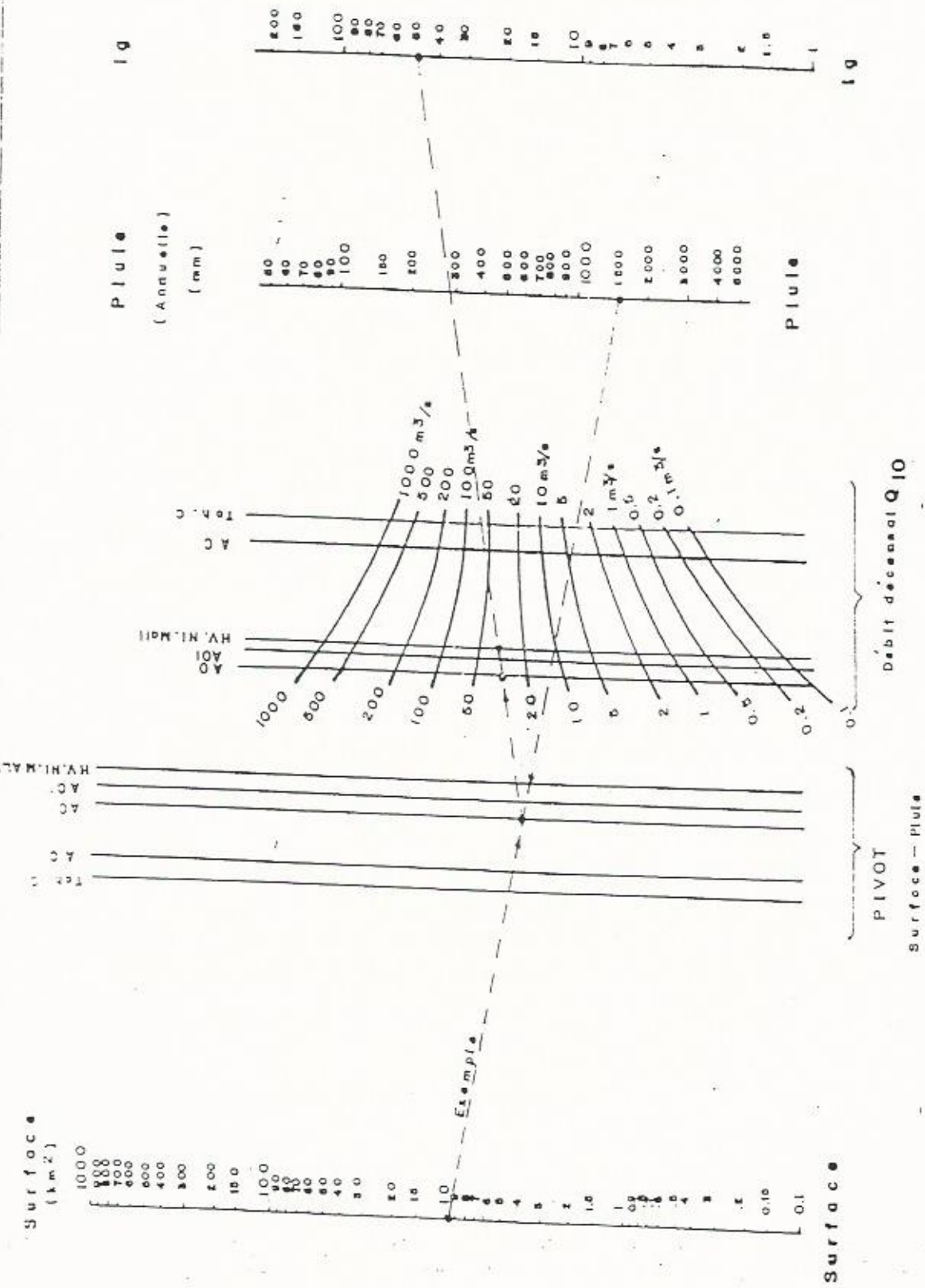
Pluviométrie décennale humide de 904 mm

Pluviométrie décennale sèche de 703 mm

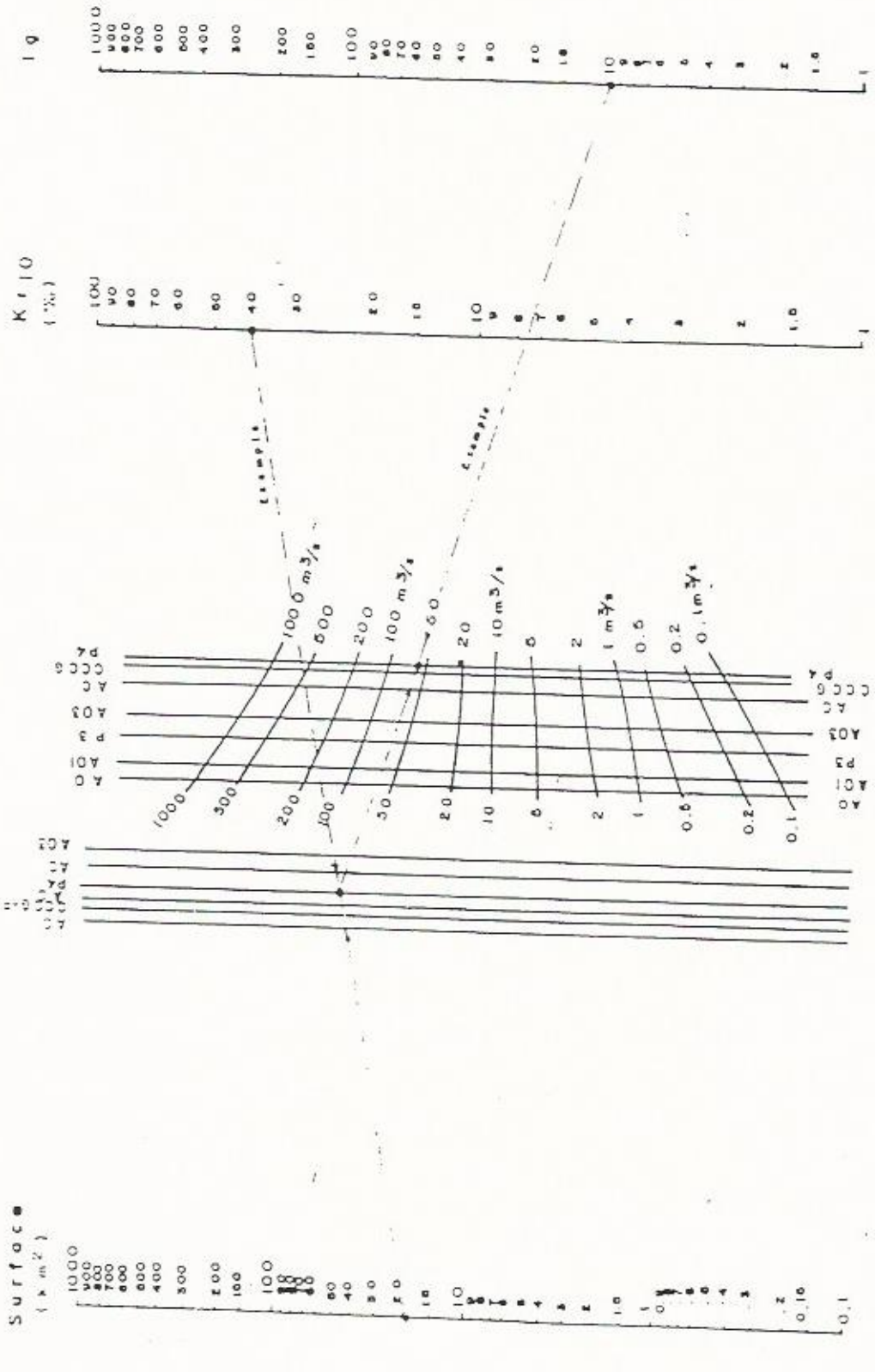
Pluviométrie quinquennale sèche de 580 mm

Pluviométrie quinquennale humide de 770 mm

Connaissant les pluies et les caractéristiques du bassin précédemment annoncés les abaques ci-dessous nous donnent les différents débits.



ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL B

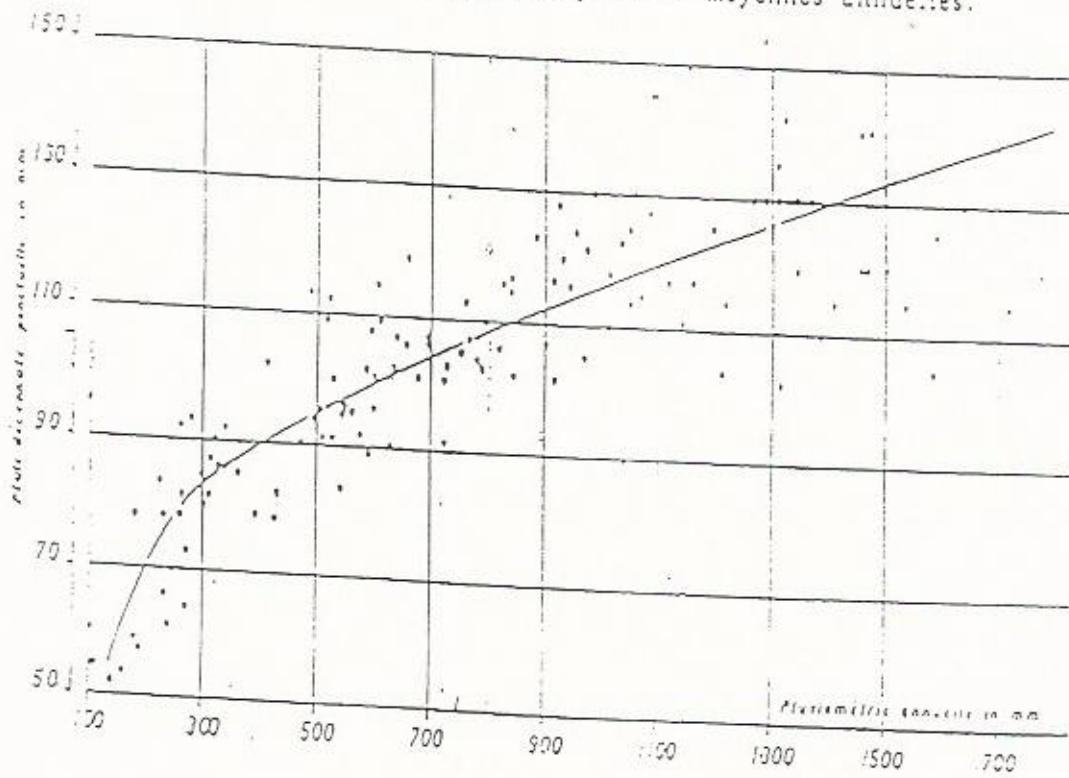


PIVOT
S. K10

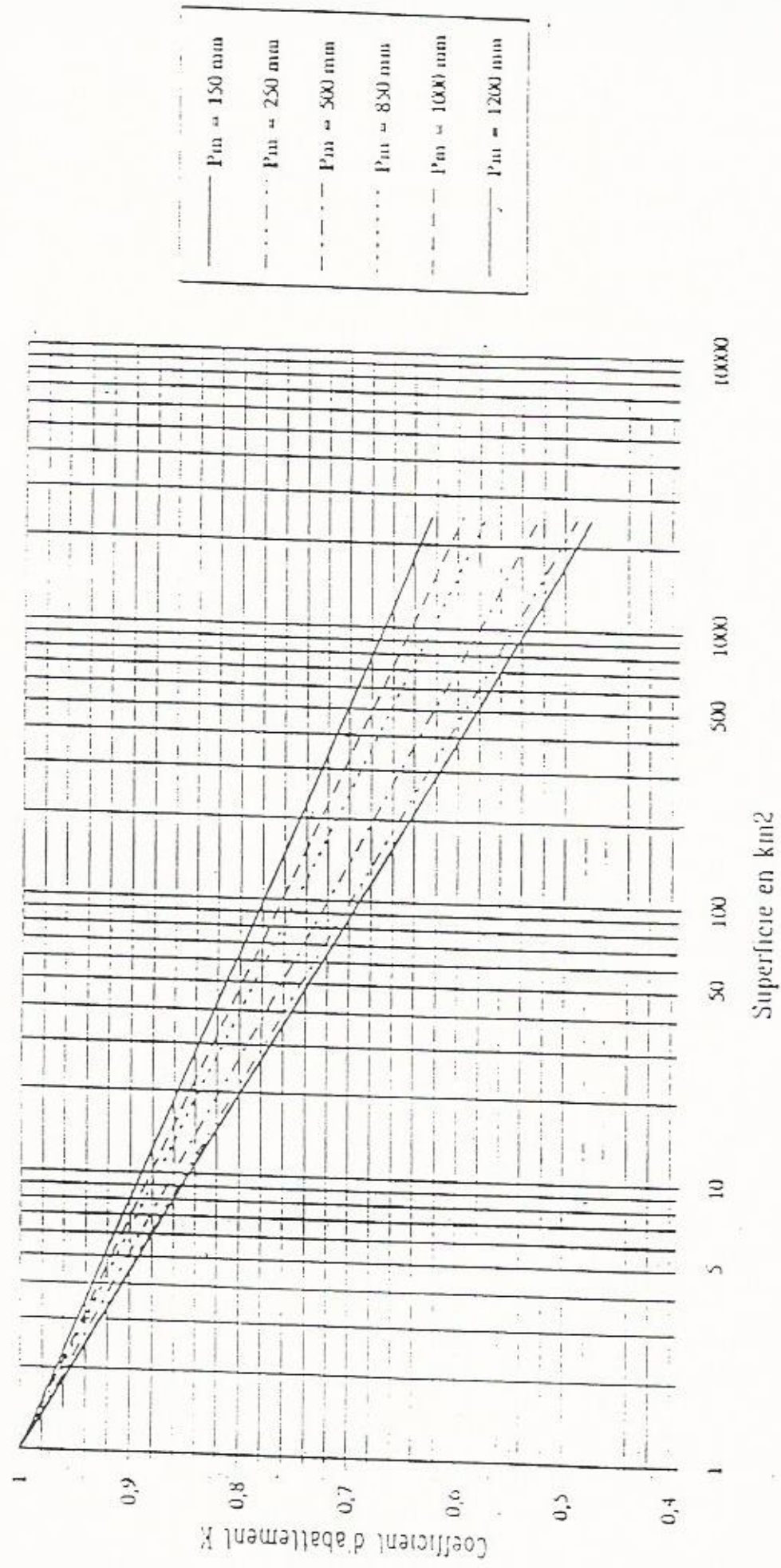
Debit
decennal Q10

ABaque DE CALCUL DU DEBIT DE CRUE DECENNAL D

Gr. 1 - Précipitations décennales de 24 h en fonction de la hauteur des précipitations moyennes annuelles.

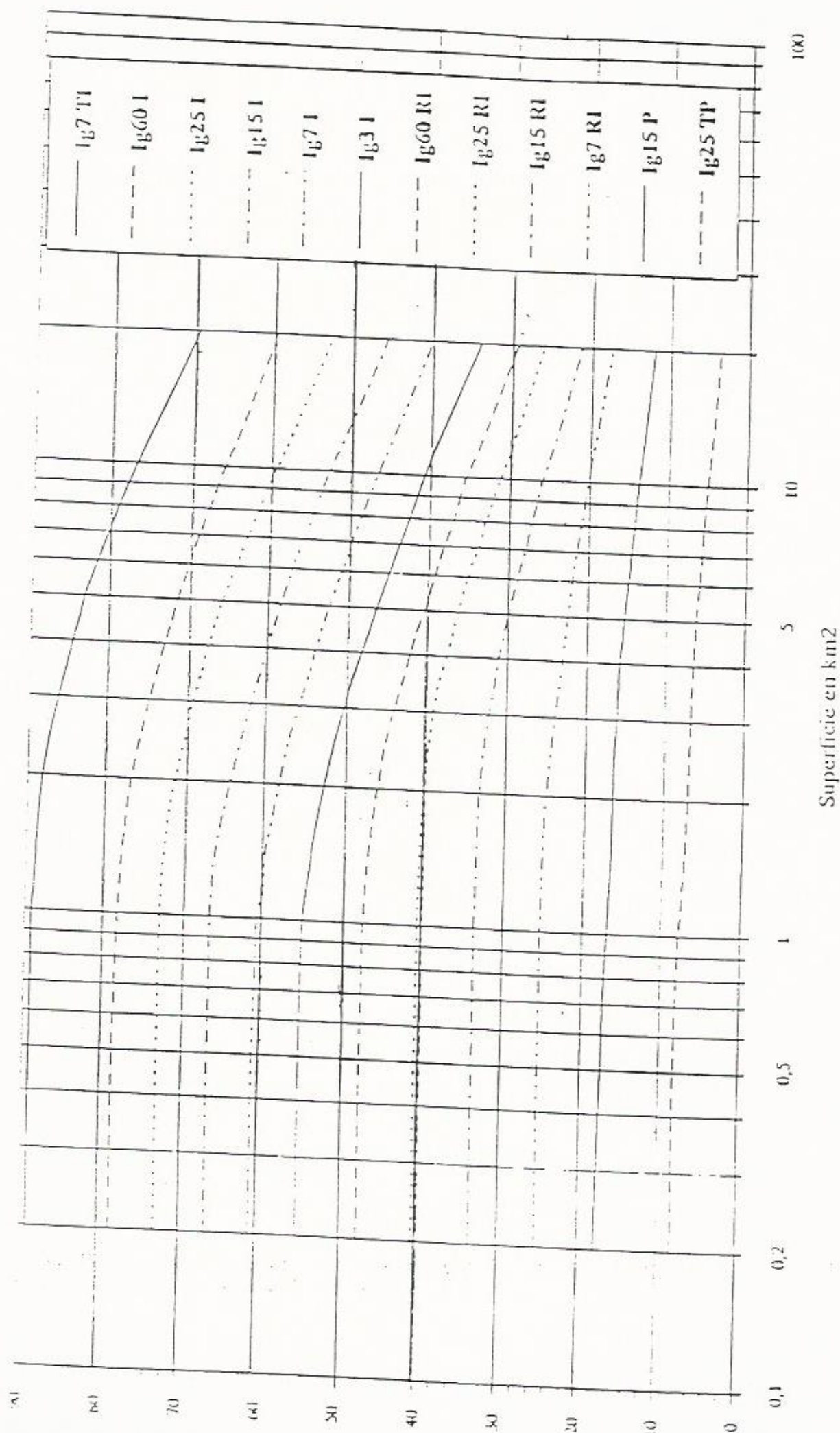


Coefficient d'abattement d'une pluie décennale

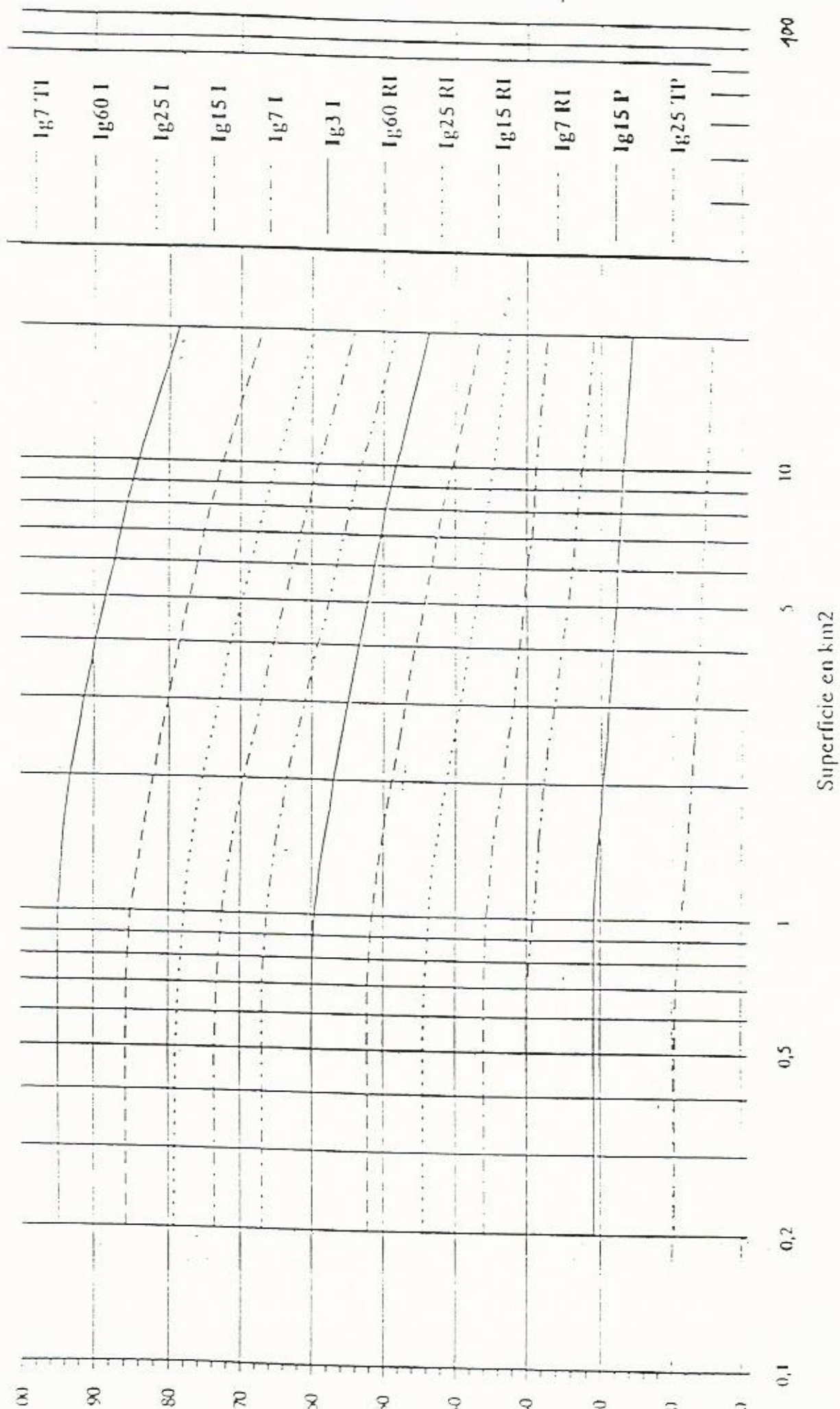


—	$P_m = 150$ mm
- - -	$P_m = 250$ mm
- - - -	$P_m = 500$ mm
· · · · ·	$P_m = 850$ mm
- - - -	$P_m = 1000$ mm
- - - -	$P_m = 1200$ mm

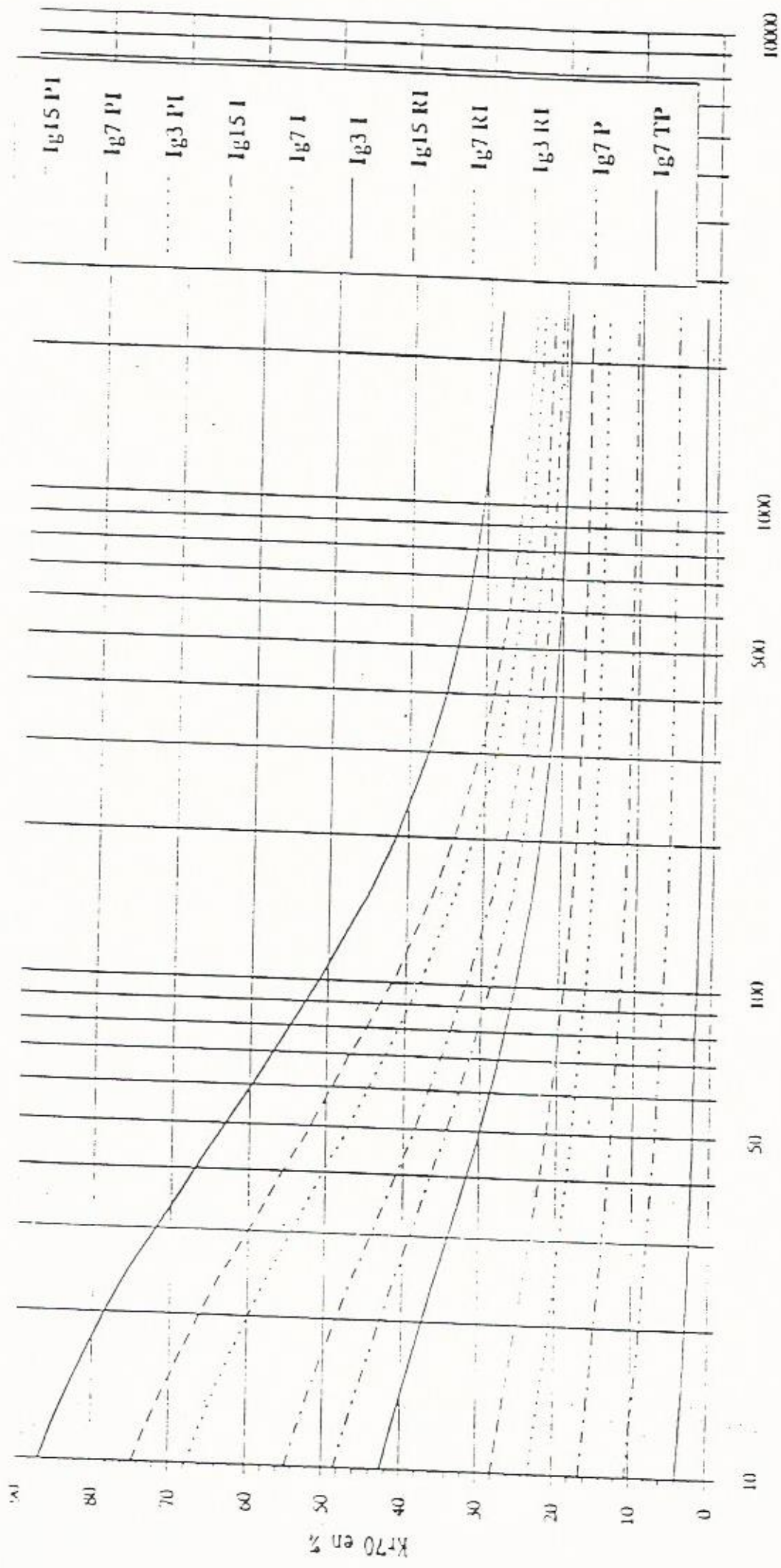
Coefficient de rouissage déennal K170 pour S < 10 km² en zone sahélienne



Coefficient de ruissellement décennal K₁₀₀ pour S = 10 km² en zone sabéenne

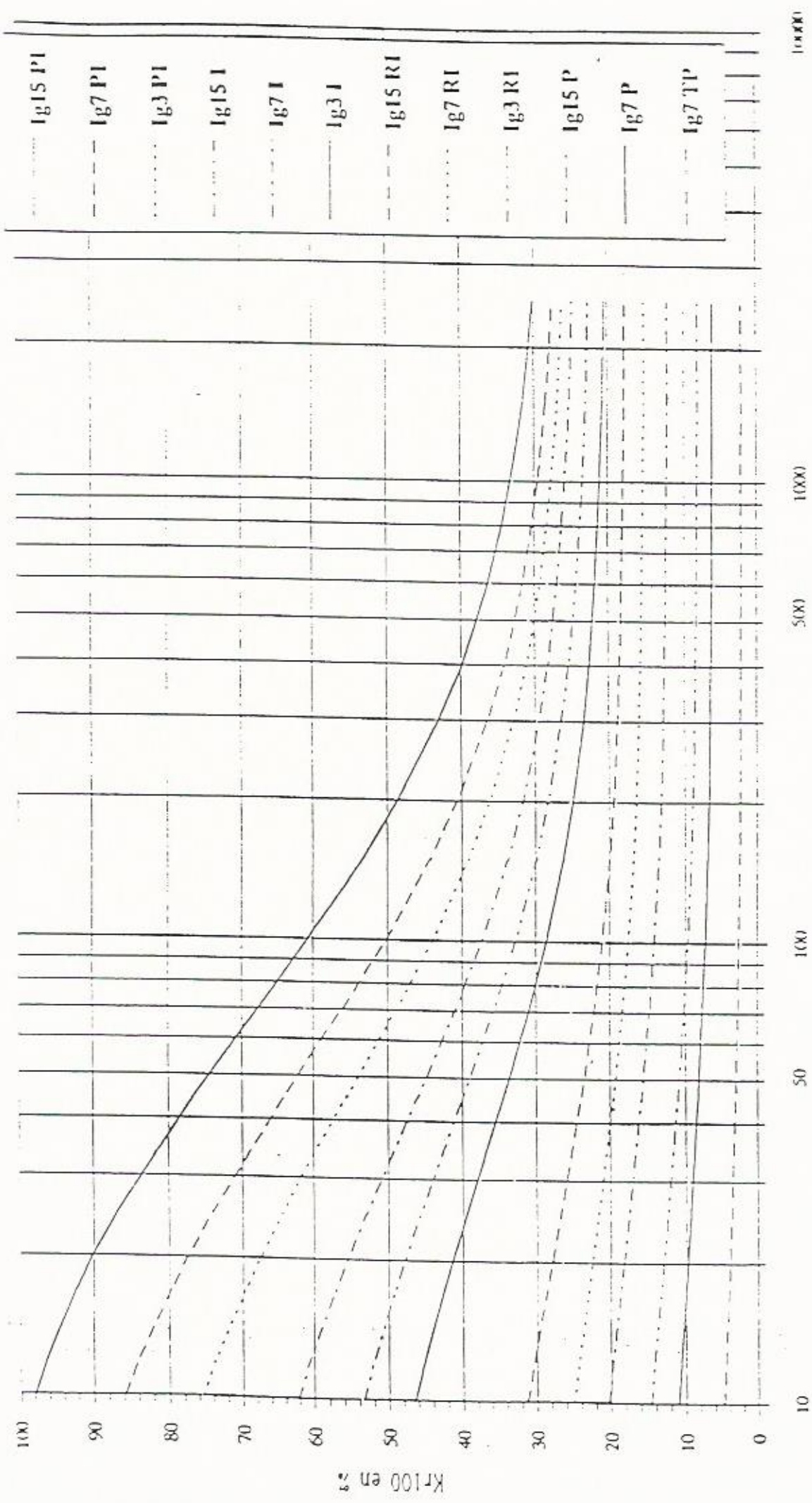


Coefficient de ruissellement décennal Kr70 pour S > 10 km² en zone sahélienne



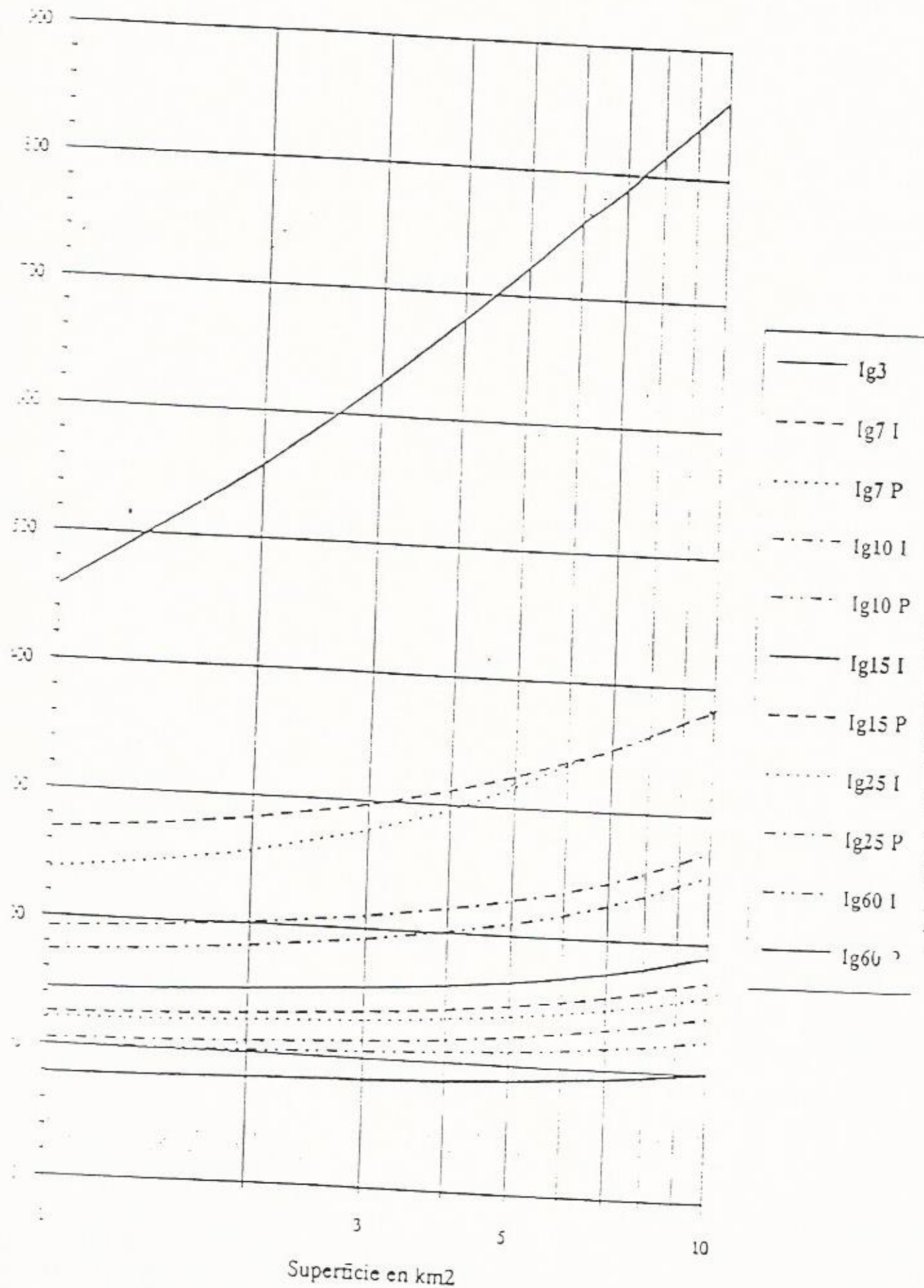
Superficie en km²

Coefficient de ruissellement décennal Kr100 pour S = 10 km² en zone subéolienne

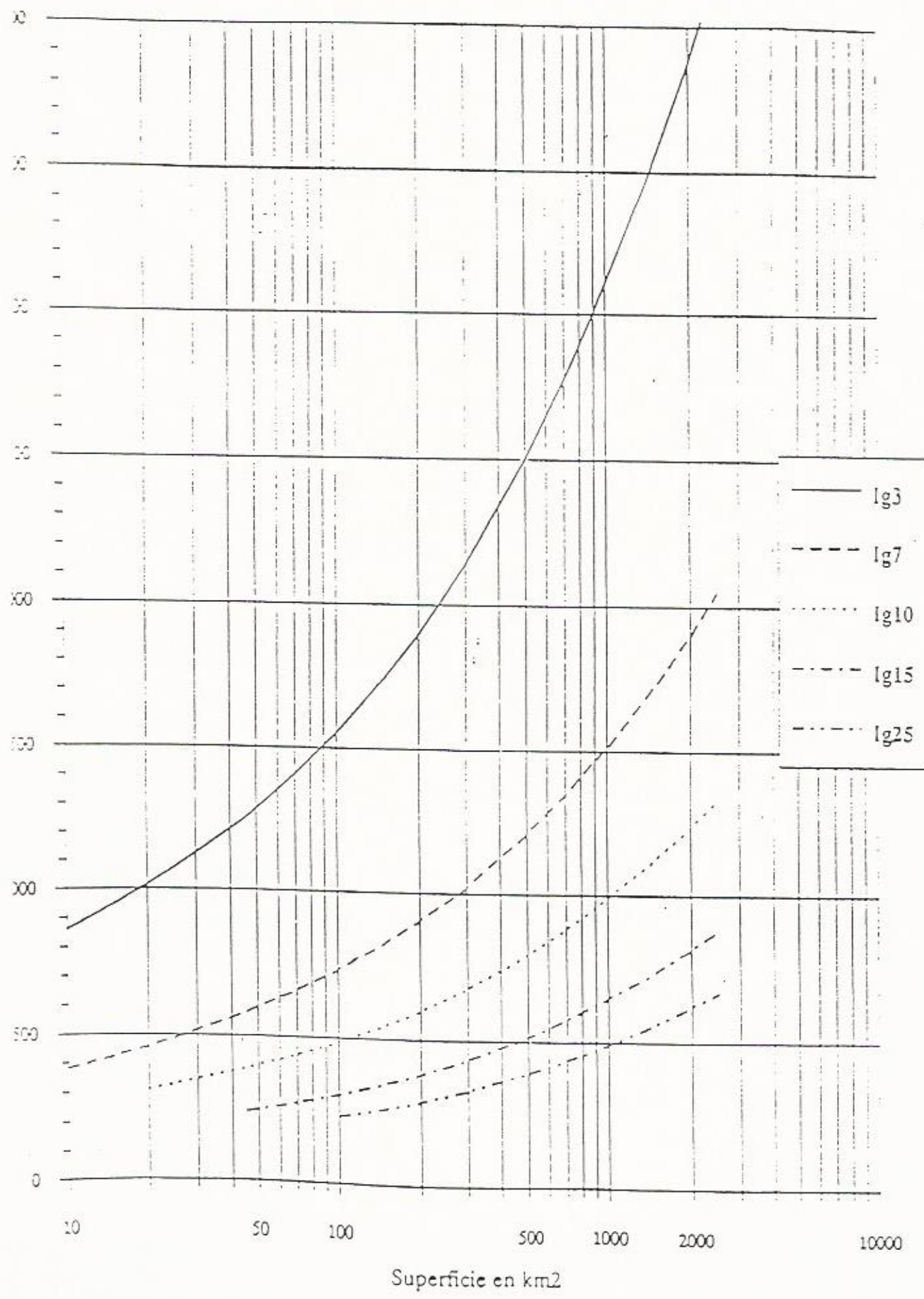


Superficie en km²

Temps de base pour $S < 10 \text{ km}^2$ en zone sahélienne



Temps de base pour $S > 10 \text{ km}^2$ en zone sahélienne:



ANNEXES III

**CALCUL DU DEVERSOIR
ET DU BASSIN DE DISSIPATION**

III CALCUL DU DEVERSOIR ET DU BASSIN DE DISSIPATION

3.1 Calcul du déversoir.

Les dimensions sont obtenues par application de la formule suivante :

$$Q_{10} = mL \sqrt{2g} H^{3/2}$$

- m = 0.4 (seuil épais)
- g = 9.81 m/s² (accélération de la pesanteur)
- H = 0.9 m (lame d'eau déversante)
- Q₁₀ = débit décennal
- L = longueur du déversoir

d'où L = 63.8 m soit 64 m

Dans le cas de petite retenue d'eau on néglige l'effet de laminage car nous avons supposé que le débit rentrant est égal au débit sortant.

Calcul du débit d'évacuation du pertuis :

Le rôle d'un pertuis n'est pas d'évacuer la crue, il permet d'évacuer l'eau de la retenue jusqu'au niveau des batardeaux.

Le volume d'eau à évacuer est :

$$V = (S_1 \cdot H - S_2 \cdot h) / 2.67$$

S₁ = Surface du plan d'eau à la cote H

S₂ = Surface du plan d'eau à la cote h

Le débit moyen du pertuis est :

$$Q = mL \sqrt{2g} [(H-h)/2]^{3/2}$$

m = 0.4 pour le seuil déversant.

L = 2 m longueur des batardeaux

g = 9.81 m/s² accélération de la pesanteur.

Nous supposons qu'il n'y a pas d'apport d'eau de ruissellement issu du bassin versant.

Le temps de vidange sera alors :

$$T = V/Q \cdot 3600$$

Application numérique :

$$S_1 = 155584.6 \text{ m}^2 \quad H = 2.38 \text{ m}$$

$$S_2 = 148800 \text{ m}^2 \quad h = 2.13 \text{ m}$$

$$V = 19980.30 \text{ m}^3$$

$$Q = 0.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 34 \text{ Heures } 41 \text{ mn}$$

III CALCUL DU DEVERSOIR ET DU BASSIN DE DISSIPATION

3.1 Calcul du déversoir.

Les dimensions sont obtenues par application de la formule suivante :

$$Q_{10} = mL \sqrt{2g} H^{3/2}$$

- m = 0.4 (seuil épais)
 g = 9.81 m/s² (accélération de la pesanteur)
 H = 0.9 m (lame d'eau déversante)
 Q₁₀ = débit décennal
 L = longueur du déversoir

d'où L = 63.8 m soit 64 m

Dans le cas de petite retenue d'eau on néglige l'effet de laminage car nous avons supposé que le débit rentrant est égal au débit sortant.

Calcul du débit d'évacuation du pertuis :

Le rôle d'un pertuis n'est pas d'évacuer la crue. Il permet d'évacuer l'eau de la retenue jusqu'au niveau des batardeaux.

Le volume d'eau à évacuer est :

$$V = (S_1 \cdot H - S_2 \cdot h) / 2.67$$

S₁ = Surface du plan d'eau à la cote H

S₂ = Surface du plan d'eau à la cote h

Le débit moyen du pertuis est :

$$Q = mL \sqrt{2g} [(H-h)/2]^{3/2}$$

m = 0.4 pour le seuil déversant.

L = 2 m longueur des batardeaux

g = 9.81 m/s² accélération de la pesanteur.

Nous supposons qu'il n'y a pas d'apport d'eau de ruissellement issu du bassin versant.

Le temps de vidange sera alors :

$$T = V/Q \cdot 3600$$

Application numérique :

$$S_1 = 155584.6 \text{ m}^2 \quad H = 2.38 \text{ m}$$

$$S_2 = 148800 \text{ m}^2 \quad h = 2.13 \text{ m}$$

$$V = 19980.30 \text{ m}^3$$

$$Q = 0.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 34 \text{ Heures } 41 \text{ mn}$$

3.2 Calcul du bassin de dissipation

De même que pour le déversoir les formules suivantes sont utilisées :

$$D = y_2 - y_n$$

$$y_c = 0.147(Q_{10}/L)^{2/3}$$

$$V_1 = \sqrt{2g(0.9H - y)}$$

$$y_1 = \frac{Q_{10}}{LV_1}$$

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}}$$

- * y_n = tirant d'eau normal
- * y_1 = hauteur de l'eau à l'entrée du bassin
- * y_2 = hauteur du ressaut
- * y_c = profondeur critique
- * H = lame d'eau déversante
- * H_0 = hauteur d'eau dans le barrage
- * D = la profondeur de la fosse
- * V_1 = vitesse à l'entrée du bassin
- * F = nombre de froudes

Après itération nous avons les valeurs suivantes :

- * y_n = 0.70 m
- * y_1 = 0.10 m
- * y_2 = 1.50 m
- * y_c = 0.20 m
- * D = 0.80 m
- * V_1 = 8.16 m/s
- * F = 8.50

Nous remarquons que $V_1 < 15$ m/s et $F > 4.5$; nous choisissons un bassin de type II. Les caractéristiques d'un tel bassin déterminés graphiquement sont :

- * longueur de bassin $l = 4.32$ m
- * hauteur de bloc de chicane $h_2 = 0.22$ m
- * hauteur du seuil terminal $h_4 = 0.15$ m

Nous adoptons pour les dispositions constructives un bassin de longueur $l = 5$ m.

3.3 Vérification de la règle de LANE

Pour freiner les phénomènes de renard, il est nécessaire d'ancrer le déversoir à une profondeur suffisante par application de la règle de LANE.

$$\sum L_v + 1/3 \sum L_h \geq CH$$

Avec

L_v = longueurs verticales

L_h = longueurs horizontales

C = coefficient dépendant de la nature du sol ($C = 3$ pour les argiles peu plastiques)

H = hauteur du barrage

Par application numérique nous trouvons :

$$\sum L_v + 1/3 \sum L_h = 11.71$$

$$CH = 7.14$$

La règle de LANE est donc vérifiée.

ANNEXES IV. CALCUL DE STABILITES

IV. CALCUL DE STABILITES

4.1 Stabilité de la digue

Les forces agissantes sur le déversoir sont :

- * Poussée de l'eau
- * Poussée des terres
- * Les sous - pressions
- * Son poids propre

L'étude de la stabilité concerne l'ensemble du déversoir.

Il doit résister au glissement sur fondation, au renversement et sa stabilité interne doit être assurée .

4.1.1 Les hypothèses de calcul sont :

Masse volumique du remblais argileux $\gamma_b = 2.1 \text{ t/m}^3$

Masse volumique de l'eau $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

La cohésion C du sol

4.1.2 Les forces verticales :

Le poids propre du barrage est calculé par :

$G = V \cdot \gamma_b$ (en tonnes) où

V est le volume de la figure considérée en m^3

γ est le poids spécifique du remblais en t/m^3

Alors $G1 = 0.5 m_2 \cdot H_b^2 \cdot \gamma_b$; $G2 = 0.5 m_1 H_b^2 \cdot \gamma_b$

$G3 = 0.5 \gamma_b \cdot b_c^2 / m_2$; $G = G1 + G2 + G3$ en (tonne)

H_b : la hauteur du barrage en m

m_1 : le talus amont

m_2 : le talus aval

b_c : la largeur de la crête en m

H_1 : la charge de l'eau à l'amont

H_2 : la charge de l'eau à l'aval calculée par itération

B : La largeur du barrage à la base

- * Le poids de l'eau sur le parement amont

$$G4 = 0.5 m_1 \times H_1^2 \times \gamma$$

- * Le poids de l'eau sur le parement aval

$$G5 = 0.5 m_2 H_2^2 \gamma$$

- * La force de sous - pression d'après la loi d'Archimed

$$W5 = \gamma B H_2$$

IV. CALCUL DE STABILITES

4.1 Stabilité de la digue

Les forces agissantes sur le déversoir sont :

- * Poussée de l'eau
- * Poussée des terres
- * Les sous - pressions
- * Son poids propre

L'étude de la stabilité concerne l'ensemble du déversoir.

Il doit résister au glissement sur fondation, au renversement et sa stabilité interne doit être assurée .

4.1.1 Les hypothèses de calcul sont :

Masse volumique du remblais argileux $\gamma_b = 2.1 \text{ t/m}^3$

Masse volumique de l'eau $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

La cohésion C du sol

4.1.2 Les forces verticales :

Le poids propre du barrage est calculé par :

$G = V \cdot \gamma_b$ (en tonnes) où

V est le volume de la figure considérée en m^3

γ est le poids spécifique du remblais en t/m^3

Alors $G1 = 0.5 m_2 \cdot H_b^2 \cdot \gamma_b$; $G2 = 0.5 m_1 H_b^2 \cdot \gamma_b$

$G3 = 0.5 \gamma_b \cdot b_c^2 / m_2$; $G = G1 + G2 + G3$ en (tonne)

H_b : la hauteur du barrage en m

m_1 : le talus amont

m_2 : le talus aval

b_c : la largeur de la crête en m

H_1 : la charge de l'eau à l'amont

H_2 : la charge de l'eau à l'aval calculée par itération

B : La largeur du barrage à la base

- * Le poids de l'eau sur le parement amont

$$G4 = 0.5 m_1 \times H_1^2 \times \gamma$$

- * Le poids de l'eau sur le parement aval

$$G5 = 0.5 m_2 \cdot H_2^2 \cdot \gamma$$

- * La force de sous - pression d'après la loi d'Archimed

$$W5 = \gamma \cdot B \cdot H_2$$

- * La poussée des eaux d'infiltration dépend de la hauteur du barrage :

Si $H_b < 25m$

$$W_i = 0.5 \gamma l H (1 - \alpha_0) \text{ où}$$

l = la distance entre le pied du parement amont et le drain

$$H = H_1 - H_2$$

$$W_1 = 0.5 \alpha_1'' H (B - l) \gamma; \quad W_2 = \alpha_1'' H l \gamma$$

$$W_3 = 0.5 l H \gamma (1 - \alpha_0 - \alpha_1''); \quad \sum W = W_1 + W_2 + W_3 = W_i$$

où α_0, α_1'' sont des coefficients (0 à 0.4)

- * La somme de toutes les forces verticales sera :

$$N = G + G_4 + G_5 - W_i - W_5$$

4.1.3 Forces horizontales :

- * La poussée de l'eau en amont :

$$E_1 = 0.5 \gamma H_1^2$$

- * La poussée de l'eau en aval :

$$E_2 = 0.5 \gamma H_2^2$$

- * La poussée des terres :

$$E_t = 0.5 \cdot \gamma_t \cdot h_t^2$$

où γ_t le poids spécifique des terres (1.6 à 1.96 t/m³)

h_t la hauteur des terres (en m)

- * La somme de toutes les forces horizontales sera :

$$T = E_1 - E_2 + E_t$$

4.1.4 La stabilité du barrage - poids :

Elle est donnée par le coefficient de stabilité

$$K_s = (f N + C B) / T \geq K_{sn}$$

où f : le coefficient de frottement interne = 0.75 ; $N = 1.91t$

c : la cohésion spécifique en t/m² = 1.1 t/m ; $l \times B = 12.02 m^2$

K_{sn} : coefficient de stabilité normatif

On remarque alors que $K_s \geq K_{sn}$ d'où la stabilité du barrage est assurée

Contraintes à l'arête à la base du barrage

Forces (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
G1 = 2.97	4.42	+ 13.13
G2 = 2.97	5.22	+ 15.50
G3 = 13.12	3.15	+ 41.33
G4 = 1.42	5.61	+ 7.96
G5 = 0.21	5.89	- 0.71
W1 = 10.15	1.74	- 17.66
W2 = 0.13	5.81	- 0.75
W3 = 0.20	5.85	- 1.17
E1 = 2.83	0.80	- 2.26
E2 = 0.25	0.23	+ 0.05
Et = 0.25	0.17	- 0.04

Le moment sommaire

$$M = 55.40$$

En connaissant M, on peut calculer les contraintes à l'arête sur les aires horizontales.

$$\sigma_y = N/B \pm 6M/B^2$$

En connaissant σ_y , on peut calculer les contraintes sur les aires verticales σ_x et les contraintes tangentielles τ_{xy}

$$\sigma_x \text{ amont} = \sigma_y \text{ amont} \times m_1^2 + \gamma H_1 (1 - m_1^2)$$

$$\sigma_x \text{ aval} = \sigma_y \text{ aval} m_2^2 + \gamma H_2 (1 - m_2^2)$$

$$\tau_{xy} \text{ amont} = m_1 \cdot (\gamma H_1 - \sigma_y \text{ amont})$$

$$\tau_{xy} \text{ aval} = m_2 \cdot (\sigma_y \text{ aval} - \gamma H_2)$$

On peut utiliser ces formules pour déterminer les contraintes pendant la période de construction en supposant $H_1 = 0$, $H_2 = 0$

Les contraintes principales étant les suivantes :

a) pendant la période d'exploitation

$$\sigma_{p \text{ max amont}} = \gamma H_1 ; \sigma_{p \text{ min amont}} = \sigma_y \text{ amont} (1 + m_1^2) - \gamma H_1 m_1^2$$

$$\sigma_{p \text{ max aval}} = \sigma_y \text{ aval} \cdot (1 + m_2^2) - \gamma H_2 m_2^2 ; \sigma_{p \text{ min aval}} = \gamma H_2$$

b) pendant la période de construction.

$$\sigma_{p \text{ max amont}} = \sigma_y \text{ amont} (1 + m_1^2)$$

$$\sigma_{p \text{ min amont}} = 0 ; \sigma_{p \text{ min aval}} = 0$$

$$\sigma_{p \text{ max aval}} = \sigma_y \text{ aval} \cdot (1 + m_2^2)$$

Tableaux des contraintes principales

a) Période de construction :

Contraintes (t/m ²)	Amont	Aval
σ_{\max}	3.075	0
σ_{\min}	2.675	0

b) Période d'exploitation :

Contraintes (t/m ²)	Amont	Aval
σ_{\max}	2.38	2.50
σ_{\min}	- 3.27	0.70

La solidité du remblais et du sous-sol sont assurés lorsque
 $\sigma_{\max \text{ amont}} \geq 0.25 \gamma \cdot H_1$; $\sigma_{\max \text{ aval}} \leq \sigma_T$

4.1.5 Stabilité au poinçonnement :

$\delta_{\max} < q_{adm}$ avec $q_{adm} = \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma_s D N_q$ où

D: profondeur d'ancrage du déversoir dans la fondation
 γ : le poids volumique du sol ;

N_γ , N_q et N_c sont des facteurs de capacité portante appelés terme de surface, de profondeur de cohésion. Ils ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ du sol de fondation et sont tabulés.

$M/N = 1.40$; $B/6 = 2 \Rightarrow 0 < M/N < B/6$ alors $\delta_{\max} = N/B (1 + 6 e/B)$

$$Q_{adm} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$$

AN :

$$N = 4.43 \text{ t}$$

$$B = 12.02 \text{ m}$$

$$e = 1.40 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ t/m}^3$$

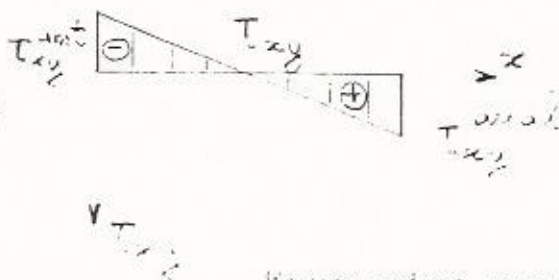
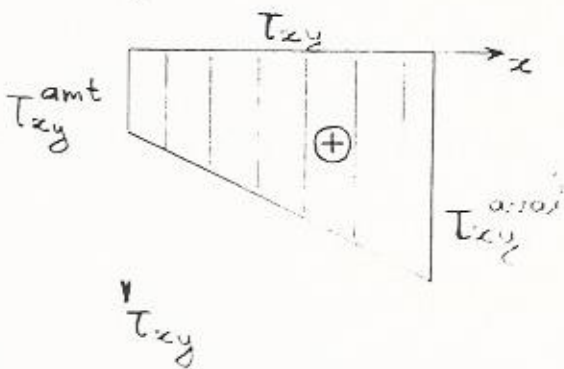
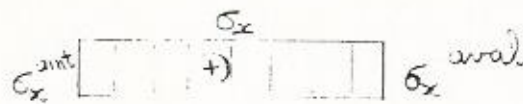
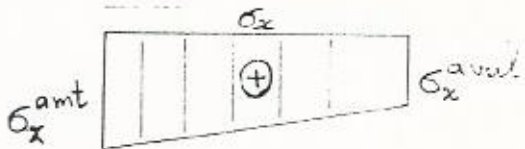
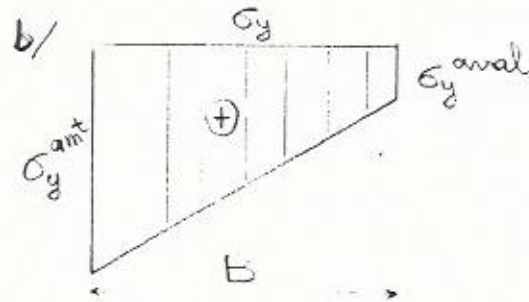
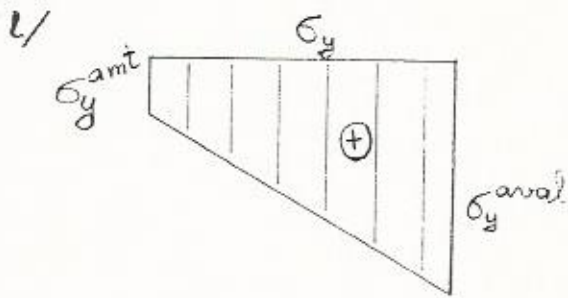
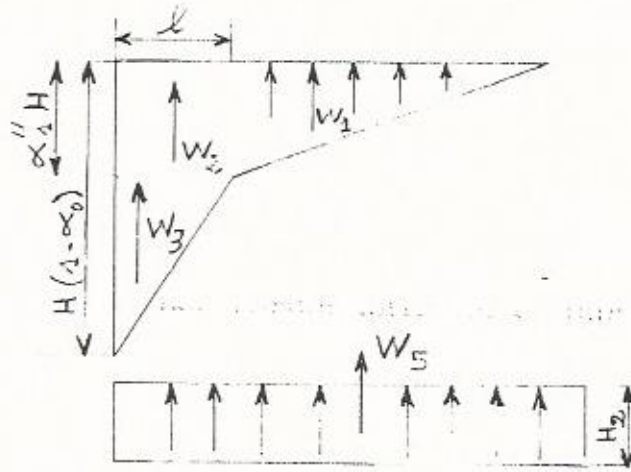
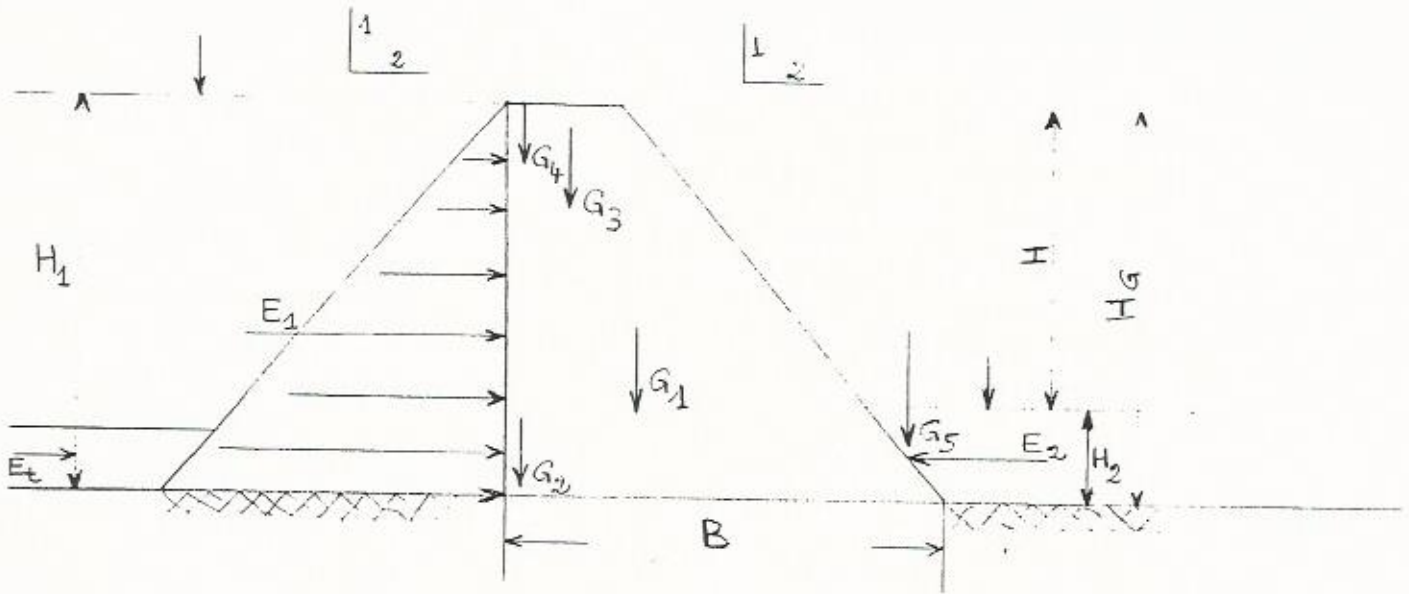
$$c = 1.1 \text{ t/m}^2$$

$$N_\gamma = N_c = N_q = 1$$

$$Q_{adm} = 8.61 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{\max} = 5.72 \text{ t/m}^2$$

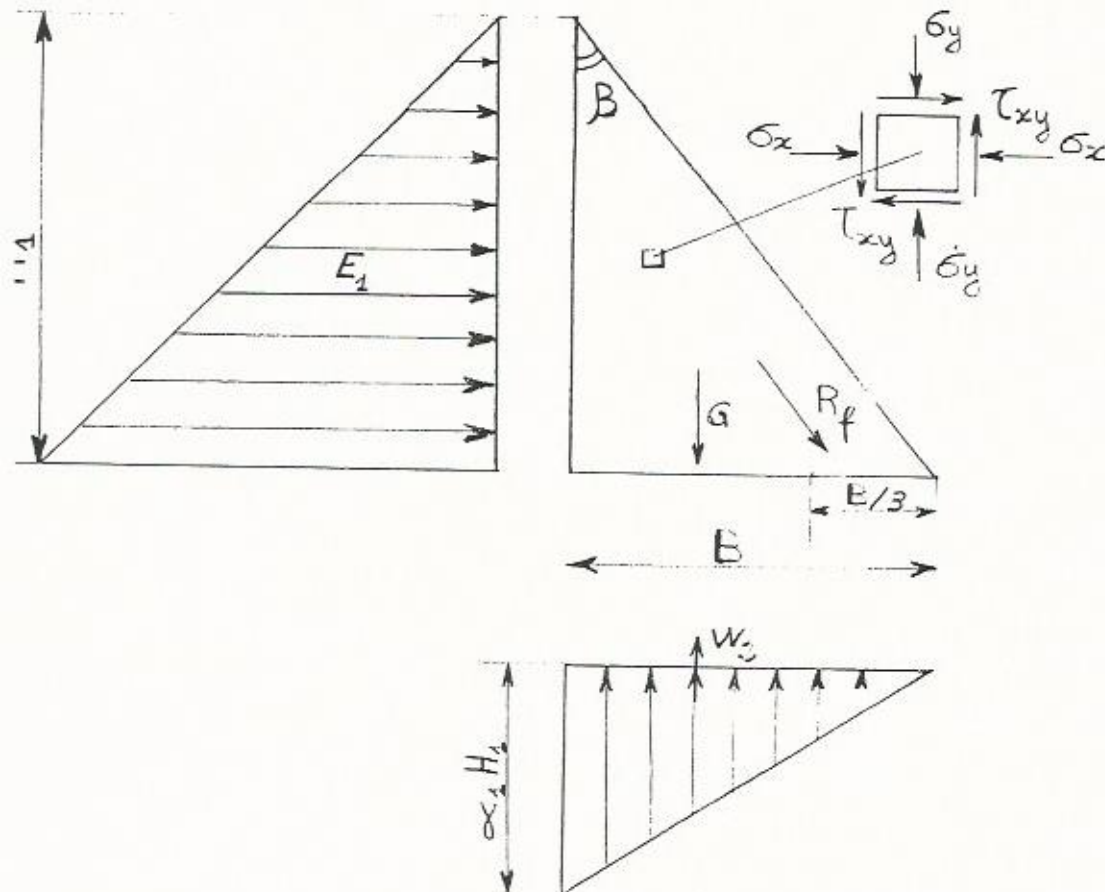
$\Rightarrow \delta_{\max} < Q_{adm}$ alors la stabilité au poinçonnement est assurée.



Répartition des contraintes

avec un coin

Détermination des dimensions du barrage poids



4.2 Stabilité au droit du pertuis

4.2.1 Dimensionnement des bajoyers en pierre du pertuis .

Hypothèses de Calcul :

- Calcul suivant une bande de 1 m
- Pertuis à vide (cas le plus défavorable)
- Condition de stabilité au renversement autour du point O.

$$P_T = \gamma_T \cdot H \cdot K_a$$

avec

P_T = poussée de la terre

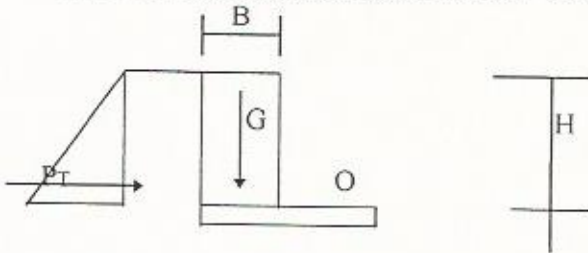
γ_T = poids volumique de la terre

H = hauteur du bajoyer

K_a = coefficient

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Pour les remblais argileux sous l'eau $K_a = 0.41$



$$G = B \cdot H \cdot \gamma_p \text{ avec}$$

G : poids du bajoyer

B : largeur du bajoyer

γ_p : poids volumique du bajoyer

Condition de stabilité à la Rotation autour du point O.

$$\sum M_{rot} \leq \frac{1}{C} \cdot \sum M_{stab}$$

avec C = coefficient de sécurité ; $C > 1$

M_{rot} = Moment des Forces agissantes pour la rotation de la paroi

M_{st} = Moment des Forces agissantes pour la stabilité de la paroi.

A l'état limite de stabilité s'établit l'équilibre instable.

$\Sigma M_{rot} = \Sigma M_{stab}$ d'où :

$$P_t \cdot \frac{H}{3} = G \cdot \frac{B}{2}$$

$$\gamma_r \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{H}{3} = B \cdot H \cdot l \cdot \gamma_p \cdot \frac{B}{2} \Rightarrow$$

$$B = \sqrt{\left(\frac{2}{3} \cdot \frac{\gamma_r}{\gamma_p} \cdot H \cdot K_a\right)}$$

$$K_a = 0.41$$

$$\gamma_r = 2100 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_p = 2200 \text{ kg/m}^3$$

Pour $H = 2.15$

L'application numérique nous donne

$$B = 0.75 \text{ m pour } C = 1.10 \text{ m} \Rightarrow B = 0.82 \text{ m}$$

Nous adoptons à la base $B = 0.85 \text{ m}$ et en gueule $B = 0.75 \text{ m}$

◆ Dimensionnement de la dalle de traversée sur le pertuis.

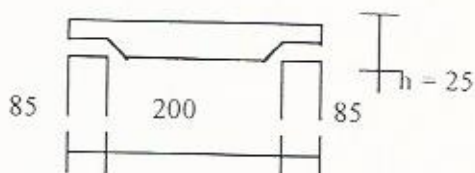
Hypothèses de Calcul

Les calculs sont effectués suivant les règles du B.A.E.L 83
Il a été adopté le principe de la superposition des efforts
L'élément calculé est la dalle sur pertuis d'ouverture de 2 m.

Calcul des efforts :

Les moments ont été calculés à partir du poids propre de la dalle et d'une roue isolée de 10 t.

Moment dû au poids propre de la dalle :



$$M_G = \frac{GL^2}{8}$$

$$M_S = \frac{SL}{2}$$

$$M_x = 1.35M_G + 1.5M_S$$

G = poids propre de la dalle par mètre carré
 Le poids volumique du béton armé = 2.500kg/m³
 S = 10t

Dimension des aciers

Suivant X :

$$\mu_x = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

Nous trouvons $\mu_x = 0.1244 < \mu_{lim} (0.48) \Rightarrow$ pas d'armature comprimée, $\beta = 0.934$

les abaques du B A E L 83 nous donnent les fers suivants :

- * Suivant Ax Ø 12 à chaque 10 cm
- * Suivant Ay Ø 12 à chaque 20 cm