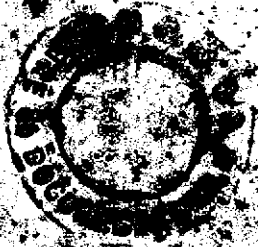


1132

REGULARISATION DU NIGER



BARRAGE DE FOMI
sur le NIGER

COMPTÉ-RENDU
DES ESSAIS DE BOIS

A.C.J.B.

BARRAGE DE FOMI



COMPTE-RENDU DES ESSAIS DE SOLE

INTRODUCTION

ESSAIS DE CLASSEMENT	P. 2
ESSAIS MECANQUES DES ECHANTILLONS INTACTS	P. 3
ESSAIS MECANQUES DES ECHANTILLONS REMANIES	P. 6
ESSAIS MECANQUES DES SABLES	P. 7

ETUDE DES ECHANTILLONS INTACTS ESSAIS DE CLASSEMENTS

ETAT A LA RECEPTION	P. 8
GRANULOMETRIES - DENSIMETRIES	P. 8
DENSITES	P. 9
POIDS SPECIFIQUES	P. 9
ANALYSES CHIMIQUES	P. 9
INDEXES D'ATTERBERG	P. 9
CONCLUSIONS	P. 10

ESSAIS MECANQUES

COMPRESSIBILITES	P. 11
PERMEABILITES	P. 11
COMPRESSIONS SIMPLES	P. 12
CISAILLEMENTS DIRECTS	P. 12
ESSAI TRIAXIAL	P. 13
CONCLUSIONS	P. 14

ETUDE DES ECHANTILLONS REMANIES
ESSAIS DE CLASSEMENTS

GRANULOMETRIES	P. 16
LIMITES D'ATTERBERG	P. 17
POIDS SPECIFIQUES	P. 17
MATIERES ORGANIQUES	P. 17
CONCLUSIONS	P. 18

ESSAIS MECANIQUE

ESSAIS PRELIMINAIRES	P. 19
Compactage	P. 19
Compressibilité	P. 20
Perméabilité	P. 21
Cisaillement	P. 21
ESSAIS SYSTEMATIQUES	P. 22
Compactage	P. 22
Cisaillement	P. 24
CONCLUSIONS	P. 25

ETUDE DES ECHANTILLONS DE SABLE

NATURE	P. 26
GRANULOMETRIE	P. 26
DENSITE	P. 27
PERMEABILITES	P. 28
ESSAI TRIAXIAL	P. 29
CONCLUSIONS	P. 30

CONCLUSION GENERALE

FONDATION	P. 31
NOYAU	P. 31
SABLE	P. 33
ESSAIS COMPLEMENTAIRES	P. 33

BARRAGE DE FOMI

COMPTE-RENDU DES ESSAIS DES TERRES

INTRODUCTION

Les études préliminaires du barrage de Fomi ont conduit à envisager une solution comportant une digue essentiellement constituée par un massif porteur en sable reposant sur le terrain argileux en place, et dont l'étanchéité est assurée par un noyau central en argile compactée descendu jusqu'au rocher altéré sous-jacent.

Pour préciser les formes et le profil de cette digue, les terres du site prévu ont été étudiées en laboratoire d'une façon aussi complète que possible. Tous les essais des terres ont été effectués au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. Ces études étaient d'autant plus indispensables, que les sols tropicaux sont mal connus et à de nombreux titres, très différents des sols jusque là utilisés à la construction des Grands Barrages en terre.

La construction du barrage de Fomi pose ainsi trois problèmes fondamentaux :

1) Quelles sont les caractéristiques de la fondation argileuse? Pourra-t-elle supporter la charge du remblai ou faudra-t-il la décaper jusqu'au rocher sous toute l'emprise de la digue? Si l'on conserve la fondation argileuse quelle pente faudra-t-il choisir pour les talus de la digue de telle sorte que le taux de cisaillement de la fondation reste acceptable?

2) Les matériaux argileux disponibles au voisinage immédiat de la digue permettent-ils la construction d'un noyau mince étanche sans difficultés particulières. Comment ces matériaux devront-ils être extraits, mis en place et compactés ?

3) Le sable du Niandan constituant les massifs porteurs de la digue, les caractéristiques de ce sable sont-elles satisfaisantes et permettent-elles d'assurer avec un coefficient de sécurité suffisant la stabilité de l'ouvrage ?

Ces problèmes étant posés, on a fixé le nombre et l'implantation des sondages permettant de faire les prélèvements nécessaires aux études de laboratoire. (Voir schéma d'implantation page 34).

Trois sortes d'échantillons ont été prélevés :

a - Les échantillons intacts représentant la fondation argileuse

b - Les échantillons argileux remaniés destinés à l'étude du compactage du noyau central

c - Les échantillons de sable représentant les massifs latéraux perméables.

Sur chacun de ces échantillons ont été effectués des essais bien déterminés dont la nature et l'objet seront décrits sommairement ci-dessous avant d'en analyser les résultats.

I - ESSAIS DE CLASSEMENTS

Des essais d'identification et de classements furent effectués sur tous les échantillons a, b, et c, afin surtout de juger de l'homogénéité des sols étudiés :

- Mesure des teneurs en eau, des densités, analyses granulométriques et densimétriques, limites d'Atterberg, poids spécifiques, analyses chimiques.

Ces essais classiques appellent peu de commentaires. Il faut noter toutefois qu'en ce qui concerne les teneurs en eau naturelle, la valeur des renseignements obtenus dépend des conditions météorologiques dans lesquelles les prélèvements ont été faits au début de la saison des pluies (fin Mai - Juin - Juillet) et certains comme ceux du puits 91 ont été faits dans un puits partiellement inondé. Par surcroît la nappe phréatique reste en toute saison à environ 5 mètres au-dessous du terrain naturel

.../...

(cote 360 environ). Par conséquent, soit parce qu'ils ont été prélevés pendant la saison des pluies, soit parce qu'ils ont été prélevés au-dessous du niveau de la nappe, la plupart des échantillons présentent une teneur en eau naturelle très certainement supérieure à celle que possède le matériau argileux en place durant la saison sèche, du moins au-dessus de la nappe phréatique, en dépit de l'apport d'humidité qui se produit dans les couches supérieures par remontée capillaire.

Par ailleurs, il faut signaler que les limites d'Atterberg sont généralement déterminées sur une fraction du matériau qui a été préalablement passée à l'étuve; or, pour certains matériaux ce passage à l'étuve risque de provoquer une transformation physico-chimique qu'il convient évidemment d'éviter. Néanmoins, si tous les échantillons sont de composition voisine, cet inconvénient apparaît de peu d'importance, le classement relatif des matériaux, but essentiel de ces essais très simples, restant alors valable. C'est pourquoi les sols de Fomi ont été essayés suivant le procédé habituel. Il sera cependant utile de prévoir à titre de contrôle dans un programme d'essais complémentaires, la mesure de quelques limites d'Atterberg sans passage à l'étuve afin de vérifier que la dessiccation préalable n'a pas perturbé les résultats.

Il faut du reste préciser que les limites d'Atterberg ne caractérisent que la partie fine du matériau et qu'elles ne peuvent donner une grande précision.

Les essais mécaniques sont plus spécialisés. Ils varient selon l'utilisation envisagée pour le sol étudié et sont, par conséquent, différents suivant qu'il s'agit d'un échantillon a, b, ou c.

II - ESSAIS MECANQUES DES ECHANTILLONS INTACTS

Pour un sol de fondation, il est essentiel de connaître sa résistance au cisaillement, sa perméabilité et sa compressibilité.

La résistance au cisaillement peut être évaluée à l'aide de trois types d'essais: compression simple, cisaillement direct, cisaillement triaxial

.../...

L'essai de compression simple a pour but la mesure de la résistance au cisaillement sous une étreinte nulle d'une éprouvette cylindrique taillée dans l'échantillon et chargée normalement à son axe. La taille de l'éprouvette, surtout dans un matériau hétérogène risque d'altérer le matériau. C'est pourquoi cet appareil très simple ne permet pas toujours d'obtenir une grande précision; mais l'exécution de ces essais est rapide, on peut donc en faire un grand nombre et obtenir des résultats statistiques dont l'intérêt est incontestable notamment pour une fondation argileuse imperméable.

Il faut rappeler qu'un matériau argileux se détend ou se comprime sous l'effet d'une décharge ou d'une surcharge d'autant moins qu'il est plus saturé d'eau et plus imperméable. L'eau ne pouvant alors s'échapper que très lentement, la plus grande partie de la variation de charge est en effet supportée par l'eau sous forme de pression interstitielle; la pression intergranulaire varie donc peu avec la charge ainsi que la résistance au cisaillement qui en dépend linéairement.

Le matériau de la fondation de Fomi étant imperméable et l'application de la charge dans l'essai de compression simple étant rapide, l'éprouvette n'est pratiquement pas drainée et l'on se trouve dans les conditions requises pour donner naissance à une pression interstitielle. Il est donc justifié d'admettre que la résistance au cisaillement donnée par cet essai (qu'empiriquement l'on admet égale à la moitié de la charge de compression) représente du fait du jeu des pressions interstitielles le minimum de la résistance au cisaillement du sol de fondation, immédiatement après la fin de la construction du barrage.

Le cisaillement direct est, au moins actuellement, l'essai de base pour la mesure de la résistance au cisaillement des sols. L'essai classique, avec préconsolidation et drainage, permet de connaître la résistance au cisaillement d'un sol après consolidation sous une charge normale donnée, l'effort de cisaillement étant appliqué à une vitesse suffisamment lente pour que cette consolidation se maintienne pendant tout l'essai. L'éprouvette étant de forme plate, elle se draine bien et par conséquent se stabilise assez rapidement; ce n'est que pour les matériaux très imperméables que l'effet de la vitesse

.../...

est sensible. Il est également possible de faire des essais sans consolidation, mais pour que l'essai soit représentatif il est nécessaire que l'échantillon soit très imperméable sinon l'éprouvette se consolide inévitablement.

Dans la plupart des cas, la résistance au cisaillement passe par un maximum pour une certaine déformation de l'éprouvette puis se stabilise au fur et à mesure à une valeur inférieure que nous appellerons résistance minima.

Il aurait été intéressant de généraliser l'essai triaxial, car il donne des résultats plus précis que le cisaillement direct et permet de faire varier plus aisément les conditions d'application du cisaillement. En particulier les éprouvettes cylindriques que l'on utilise dans cet essai se drainent plus difficilement que les éprouvettes plates de l'essai de cisaillement direct; l'essai non consolidé et non drainé est donc de ce fait plus facile à réaliser. Malheureusement le nombre de machines est trop restreint en France pour qu'on puisse faire cet essai en grande série et par surcroît, les échantillons de Fomi, très hétérogènes, se prêtent très mal au carottage d'éprouvettes cylindriques. Aussi le nombre des essais triaxiaux fut-il limité à deux.

D'une façon générale on peut assimiler, au moins dans un certain domaine correspondant aux limites des essais, la courbe intrinsèque d'un sol à une droite définie par son ordonnée à l'origine, appelée cohésion, et son angle avec l'axe des pressions, appelé angle de frottement. Ce sont ces deux paramètres fondamentaux que l'on introduira dans les calculs de stabilité.

La mesure de la compressibilité et l'évaluation de l'aptitude au gonflement se font à l'aide de l'appareil oedométrique. La vitesse des mouvements à envisager est d'ailleurs aussi importante à connaître que l'amplitude de ces mouvements car il est souhaitable que la consolidation soit suffisamment rapide pour qu'elle puisse suivre le rythme de construction du barrage; dans le cas contraire, le barrage devra être surélevé d'une revanche suffisante tenant compte du tassement à long terme. A ce titre, la connaissance de la valeur du coef-

.../...

ficient de perméabilité est particulièrement intéressante car la vitesse de consolidation de la fondation sous la charge du remblai dépend essentiellement de la valeur de la perméabilité .

La perméabilité peut être appréciée à l'aide de l'appareil oedométrique tout au moins de façon approximative. L'échantillon étant plat, les pertes de charge de surface dues au lissage des faces de l'éprouvette introduisent en effet une erreur qui peut être appréciable. Cet essai doit donc être complété par une mesure directe de la perméabilité dans un "pot de Terzaghi" dont la hauteur est nettement plus grande que celle d'une éprouvette oedométrique; l'erreur relative due aux effets de surface est donc nettement plus faible.

III - ESSAIS MECANQUES DES ECHANTILLONS REMANIES

Les matériaux remaniés sont ceux qui seront utilisés à la construction du noyau étanche; la qualité principale que l'on en requiert est donc l'imperméabilité. Il ne faut pourtant pas pour autant négliger l'étude des caractéristiques de compactage et de cisaillement de ces matériaux qu'il faudra pouvoir mettre en place sans trop de difficultés et dont la résistance mécanique conditionnera dans une certaine mesure la stabilité de l'ouvrage.

Les essais mécaniques comportent donc principalement des essais de compactage mettant en évidence l'influence de l'énergie de compactage, puis des essais de cisaillement, de perméabilité, de tassement et de gonflement sur des éprouvettes compactées à une énergie déterminée.

Des essais de résistance à la pénétration, effectués à l'aiguille Proctor, permettent d'apprécier d'après les normes empiriques mises au point par R.R. Proctor, l'efficacité du compactage à différentes énergies

.../...

IV - ESSAIS MECANQUES DES SABLES

Les essais mécaniques sur les sables sont relativement simples car il n'y a généralement pas à prendre en compte, du fait de la forte perméabilité de ce matériau, l'effet des pressions interstitielles.

Le problème le plus délicat à résoudre est celui de la mise en place du sable dans le moule de cisaillement, à une densité déterminée.

Si la connaissance de la résistance au cisaillement est fondamentale, on ne doit pas néanmoins négliger l'étude de la perméabilité afin de vérifier qu'une vidange brusque ne risque pas de créer dans le coeur de l'ouvrage des pressions interstitielles appréciables.

Dans le but de faciliter la lecture du compte-rendu, les différents échantillons prélevés dans un même puits seront affectés des lettres A,B,C,D ... dans l'ordre des profondeurs croissantes de prélèvement.

.../...

ETUDE DES ECHANTILLONS INTACTS

ESSAIS DE CLASSEMENTS

ETAT A LA RECEPTION (Rapport du 26.2.1953)

Les échantillons sont très hétérogènes d'aspect, ainsi que le reflète les descriptions et les mesures des teneurs en eau. Les teneurs en eau divergent notablement suivant qu'elles sont mesurées sur la face supérieure ou sur la face inférieure de l'échantillon ou sur le prélèvement effectué pour mesurer la densité, sans que l'on puisse toutefois observer de variations systématiques. Les teneurs en eau des échantillons 91 et T sont particulièrement fortes, dépassant parfois 50 %. Il faut rappeler que le puits 91 et la tranchée T étaient partiellement inondés lors de l'exécution des prélèvements.

GRANULOMETRIES - DENSIMETRIES (Rapport du 26.2.1953)

L'analyse granulométrique confirme l'hétérogénéité. A part quelques échantillons (2 - 4A - 4B) dont la courbe granulométrique est régulière, on obtient des courbes plus ou moins discontinues, caractéristiques de mélanges. Ce fait est très net pour les échantillons du puits 91. En général, la teneur en éléments fins est forte (pourcentage des grains de dimension inférieure à 5 μ compris entre 20 et 65 %). Les matériaux étant très hétérogènes, il est vraisemblable que les courbes granulométriques obtenues ne donnent pas une représentation exacte du matériau en place dans son ensemble; on peut s'en convaincre en comparant les granulométries des deux échantillons prélevés dans le puits 91 entre 9,60 m. et 9,80 m. (91 A)

.../...

DENSITES (Rapport du 26.2.1953)

Les densités humides sont très dispersées mais dans l'ensemble elles sont plutôt faibles (de 1,50 à 1,80 environ). Les densités des échantillons 91 et T sont même très faibles (1,20).

POIDS SPECIFIQUES (Rapport du 30.3.1953)

Les poids spécifiques sont également très divers. Le poids spécifique de l'échantillon 91 A qui est extrêmement élevé (3,48) confirme le caractère très anormal de ce matériau.

Il serait bon, dans ces conditions, de compléter ces essais par la mesure des poids spécifiques des échantillons 2, 3 et 4 C de façon à ne pas laisser subsister de doute quant à l'interprétation des oedomètres 2 et 4 C et afin de contrôler les caractéristiques de l'échantillon le plus plastique (3).

ANALYSES CHIMIQUES (Rapport du 26.2.1953)

Une analyse complète a été faite sur l'échantillon T. Elle révèle une proportion de silice très importante (près de 50 %) et des teneurs élevées en oxyde de fer et en Alumine.

Les mesures des teneurs en matières organiques donnent des résultats relativement faibles pour les échantillons 91 et T (1,5 à 2%) et très faibles pour les échantillons 4 et 6 (0,5%). L'échantillon 91 étant, par ailleurs, très anormal, une analyse physico-chimique serait certainement très instructive.

LIMITES D'ATTERBERG (Rapport du 26.2.1953)

Si l'on adopte la classification de Casagrande (graphique I), on voit que la plupart des échantillons se rangent dans la catégorie des "Argiles de plasticité moyenne à forte"; quelques uns se placent parmi les argiles à haute plasticité (3 - 8A). Enfin les échantillons 91 et T seraient classés parmi les matériaux organiques bien que

.../...

l'analyse chimique ait donné un très faible pourcentage de matières organiques. Ce fait pourrait s'expliquer par la présence de silice dans ces échantillons; la poudre de silice humide se comporte en effet de façon analogue.

CONCLUSIONS

Le caractère essentiel de la fondation est l'hétérogénéité. Aussi les caractéristiques mécaniques que l'on adoptera pour le projet devront-elles être choisies en se réservant une forte marge de sécurité, d'autant plus que, dans l'ensemble, les échantillons contiennent beaucoup d'éléments fins, ce qui leur confère une assez forte plasticité. Enfin les échantillons du puits 91 et, à un moindre degré, celui de la tranchée T, ont des caractéristiques exceptionnelles et méritent une attention particulière.

ESSAIS MECANQUES

COMPRESSIBILITES (Rapports des 26.2 et 30.3.1953)

Les échantillons sont relativement peu compressibles; sous 8 kg/cm² on peut prévoir un tassement relatif de 6 à 10 %. Les courbes de tassement des échantillons 2, 4B et 6 sont très classiques; la pression de consolidation est de l'ordre de 1 à 2 kg/cm². Les échantillons 9B et 91A se signalent par des courbes voisines des courbes théoriques de sols argileux. La pression de consolidation du premier est de l'ordre de 0,500 kg/cm² et celle du second de 3,5 kg/cm². Remarquons les indices des vides très élevés de l'échantillon 91 A (1;9).

La tendance au gonflement est peu marquée.

Un essai supplémentaire sur l'échantillon le plus plastique (3) serait souhaitable.

PERMEABILITES (Rapport des 29.2 et 30.3.1953)

Si l'on excepte le puits 91 les perméabilités sont de l'ordre de 10^{-7} à 10^{-9} cm/s, donc très faibles. La perméabilité de 91 A est plus forte: environ 5.10^{-6} cm/s, ce qui constitue encore une anomalie pour une terre aussi fine. Néanmoins ce fait peut s'expliquer par un feuilletage ou une fissuration de l'échantillon. D'ailleurs si la perméabilité du matériau de la fondation est faible, cela ne veut pas dire qu'il en est de même de la perméabilité en grand. En effet, des cheminements privilégiés peuvent exister à travers des fissures ou des lentilles sableuses. Il faudra couper ces cheminements possibles. C'est pourquoi le noyau étanche sera descendu jusqu'au rocher fissuré (et prolongé à travers ce dernier par un voile d'étanchéité) en dépit de la faible perméabilité du matériau argileux.

COMPRESSIONS SIMPLES (Rapport du 29.2.1953)

Les échantillons étant très hétérogènes, le carottage des éprouvettes cylindriques est très difficile et, de plus, la résistance varie très fortement d'un point à un autre de l'échantillon. Aussi ne faut-il pas s'étonner de la dispersion des résultats. Il a été fait en tout 28 essais; les résistances à la compression simple de 4 échantillons sont inférieures à 500 g/cm², 6 ont une résistance comprise entre 0,5 et 1 kg/cm² et 18 donnent plus de 1 kg/cm², la moyenne de l'ensemble étant de 1,13 kg/cm². Il est donc raisonnable de compter sur une résistance au cisaillement de l'ordre de la moitié, cad. 500 g/cm². Il est probable que la résistance en grande masse est plus forte car n'intervient pas alors le facteur très défavorable du carottage qui amorce les fissures, perturbe plus ou moins le matériau et favorise sa décompression d'autant mieux qu'il est plus hétérogène.

CISAILLEMENTS DIRECTS (Rapport du 26.2.1953)

Deux essais comparatifs réalisés sur les échantillons 6 avec des vitesses de cisaillement différentes, montrent qu'il n'en résulte pas de variation systématique tant sur les résistances au cisaillement que sur les teneurs en eau en fin d'essai. Par ailleurs, deux essais très lents, exécutés sur les échantillons 2 et 4 A donnent des résultats voisins de ceux des essais effectués sur les échantillons restants qui tous, ont été cisailés à la vitesse maxima après consolidation. L'influence de la vitesse de cisaillement n'apparaît donc pas de façon nette, les échantillons étant probablement assez "perméables" pour se drainer même à la vitesse maxima de cisaillement. Toutefois on constate que les résistances au cisaillement des échantillons 9 B et 3 ne varient que très peu avec la charge normale; les teneurs en eau après cisaillement sont également très voisines. Il semble donc que pour ces matériaux l'effet de consolidation n'ait pas, au contraire, été sensible par suite de leur très faible perméabilité; un essai lent sur ces échantillons serait certainement intéressant.

.../...

On remarquera, d'une façon générale, la forte dispersion des résultats (graphique II): on trouve tous les intermédiaires entre le matériau purement cohérent (3) et le matériau purement pulvérulent (4 C). Ceci est naturel; l'échantillon 3 est le plus plastique, d'après ses limites d'Atterberg, et l'échantillon 4 C contient des couches de sable. Les teneurs en eau en fin d'essai montrent que la consolidation est souvent imparfaite; certains résultats sont bien alignés alors que d'autres n'ont pas grande signification. Il est vrai que ces essais sont très difficiles à réaliser du fait de l'hétérogénéité des matériaux.

Si l'on excepte les échantillons 3 et 9 B, la droite correspondant à $\phi = 14^\circ$ et $c = 200$ g/cm² représente sensiblement le minimum de la résistance au cisaillement obtenue.

ESSAI TRIAXIAL (Rapport du 26.2.1953)

L'échantillon 2 a été cisailé sans consolidation. Les résistances sont très élevées si on les compare à celles obtenues dans l'essai de compression simple ou dans l'essai de cisaillement direct, et elles ne dépendent pas de l'étreinte appliquée (graphique II). Il semble que l'on puisse compter sur une résistance au cisaillement de 1500 g/cm² (La résistance au cisaillement de sols de cette nature étant voisine de la moitié de la résistance en compression simple).

Quant à l'échantillon 3, il a été cisailé sous étreinte nulle; une des éprouvettes ayant été par ailleurs consolidée sous une étreinte triaxiale de 4 kg/cm²; l'effet de la consolidation est contrôlé de façon très nette par la mesure de la teneur en eau: alors que les teneurs en eau naturelles et celles du cisaillement direct sont de l'ordre de 27 %, la teneur en eau de l'éprouvette consolidée n'est que de 16 %. Le gain sur la résistance au cisaillement est très appréciable; mais dans l'ensemble, la faible résistance de cet échantillon se trouve confirmée.

.../...

CONCLUSIONS

La fondation argileuse peut être considérée comme "impermeable en petit" ce qui n'exclut pas la présence de couches perméables continues ou de cheminements privilégiés.

Le tassement ne sera pas gênant pour autant que la construction sera étalée sur une période assez longue (3 campagnes); quant au gonflement il reste négligeable, dans la mesure où l'on peut tirer des essais oedométriques des renseignements valables à ce point de vue.

La résistance au cisaillement est faible. Malgré une dispersion très importante, les essais permettent de choisir, en vue de l'élaboration du projet, les caractéristiques minima de la fondation de Fomi. Des essais complémentaires permettront de préciser dans quelle mesure les caractéristiques choisies représentent effectivement un minimum. Il semble néanmoins que l'on puisse compter sur une cohésion minima de 500 g/cm², compte tenu de l'effet des pressions interstitielles (l'angle de frottement interne étant supposé nul). Si l'effet de la consolidation est sensible, ce qui est probable (fondation argileuse mince, présence de couches de sable drainantes, construction relativement lente) la résistance au cisaillement pourra être caractérisée par une cohésion de 200 g/cm² avec un angle de frottement interne de 14°; il serait intéressant d'essayer de contrôler la rapidité de la consolidation au moyen de quelques essais rapides de cisaillement direct, sans préconsolidation, de préférence sous une pression normale assez élevée.

Il faudrait également vérifier dans quelle mesure les échantillons 3 et 9B sont exceptionnels; il est probable qu'ils ne représentent que des masses peu importantes et disséminées au hasard sur le plan de fondation; dans ce cas leur influence sur la stabilité de l'ouvrage reste négligeable; seul serait à craindre l'existence de tels sols s'étendant en nappes continues sous l'ouvrage entier.

Quoi qu'il en soit les valeurs choisies pour l'établissement de l'avant-projet sont les valeurs minimales toute étude statistique étant impossible. Le nombre des essais

n'est en effet pas assez grand du fait de la dispersion des résultats. De nombreux essais complémentaires permettraient certainement d'être moins pessimiste en choisissant une valeur de la résistance au cisaillement plus proche de la valeur moyenne.

ETUDE DES ECHANTILLONS REMANIES

ESSAIS DE CLASSEMENT

GRANULOMETRIES (Rapport du 26.2.1953)

Les granulométries mettent en évidence trois types d'échantillons (graphique VI):

1) - Les échantillons à prédominance sableuse, avec concavité de la courbe granulométrique tournée vers le haut - 14 B - 17 A - 17 B - 17 bis - 18 A - 18 B.

2) - Les échantillons à prédominance argileuse, avec concavité de la courbe granulométrique tournée vers le bas - 14 C - 16 B - 16 C - 18 C - 19 A - 19 B - 19 C (l'échantillon 14 C se différencie toutefois des autres par l'absence d'éléments entre 0,1 et 0,01 mm et une forte proportion d'éléments très fins).

3) - Les échantillons intermédiaires - 14 A - 16 A - 17 C; les deux derniers ont des courbes granulométriques présentant une forte discontinuité, caractéristiques de mélanges.

Le caractère argileux ou sableux est d'ailleurs repérable à vue. Dans la description, seuls les échantillons de la classe II sont dénommés "argile". Les autres sont nommés soit "sable plus ou moins argileux", soit "argile sableuse" (18 B). On doit donc pouvoir faire la discrimination sur place assez rapidement de façon à disposer au centre du noyau les matériaux les plus argileux.

Il est vain de rechercher une granulométrie moyenne tant ces matériaux sont divers, d'autant plus qu'ils présentent des différences de nature telles qu'il est impossible de les classer d'après le seul résultat des analyses granulométriques.

.../...

LIMITES D'ATTERBERG (Rapport du 26.2.1953)

Dans la classification de Casagrande les échantillons se rangent parmi les argiles de plasticité moyenne à forte (graphique VII). Tous les échantillons du groupe de granulométrie n° 2 se classent parmi les argiles à haute plasticité (à part le 16 C) et tous ceux du groupe n° 1 parmi les argiles moyennement plastiques (à part le 17 bis). Il est probable que les différences de granulométries se poursuivent dans la partie fine ($< 5 \mu$). Les échantillons prélevés à 2,50 m. de profondeur au-dessus de la nappe phréatique ont été conservés en emballage étanche; les teneurs en eau naturelles sont comprises entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, mais sont nettement plus près de la seconde que de la première ce qui est favorable.

Ces teneurs en eau sont certainement plus fortes que celles que possède le matériau en place durant la saison sèche. (Prélèvements effectués au début de la saison des pluies).

POIDS SPECIFIQUES (Rapport du 30.3.1953)

Les poids spécifiques sont très variables, dans des limites qui peuvent même paraître anormales pour des matériaux ayant probablement la même origine. En moyenne, les échantillons 1 ont des poids spécifiques de l'ordre de 2,70 (entre 2,68 et 2,74), tandis que les échantillons 2 donnent des valeurs de l'ordre de 2,85 (entre 2,80 et 2,87). Le poids spécifique de l'échantillon 14 B est particulièrement faible, 2,55.

MATIERES ORGANIQUES (Rapport du 26.2.1953)

Deux essais effectués sur les échantillons 14 A et 16 A ont révélé une très faible teneur en matières organiques (0,30 %).

.../...

CONCLUSIONS

Il ressort de cette étude que nous sommes en présence de matériaux très divers, beaucoup plus que n'aurait pu le laisser supposer l'examen sur place des parois des premiers puits.

Cette diversité se rencontre d'un puits à un autre aussi bien qu'à l'intérieur du même puits sans que l'on puisse établir une correspondance avec les niveaux de prélèvement, ce qui confirme les conclusions tirées de l'étude des échantillons de fondation prélevés à quelques centaines de mètres des puits d'extraction des échantillons remaniés. Il semble donc que l'on se trouve en présence de lentilles discontinues plus ou moins argileuses réparties au hasard aussi bien en plan qu'en profondeur.

Il serait utile de lever quelques indéterminations à l'aide d'essais complémentaires de contrôle: limite d'Atterberg sur les échantillons 17 bis et 14 A, poids spécifiques sur les échantillons 14 C et 16 B, analyse chimique et notamment mesure de la teneur en matières organiques sur l'échantillon 14 C.

ESSAIS MECANQUES

ESSAIS PRELIMINAIRES (Rapport du 26.2.1953)

Compactage:

On a tout d'abord effectué des essais complets de compactage sur des échantillons choisis en fonction de la forme des courbes granulométriques.

I4 B pour les matériaux les plus sableux
I6 B pour les matériaux les plus argileux
I6 A pour les mélanges caractérisés

En outre l'échantillon I4 C a été retenu comme représentant le matériau le plus plastique.

Les essais ont été effectués avec 3 énergies de compactage (62 Tn/m^3 - 124 Tn/m^3 et 268 Tn/m^3) et on a mesuré pour chacun d'eux, à l'aiguille Proctor, la résistance à la pénétration correspondant à des teneurs en eau déterminées (courbes de poinçonnement).

L'examen du graphique X montre que les courbes de compactage (densités sèches en fonction de la teneur en eau) sont très dispersées et que les courbes de poinçonnement sont très irrégulières, ce qui est normal étant donné la diversité des matériaux étudiés. Ces résultats concordent d'ailleurs avec la classification granulométrique mise en évidence sur le graphique VI. On constate en effet que le matériau sableux I4 B comparé au matériau argileux I6 B présente une teneur en eau optima plus faible correspondant à une densité sèche nettement plus forte, ce qui est parfaitement cohérent. De plus l'échantillon I4 C constitué par le matériau le plus plastique présente une teneur en eau optima extrêmement forte et une densité sèche très faible, résultat prévisible pour un matériau aussi plastique.

Si l'on admet le critère empirique établi par Proctor d'une résistance minima à la pénétration de la teneur saturée de l'ordre de 20 kg/cm², on voit qu'il est nécessaire d'exercer une énergie de compactage élevée (supérieure à 124 Tm/m³) pour le respecter. Il faut enfin noter que les résultats des compactages aux énergies minima et moyenne sont assez peu différents, tandis que l'énergie maxima donne des densités sèches nettement plus fortes.

Les essais préliminaires de compressibilité et de cisaillement ont été effectués sur l'échantillon 16 B dont on disposait en quantité suffisante et dont l'homogénéité permettait de conclure avec plus de certitude quant à la comparaison des résultats d'essais de différents types; par contre cet échantillon se classe parmi les plus argileux et à ce titre il n'est pas représentatif des terres sableuses (granulométrie n° 1) disponibles pour la construction du noyau du barrage. Les caractéristiques de l'échantillon 16 B conduisent donc à surestimer la compressibilité et à sous-estimer la perméabilité et la résistance au cisaillement du noyau.

Compressibilité

Trois essais oedométriques ont été exécutés sur le matériau compacté à l'optimum Proctor aux trois énergies de compactage. Dans ces essais on a commencé par laisser gonfler l'échantillon. Le premier point des courbes oedométriques représente l'état du matériau à la mise en place dans l'oedomètre (voir graphique VIII); il ne correspond pas à un état physique bien déterminé, car l'échantillon a pu, soit se détendre lors du découpage de l'éprouvette, soit se comprimer lors du remplissage du moule. Cette dernière hypothèse est d'ailleurs peu vraisemblable pour des matériaux fortement compactés. A partir du tracé des courbes de compactage on peut déterminer l'indice des vides initial et le reporter sur la courbe oedométrique. Pour 2 essais le point de départ de l'oedomètre semble correspondre à une compacité légèrement plus forte que celle donnée par le compactage; ceci doit être attribué plutôt à une erreur dans la position exacte du graphique oedométrique qu'à un phénomène physique difficilement explicable.

Il ressort de l'examen des graphiques que le comportement du matériau varie peu avec l'énergie de compactage. Il est d'autant plus serré au départ qu'il a été plus fortement compacté mais ce serrage relatif disparaît lorsque l'échantillon est saturé sans être chargé. On peut faire correspondre à chaque énergie de compactage une pression de consolidation statique donnant une compacité équivalente. L'énergie minima correspond à 1 Kg/cm² environ, l'énergie moyenne à 4 ou 5 Kg/cm² et l'énergie maxima à plus de 10 Kg/cm²; ces valeurs devant être considérées comme des ordres de grandeur tout au plus. Les tassements relatifs maxima à partir du gonflement et jusqu'à une charge de 10 Kg/cm² sont de l'ordre de 10 %.

Perméabilité

Des mesures de perméabilité ont été exécutées lors de l'essai oedométrique. La perméabilité diminue lorsque l'énergie de compactage augmente (ceci d'ailleurs après que le matériau ait subi un gonflement et une reconsolidation), mais pas dans des proportions suffisantes pour que ce phénomène justifie le choix d'une énergie de compactage déterminée. La perméabilité, de l'ordre de 10⁻⁹ cm/s., reste très faible quelle que soit l'énergie du compactage.

Cisaillement

Des essais de cisaillement rapide ont été exécutés sur l'échantillon 16 B compacté à l'optimum Proctor aux trois énergies choisies. Par ailleurs deux essais ne différant que par la vitesse de cisaillement ont été effectués sur un échantillon compacté avec l'énergie maxima et à une teneur en eau légèrement inférieure à celle de l'optimum.

Les résultats sont très dispersés (graphique IX), ce qui n'est pas étonnant pour un matériau compacté, mais les minima sont très faibles. Sous une charge normale de 1 kg/cm² les valeurs des résistances au cisaillement sont bien groupées.

Il n'en est plus de même lorsque la pression normale augmente, surtout en ce qui concerne les résistances maxima.

Notons enfin que les résultats des cisaillements correspondant à l'énergie de compactage maxima sous une charge normale de 5 kg/cm² sont manifestement aberrants.

L'influence de la vitesse de cisaillement sur les valeurs des résistances trouvées n'apparaît pas nettement la dispersion étant très grande

L'examen du graphique IX montre que l'on peut représenter avec une marge de sécurité importante, et si l'énergie de compactage est supérieure à l'énergie minima (62 Tm/m³), les variations de la résistance au cisaillement en fin de rupture (résistance minima Rm) en fonction de la charge normale (N kg/cm²) par l'équation

$$R_m \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 0,3 + N \text{ tg } 10^\circ$$

ce qui veut dire que la cohésion est de 300 g/cm² et l'angle de frottement de 10°.

ESSAIS SYSTEMATIQUES (Rapport du 30.3.1953)

Compactages

Vu les résultats des essais préliminaires les compactages sur les échantillons restants ont tous été faits à énergie moyenne (124 Tm/m³). Les essais révèlent que ce choix a été trop optimiste. En fait, si l'on considère tous les résultats, six d'entre eux seulement sur seize donnent une densité sèche optima correspondant à une résistance à la pénétration saturée égale ou supérieure à 20 kg/cm². Il est difficile d'accuser la qualité des essais de pénétration car l'allure des courbes est satisfaisante et plutôt meilleure que celle des essais préliminaires. Ces essais confirment ce que laissaient prévoir les essais de classement: il existe de grosses différences entre tous les échantillons et on peut les grouper en deux ensembles

(graphique X). L'un d'eux est assez net, celui des argiles; il comprend les échantillons du groupe 2 sauf le 16 C, et l'échantillon 16 A du groupe 3 (densités sèches maxima comprises entre 1,54 et 1,74 pour des teneurs en eau optima variant de 24 à 19,5 %); le deuxième ensemble est beaucoup plus flou et comprend tout le groupe 1, le 16 C, le 14 A, et le 17 C (densités sèches maxima comprises entre 1,76 et 2,02, pour des teneurs en eau optima variant de 16,5 à 9,5 %). Le repérage initial était donc correct bien que l'on ne puisse établir une relation étroite entre les granulométries et les compactages. Ainsi le 16 A et le 17 C ont des granulométries voisines, mais des courbes de compactage différentes; le 19 B et le 19 C ont des granulométries identiques et des optima de compactage distincts; il en est de même pour le 17 A et le 18 B dont les granulométries sont semblables.

Dans l'ensemble les résultats des deux séries d'essais (compactages et cisaillements) concordent avec les chiffres trouvés pour les limites d'Atterberg. Mais il subsiste quelques contradictions; c'est ainsi que l'échantillon 17 bis est très différent des échantillons 17 quant aux limites mais très voisin en ce qui concerne les compactages et cisaillements. Le 14 A est également beaucoup plus plastique d'après la valeur de ses limites d'Atterberg que ne le laisseraient supposer sa granulométrie et sa courbe de compactage. On pourrait, à l'exception des échantillons 14 A et 17 bis qu'il faudrait vérifier, prescrire un minimum de la limite de liquidité égal à 50 % pour être certain d'avoir un matériau étanche et compactable.

Les courbes de compactage des échantillons 14 B et 16 A sont très proches de la saturation, celle de l'échantillon 16 B l'est un peu moins. La position des courbes de saturation ne dépendant que de la valeur des poids spécifiques il faudrait vérifier ces derniers, notamment celui de l'échantillon 16 C. Il se peut que l'échantillon soit suffisamment hétérogène pour que la mesure effectuée ne donne pas la valeur moyenne la plus représentative. Dans ce cas la courbe de saturation ne signifie plus rien.

Enfin, ces essais montrent qu'une forte proportion des échantillons possède le comportement typique des matériaux sableux. Il est donc nécessaire d'en contrôler la perméabilité.

Cisaillements

Comme il fallait s'y attendre les résultats des cisaillements sont très divers, bien qu'en assez bon accord avec les chiffres trouvés pour les résistances à la pénétration. Les résultats les plus forts sont donnés par les matériaux sableux, en particulier par les échantillons 17 A et 18 B avec une cohésion de l'ordre de 500 g/cm² et un angle de frottement interne de l'ordre de 29° (graphique XI); remarquons que les essais de compactage de ces deux matériaux sont également très voisins. L'échantillon 18 A a un comportement de sol purement pulvérulent, avec un angle de frottement égal à 26°. L'échantillon 14 A, voisin de 18 A quant aux résultats du compactage, a une résistance au cisaillement nettement plus faible, ce que pouvait laisser prévoir l'examen des limites d'Atterberg. Les sols argileux sont peu résistants et tendent même à se comporter comme des matériaux à cohésion pure (Echantillon 19 A). Remarquons que tous ces essais ont été effectués dans de bonnes conditions de compacité et d'humidité initiale. Dès que l'on augmente la teneur en eau et que l'on diminue l'énergie de compactage, la résistance décroît fortement, ainsi qu'on peut le constater en comparant les résultats obtenus sur les échantillons 17 A et 17 B.

Si l'on admet que le compactage en place ne pourra être fait à une teneur en eau sensiblement inférieure à la teneur en eau naturelle (difficulté du séchage des matériaux argileux) qui reste probablement forte dans des circonstances plus favorables de prélèvement, on voit qu'il est prudent de retenir, pour l'étude de la stabilité de l'ouvrage, les chiffres suivants :

Cohésion = 300 g/cm² - angle de frottement = 10°

.../...

qui représentent les valeurs minima des résistances obtenues, à l'exception de celles données par l'échantillon 19 A sous une charge de 7 kg/cm², qui apparaît vraiment pessimiste.

CONCLUSIONS

Les échantillons remaniés sont très divers.

Les sols les plus sableux ne pourront être utilisés à la construction d'un noyau étanche que s'ils sont mélangés aux sols argileux par des moyens d'extraction, de répandage et de hersage appropriés. Il serait cependant intéressant de déterminer la valeur de la perméabilité de ces sols sableux; les essais correspondants sont en cours.

Les teneurs en eau naturelles sont nettement plus fortes que la teneur en eau correspondant à l'optimum des courbes de compactages. L'écart est toutefois probablement plus faible qu'il ne paraît; les échantillons ayant été prélevés au début de la saison des pluies.

Il faut rappeler que, de toute façon, il est souhaitable de compacter un noyau mince à une teneur en eau supérieure à l'optimum Proctor de façon à réduire le tassement du noyau, à augmenter sa plasticité et, par conséquent, à diminuer les risques de fissuration de ce noyau.

Mais il est bien évident qu'il faut que la teneur en eau ne soit pas trop forte, de telle sorte que le compactage reste aisé, ce que l'on peut admettre, les teneurs en eau naturelles étant toujours nettement inférieures à la limite de liquidité et peu supérieures à la limite de plasticité. La facilité du compactage ne pourra cependant être vérifiée que par des essais sur place, en vraie grandeur avec des rouleaux de différents types.

ETUDE DES ECHANTILLONS DE SABLE

(Rapport du 26.2.1953, sauf pour les granulométries des sables gris qui figurent dans le rapport du 30.3.1953)

NATURE

Les sables de Fomi sont des sables à gros éléments, très uniformes d'aspect. Ils renferment souvent des nodules bruns relativement friables dont l'analyse chimique a montré qu'ils étaient composés principalement d'oxyde de fer (41,2 %), de silice (27,45 %) et d'alumine (16,55 %). Il faut noter qu'au cas où ces nodules s'écraseraient sous le poids du remblai, il n'en résulterait aucun dommage car leur proportion est faible. Ce fait ne pourrait qu'améliorer la compacité des massifs de sable au prix d'un très léger tassement.

GRANULOMETRIE

Tous les sables étudiés sont caractérisés par leur uniformité (voir graphique XII); ils sont très bien calibrés, le pourcentage de vides sera donc relativement fort, la perméabilité élevée et la densité sèche assez faible. Une granulométrie étendue serait donc préférable. On peut essayer de classer ces sables d'après la forme et la position des courbes granulométriques. Mais les résultats des essais n'ont révélé aucune correspondance valable entre ces classes et les caractéristiques mesurées.

Les sables gris ne se distinguent guère des sables roux; si ce n'est pas une différence de couleur d'ailleurs très faible. Ils ont toutefois des courbes granulométriques relativement plus étendues que celles des sables roux.

.../...

Les sables du Niger ont des courbes granulométriques qui restent situées à l'intérieur de la zone granulométrique des sables du Niandan (voir graphique XIII). Les sables du Niger, dont l'utilisation avait été envisagée pour la constitution des filtres du noyau ne présentent donc pas d'intérêt; ils ne sont pas assez fins et leur exploitation serait coûteuse (distance de transport trop grande). Les filtres fins seront donc constitués, soit par tamisage des sables du Niandan, soit par concassage et criblage du granit.

DENSITES

Les densités ont été mesurées suivant les normes empiriques généralement employées pour ces matériaux. On a ainsi défini une densité minima correspondant à un sable sec déversé, et une densité maxima correspondant à un sable saturé vibré. Il est difficile d'obtenir toujours la même densité dans les mêmes conditions, surtout avec un sable uniforme qui se range mal. La dispersion des résultats reflète cette difficulté, mais les moyennes donnent une idée correcte de ce que l'on pourra obtenir en grande masse. Les résultats sont les suivants :

Densité sèche minima : de 1,44 à 1,64 - moyenne 1,51
Densité sèche maxima : de 1,68 à 1,80 - moyenne 1,75

Connaissant le poids spécifique $d = 2,67$, on peut en déduire la porosité (rapport du volume des vides au volume total) et la densité humide dans le cas d'une saturation parfaite. On obtient ainsi :

Porosité maxima : de 46 à 39 % - moyenne 43 %
Porosité minima : de 37 à 32 % - moyenne 34 %
Densité humide minima : de 1,90 à 2,02 - moyenne 1,94
Densité humide maxima : de 2,05 à 2,12 - moyenne 2,09

.../...

PERMEABILITES

Les perméabilités sont relativement ~~pour inf~~ faibles par le serrage du sable. Elles varient de 2 à 9.10^{-2} cm/s; ce qui est très faible pour un tel sable.

CISAILLEMENTS DIRECTS

Un premier groupe d'essais a été effectué à deux densités différentes; mais si la densité minima peut être assez bien reproduite dans la boîte de cisaillement, la densité maxima, par contre, est difficile à obtenir.

Les résultats des cisaillements concernant les densités maxima sont assez bien groupés, la résistance en fin de cisaillement correspond à un angle de 29° environ et la résistance maxima à un angle d'au moins 33° (Graphique III).

Les résultats sur les échantillons à faibles densités sont plus dispersés; les courbes de résistances présentent toujours un maxima, mais il est peu marqué. La résistance en fin de cisaillement est parfois très faible et correspond à un angle de l'ordre de 20° ; ces derniers résultats sont toutefois très discutables car il est difficile de réaliser un bon remplissage de la boîte de cisaillement avec du sable simplement déversé.

Les autres échantillons ont été cisailés à la densité maxima. On remarquera que les densités obtenues sont beaucoup plus fortes que celles réalisées au cours des cinq premiers essais. L'échantillon 28 a même une densité nettement supérieure à la densité maxima obtenue lors des essais de densité; il est vrai que la mesure de la densité initiale de l'éprouvette cisailée doit être considérée comme approximative, la mesure dans la boîte de cisaillement ne permettant pas une grande précision; toutefois il demeure certain que le serrage réalisé dans la 2ème série d'essais est supérieur à celui obtenu dans la première série. Les résistances au cisaillement sont en conséquence (graphique IV) nettement plus fortes. Les résultats sont bien groupés sous des charges normales de

.../...

1 à 3 kg/cm², assez dispersés sous 5 kg/cm². Il se peut que cela provienne d'une insuffisance de l'appareillage mal adapté à des charges aussi fortes, les essais classiques de laboratoire se faisant sous 1, 2 et 3 kg/cm² de charge normale.

La résistance en fin de cisaillement est représentée correctement par la relation $R = N \operatorname{tg} 29^\circ$; il est plus difficile de choisir l'angle correspondant à la résistance maxima; il nous semble prudent de ne pas dépasser la valeur de 35° pour l'angle de frottement interne maximum.

ESSAI TRIAXIAL

Malgré l'intérêt de ce type d'essai, un seul essai triaxial a été effectué (sur l'échantillon 12) car la réalisation en est longue et délicate. Mais il serait utile d'envisager une étude plus poussée des sables à l'appareil triaxial sous forme de cisaillements à déformation contrôlée sur des éprouvettes de diverses densités, avec étreinte latérale constante ou volume constant.

La densité initiale des éprouvettes était de 1,57, donc inférieure à la densité maxima réalisée dans l'essai de cisaillement direct (1,60) et très inférieure à la densité maxima obtenue lors des essais de densité (1,74). Si l'on trace les cercles de Mohr de rupture, on voit que l'on peut mener par l'origine une tangente commune aux 3 cercles correspondant à des étreintes de 2, 3 et 4 kg/cm² (graphique V). Le cercle correspondant à une étreinte de 1 kg/cm² donne une plus grande résistance; on peut néanmoins considérer cet essai comme très satisfaisant, d'autant plus que l'on ne peut espérer obtenir 4 éprouvettes rigoureusement identiques entre elles. Il donne pour l'angle de frottement interne maxima une valeur de 34° ; c'est un peu moins que ce qu'on avait obtenu en cisaillement direct pour la densité 1,60; mais la concordance reste excellente.

.../...

CONCLUSIONS

Il y aura intérêt à donner au sable sa densité maxima, quitte à compléter la mise en place hydraulique par un compactage (engins vibrants, rouleaux à pneus ou simples tracteurs). Dans ces conditions, on pourra adopter pour le projet les caractéristiques suivantes :

densité sèche = $1,75 \text{ Tm/m}^3$
densité humide = $2,10 \text{ Tm/m}^3$
angle de frottement interne maximum = 35°
angle de frottement interne minimum = 29°

quant au chiffre trouvé pour la perméabilité $5 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$,
il devra être vérifié

CONCLUSION: GENERALE

I - FONDATION

Avant de passer à l'exécution, quelques prélèvements et essais supplémentaires seront nécessaires (notamment des essais de compressions simples). Les valeurs des résistances au cisaillement retenues pour l'établissement du projet sont du côté de la sécurité et un plus grand nombre de résultats permettrait probablement de choisir des chiffres plus élevés.

Les valeurs admises sont les suivantes :

cohésion = 500 g/cm²
angle de frottement = 0
densité humide = 1,50

Il faudra vérifier les propriétés et l'étendue du matériau de la tranchée T et du puits 91, matériau très mauvais qu'il sera peut-être nécessaire de décaper complètement.

On ne peut compter sur l'étanchéité de la fondation (couches de sable, feuilletage du matériau du puits 91) et le noyau descendu jusqu'au rocher altéré sera prolongé par un voile d'injections.

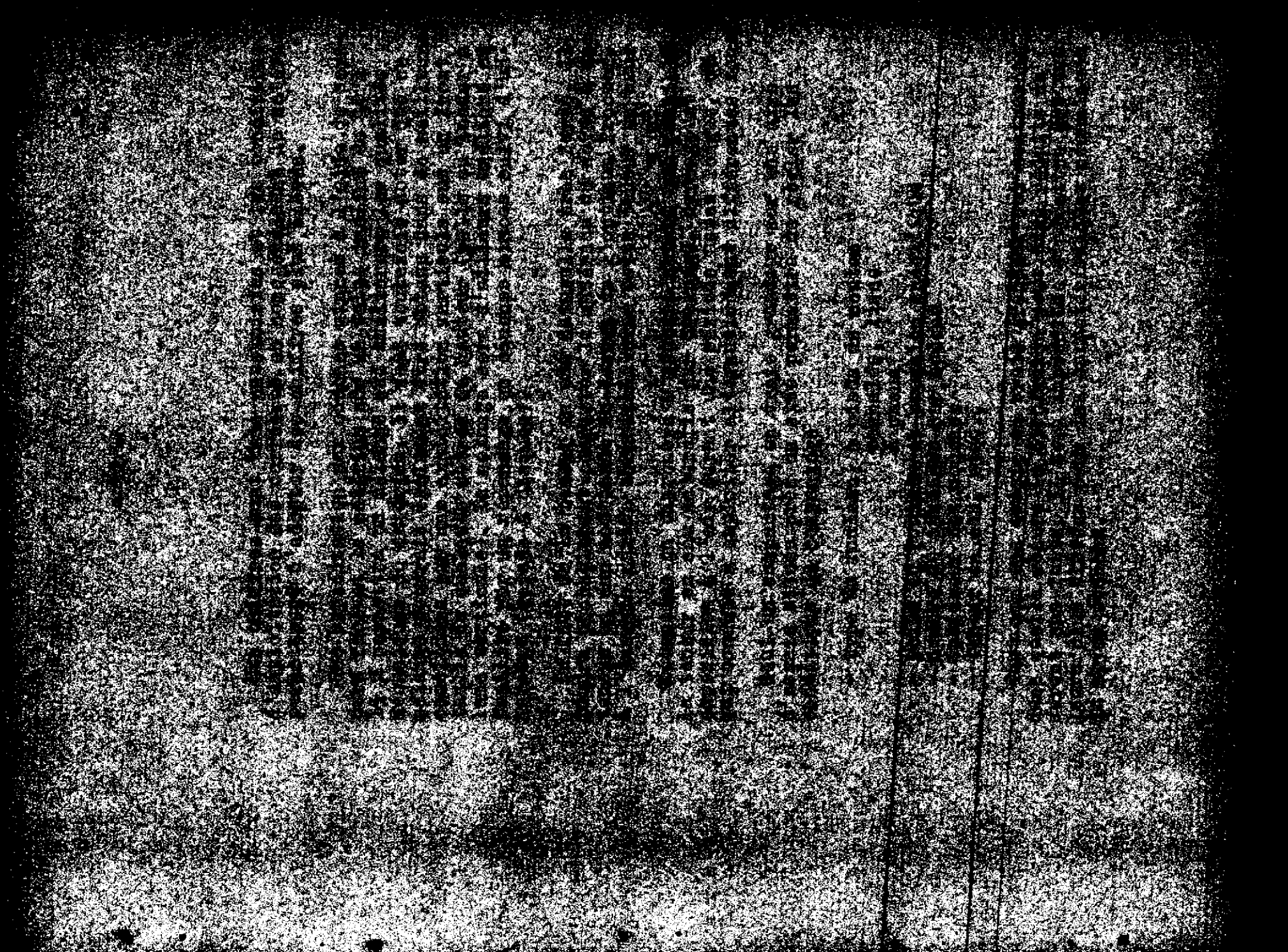
II - NOYAU

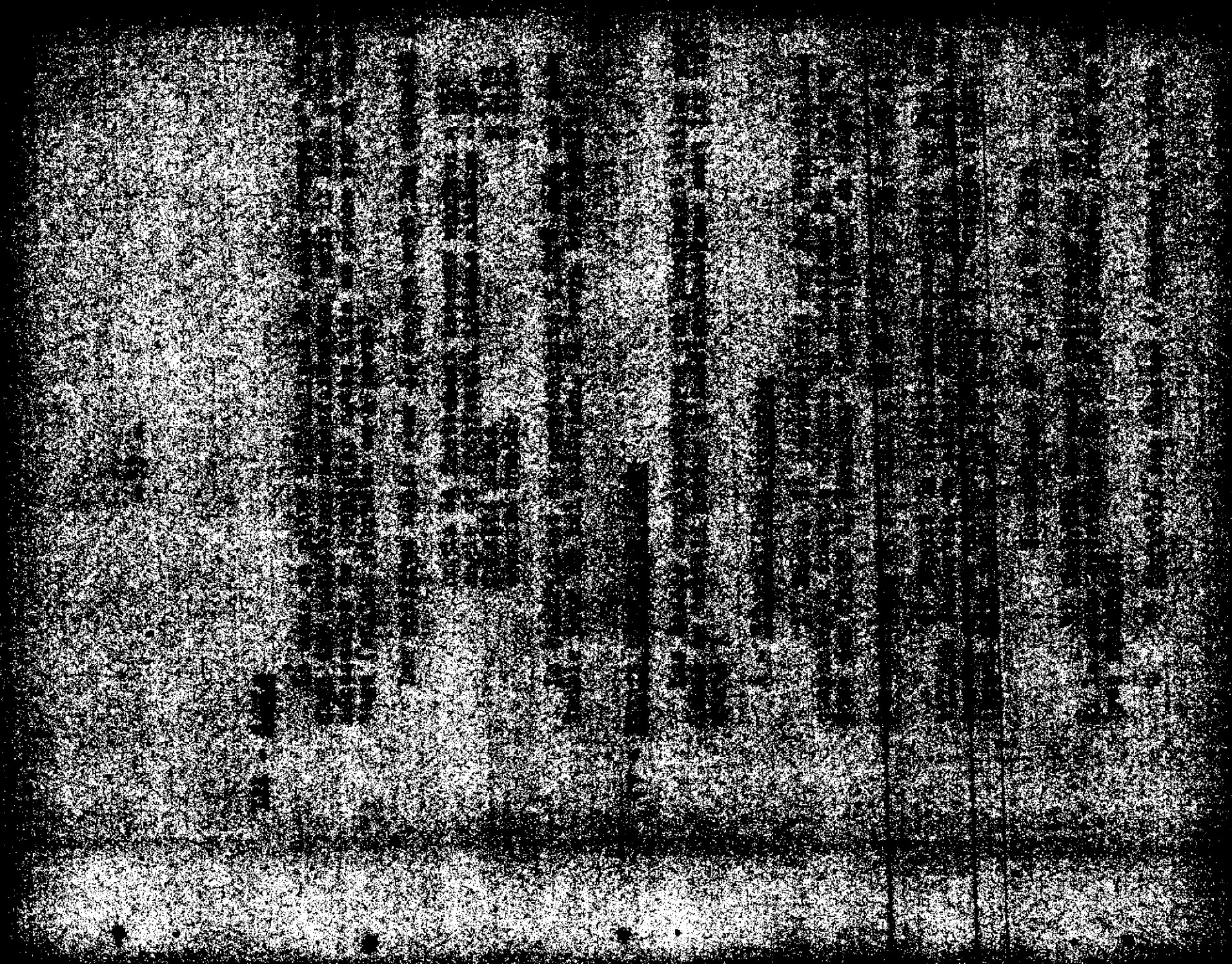
Le matériau est très hétérogène. Les valeurs minima choisies pour le calcul de la stabilité de la digue sont les suivantes :

cohésion = 300 g/cm²
angle de frottement = 10°
densité sèche = 1,75

Le coefficient de perméabilité du noyau peut être admis égal à 10⁻⁹ cm/s.

.../...





3 - Echantillons Antacids

1) Mesure de viscosité non consolidée, rapide, sans une pression normale de 7 kg/cm², sur tous les échantillons disponibles.

2) Mesure de viscosité consolidée très lent sur les échantillons 1 et 3.

3) Mesure de compressibilité avec gonflement instantané sur l'échantillon 3.

4) Mesure du poids spécifique sur les échantillons 1, 2, 3 et 4.

5) Analyse chimique à un échantillon de poids 100 g.

4 - Antacids

Mesure triaxiale (à volume constant pour diverses densités de cisaillement en place).

Mesure de la perméabilité 1 - 3 - 16 - 25

11324

REGULARISATION DU NIGER

SAURAGE IN FINE
SUR LE FLUVIUM

CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES

SERVICE

S O M M A I R E

I - INTRODUCTION

II - LES SITES

III - LES MATERIAUX : a) Les enrochements

b) Le sable

c) L'argile

IV - LE BARRAGE ET LES DIGUES ANNEXES

V - LES OUVRAGES REGULATEURS :

a) Evacuateur de crues

b) Ouvrage de restitution

VI - AVANT-METRE

I - INTRODUCTION

Dans le présent dossier, seront présentées les caractéristiques essentielles du projet du barrage de Fomi, caractéristiques qui n'ont d'ailleurs qu'un caractère provisoire, certaines d'entre elles étant susceptibles d'être modifiées à la lumière des résultats des essais de laboratoire actuellement en cours d'achèvement.

Néanmoins, les modifications éventuelles (les résultats encore partiels du laboratoire n'ont pas permis de fixer de façon définitive tous les détails de la coupe-type de la digue), ne risquent certainement pas d'entraîner un remaniement du principe de la solution adoptée. C'est donc essentiellement ce principe qui sera exposé dans ce court dossier. Les données topographiques, géologiques et hydrologiques du site de Fomi sont maintenant bien connues et la prospection des carrières de matériaux (enrochements, sable, argile) est assez avancée pour que le projet puisse être décrit dans ses grandes lignes.

.../...

bordé sur la rive gauche par une plaine d'inondation d'environ 400 m. de large à la cote (364,50) environ (voir plans GUI 3797 et 3798). Cette plaine s'étend jusqu'au pied d'une colline culminant à la cote (432) et formant l'appui rive gauche du barrage. Sur la rive droite, le relief s'élève tout de suite jusqu'au sommet de la colline formant l'appui rive droite (410). La largeur de la vallée à la cote (398,00) est d'environ 1125 m. La vallée du fleuve est creusée dans des roches vertes très métamorphosées (séricitoschistes et amphibolites) altérées en surface en schistes feuilletés, très argileux ("schistes-carton") faisant place progressivement, en profondeur, à une roche peu altérée mais très fissurée avant d'atteindre la roche saine et compacte.

Sur la rive gauche, ces roches vertes, altérées sur une épaisseur de 2 à 7 m., sont recouvertes par un manteau d'argiles alluvionnaires diverses dont l'épaisseur varie de 4 à 8 m. En certains points déprimés, ces argiles sont recouvertes d'une couche superficielle de terre noire organique (poto-poto). Interposée entre ces argiles et la roche verte altérée, on rencontre une mince couche à peu près continue de sable, graviers et galets (épaisseur entre 0,50 m et 1 m). Au point le plus haut, à quelques

.../...

dizaines de mètres du lit mineur, la roche verte compacte est située à une dizaine de mètres sous le terrain naturel de la plaine alluviale.

La pente de l'appui rive gauche est recouverte par une mince carapace de latérite et d'argile latéritique (2 à 4m) et fait place au-dessus de la cote (380) à un affleurement de schistes-carton dont l'épaisseur varie entre 10 et 12 m.

Le lit mineur entaillé dans les argiles qui, sur la rive gauche, tiennent en falaises presque verticales de 5 à 6 m. de hauteur (indice d'un matériau de forte cohésion, très argileux), est constitué par des sables roux ou gris, très peu argileux dont la puissance varie entre 2 et 5 m., reposant sur une couche de galets et graviers. Au-dessous, on trouve le schiste altéré avant d'atteindre la roche verte compacte. Il faut noter qu'un affleurement de microgranit apparaît en basses eaux dans le fleuve, mais les sondages n'ont pas permis de vérifier l'existence à faible profondeur, d'un massif granitique étendu. Bien que deux sondages aient rencontré le microgranit, il semble qu'il s'agisse là de filons de faible puissance.

L'appui rive droite est presque entièrement latéritisé. Sous une carapace latéritique dure de 2 m. d'épaisseur, environ, on rencontre une couche de latérite "franche" de

.../...

2 à 5 m., recouvrant elle-même une couche d'argile latéritique pouvant atteindre 10 m. d'épaisseur. Sous ces formations latéritiques complexes, on trouve, avant de rencontrer la roche verte compacte, près de 8 m. de schiste "carton" et à peu près autant de schiste altéré.

Sur la rive droite, un col à la cote (386) devra être fermé par une digue auxiliaire d'environ 175 m. de longueur à la cote (398). La fondation y est constituée par une croûte d'environ 8 à 10 m. de schiste "carton" surmontant 7 à 8 m. d'un schiste altéré au-dessous duquel se trouve la roche saine.

Sur la rive gauche, un petit col à la cote (393) devra être barré par une petite digue d'environ 90 m. de longueur à la cote (398). La fondation est formée par la roche verte altérée.

Enfin, à 12 km à l'ouest de Balan, existe un col dont la cote moyenne est de (391,20) et dont la longueur est d'environ 1300 m. Une cuirasse latéritique plus ou moins démantelée en gronaille repose sur de l'argile latéritique et est recouverte de poto-poto dans les parties les plus déprimées.

.../...

La fondation du barrage principal est, comme on voit, très complexe et l'importance des formations argileuses et latéritiques suffit à condamner tout barrage en béton, à cause notamment de la faiblesse de la rive droite où il faudrait aller chercher l'appui rocheux sain et compact à près de 30 m. de profondeur.

Par contre, cette fondation, au prix d'un certain nombre de précautions destinées à éviter, et les glissements et les fuites ou renards, convient parfaitement à un barrage en terre qui, à l'opposé d'un barrage en béton, peut s'adapter aux tassements du terrain.

.../...

III - LES MATERIAUX

Le profil d'un barrage en terre dépend non seulement des caractéristiques de la fondation mais aussi du volume et de la qualité des matériaux disponibles à proximité immédiate du site.

Quels sont ces matériaux :

a)- Les enrochements -

Du point de vue minéralogique, les roches pouvant convenir à la constitution d'enrochements que l'on rencontre à proximité du site, sont des amphibolites, des dolérites et des microgranits ou rhyolites.

Sur la rive gauche, on trouve dans l'éperon du Kenie-mankourou, à 1500 m. du barrage, une série de filons de microgranit, de pegmatite ou rhyolite qui truffent la colline de schiste, mais dont l'épaisseur est trop faible pour qu'ils soient économiquement exploitables. Peut-être sont-ils issus d'un même massif de microgranit, mais à quelle profondeur ce dernier se trouve-t-il ?

.../...

Quoi qu'il en soit, il ne semble pas qu'il y ait possibilité d'ouvrir économiquement une carrière dans cette colline (découverte très importante, accès difficile).

Sur la rive droite, par contre, le gisement de Morini-maya, situé à 3 km du site, se présente mieux, et par l'importance et par l'accès.

On trouve là de beaux affleurements d'un microgranit intrusif, sain et compact, visible sur une hauteur de 40 à 50 m. et dont la puissance varie entre 5 et 30 m. Les affleurements d'une exploitation relativement facile, règnent sur une longueur de 800 m. Malheureusement, les sondages effectués ont montré qu'il s'agissait, là aussi, de filons et non d'un batholite s'élargissant en profondeur.

Néanmoins, il semble que l'on puisse disposer, dans cette carrière, au prix d'une découverte relativement importante, d'environ 500.000 m³ de granit. Par surcroît, il convient de signaler que la roche verte encaissante convient parfaitement à la constitution de massifs d'enrochements.

Dans ces conditions, il ne semble pas aventuré de compter que l'on pourra extraire de cette carrière un volume total d'enrochements d'au moins un million de m³ (granit et amphibolite) mais à un prix unitaire relativement élevé.

b)- Le sable

Les sondages effectués dans le lit du Niandan sur une longueur de 3 km à l'amont et à l'aval du site, ont permis de vérifier qu'il existe en abondance un sable d'excellente qualité.

Sur une profondeur qui varie entre 2 et 5 m, on rencontre un sable grenu de granulométrie très étroite (80 % entre 0,5 et 2 mm) roux ou gris, très propre, mélangé parfois à de petits nodules ferreux ou à de petits galets, sans proportion appréciable d'argile (le sable roux, généralement en surface, correspond à des apports plus récents et provient certainement de l'érosion des chaînons granitiques que le fleuve traverse à une centaine de km environ à l'amont du site, mais le sable gris et le sable roux possèdent sensiblement les mêmes caractéristiques). On dispose donc là, en quantité illimitée, d'un matériau remarquable par son homogénéité et sa stabilité (cohésion nulle, angle de frottement interne $> 37^\circ$, densité humide ≈ 2 , densité sèche $\approx 1,7$). Si l'on se limite aux portées économiques d'une grosse drague suceuse, c'est plus de 3 millions de m³ de sable que l'on peut tirer de la rivière, sans reprise. Encore faut-il remarquer que ces sables se renouvelle-

.../...

raient très certainement, dans la limite d'emprise des dragues, à la faveur des crues annuelles du fleuve.

Il y a donc là des conditions d'exploitation des sables exceptionnellement favorables qui font penser que l'on a intérêt à utiliser au maximum ce remarquable matériau. Il convient d'ailleurs de signaler que l'exploitation pourra être faite soit à l'aide de dragues suceuses, soit à l'aide de pompes à sables.

c)- L'argile -

On dispose sur la rive gauche, sur 600 m. de largeur et 1500 m. de longueur, d'un manteau d'argiles alluvionnaires, épais de 4 à 8 m. Le cube exploitable est donc suffisant pour que l'on puisse envisager la construction d'un barrage en terre homogène, constitué avec ce seul matériau, le parement amont étant simplement protégé par des enrochements. Mais du fait du climat de la région de Fomi, ce matériau argileux ne peut être mis en place et compacté dans des conditions satisfaisantes, que pendant les cinq mois de la saison sèche. Le nombre des campagnes de construction et par conséquent le prix de l'ouvrage seraient accrus dans des proportions appréciables.

.../...

Par ailleurs, ces argiles contenant de 20 à 65% d'argile (inférieure à 5 μ) sont très plastiques (indice de plasticité compris entre 20 et 40). Aussi possèdent-elles des caractéristiques physiques peu favorables à la stabilité (les résultats partiels de laboratoire obtenus jusqu' alors donnent une cohésion de 300 g/cm² environ et un angle de frottement interne de 10°, densité humide ≈ 2). En conséquence, les talus devraient être très doux (de l'ordre de 5/1 à 7/1) et, étant donné la difficulté de mise en place de ces terres, un tel ouvrage serait extrêmement coûteux.

Par contre, utilisées sous forme de noyaux minces, ces argiles n'intéressent pas la stabilité de l'ouvrage, qui dépend à peu près uniquement de la stabilité de la fondation et de celle des massifs latéraux. En outre, leur coefficient de perméabilité très faible permet d'obtenir, avec une petite épaisseur, une excellente étanchéité de la digue. Enfin, dans un noyau mince, les pressions hydrostatiques internes (pressions interstitielles ou "pore pressures") dues à la consolidation du remblai et à la charge de la retenue peuvent se dissiper plus facilement..

Par ailleurs, la stabilité du noyau mince n'intervenant pratiquement pas dans la stabilité d'ensemble de la digue, les pressions internes qui pourraient subsister dans le noyau ne sont pas dangereuses. De ce fait, les tolérances

à observer quant à la teneur en eau des argiles à la mise en place, seront beaucoup plus larges dans le cas d'un noyau mince. Il suffira de maintenir la teneur en eau au-dessus de celle correspondant à l'optimum des courbes de compactage Proctor, dans la limite pratique d'utilisation des rouleaux à pieds de mouton (alors que pour une digue homogène la teneur en eau devrait être comprise entre deux limites très voisines encadrant l'optimum Proctor). Cette façon de procéder présente de nombreux avantages: réduction du gonflement du noyau à la saturation, accroissement de sa plasticité permettant une bonne adaptation du noyau aux déformations dues aux tassements différentiels, amélioration de l'homogénéité du compactage.

Par dessiccation, ces argiles risquent de présenter des fissures de retrait pouvant créer des chemins de percolation dangereux. Il faudra donc donner au noyau mince une épaisseur suffisante (égale à 25 ou 30 % de la charge hydrostatique) et l'encadrer de filtres de sable fin qui colmateront les fissures qui pourraient se produire.

Toutes ces raisons conduisent à utiliser ces argiles alluvionnaires dans un noyau mince compacté encadré de filtres assez épais.

.../...

IV - LE BARRAGE ET LES DIGUES ANNEXES

Compte tenu de la qualité des matériaux disponibles et de la nature de la fondation, on pouvait hésiter entre un barrage en enrochements avec noyau étanche en argile et un barrage en sable avec noyau étanche également en argile; le barrage en terre homogène étant éliminé en raison de la faible durée de la saison sèche et de la nature très argileuse des terres disponibles.

Dans ces conditions, le choix s'est porté sur un barrage en sable avec noyau étanche en argile pour les raisons suivantes :

1) - La différence entre les prix du m³ de sable et d'enrochements en place est telle (sans doute de l'ordre de 1 à 5) qu'elle permet un adoucissement important des talus du barrage en sable, tout en faisant un ouvrage nettement plus économique qu'une digue en enrochements

2) - Dans l'état actuel des reconnaissances des carrières d'enrochements, le cube d'enrochements de qualité, économiquement disponible, semble insuffisant à la construction d'un barrage en enrochements (il manque sans doute près d'un million de m³).

.../...

3) - Les premiers résultats des essais de laboratoire indiquent que la couche d'argile de la plaine alluvionnaire de la rive gauche est insuffisamment consolidée pour pouvoir supporter le poids d'un massif d'enrochements, sauf à adoucir les talus jusqu'à obtenir des talus aussi plats que ceux du barrage en sable (caractéristiques de la fondation: cohésion $\neq 700$ g/cm², angle de frottement pratiquement nul, densité humide $\neq 2$).

Dans ces conditions, le barrage devra être constitué de la façon suivante (voir plan GUI 3754) :

- Au centre, un noyau en argile, compactée par couches de 15 à 20 cm, au rouleau à pieds de mouton. Ce noyau de 4 m. d'épaisseur en crête est symétrique et s'épaissit vers la base (fruit amont et aval 0,35/1). Le noyau symétrique permet d'améliorer la stabilité de l'ouvrage et entraîne une réduction du volume de remblai. En effet le talus naturel du sable avec écoulement d'une nappe affleurante (eaux d'apport de la drague ou ruissellement des pluies) est de 3/1. Dans ces conditions, si l'on suppose le massif de sable exécuté à l'avance, le noyau compacté contre le talus amont de ce massif aurait une inclinaison de 3/1. Il constituerait alors un plan privilégié de glissement qui devrait être chargé fortement vers l'amont pour éviter une rupture.

.../...

Afin d'éviter des cheminements privilégiés à travers les couches de sable ou gravier de la fondation, le noyau sera descendu jusqu'au contact des schistes "carton" ou des schistes altérés sur la rive droite comme sur la rive gauche.

Un voile d'étanchéité sera réalisé à travers ces schistes, par injections sous le poids d'un petit massif en béton. Des filtres seront disposés localement au contact du noyau et des couches de sable de la fondation.

- De part et d'autre du noyau et sur la fondation argileuse, préalablement décapée sur une épaisseur moyenne de 0,40 m. environ (poto-poto), seront disposés des filtres de sable fin, de granulométrie étudiée, de 1,50 m. d'épaisseur minima, pour éviter tout entraînement de l'argile du noyau ou de la fondation à travers les massifs de sable (il est possible que les sables du Niger, très fins, puissent être utilisés à la constitution de ces filtres).

- Sur ces filtres, seront disposés de chaque côté du noyau, les massifs stabilisateurs en gros sable (fruits amont et aval 3/1).

- Les talus seront protégés par des enrochements, plus importants à l'amont pour tenir compte du phénomène de vidange brusque.

- Eventuellement, on disposera des puits filtrants à l'aval, en fonction des résultats des injections, pour contrôler les fuites à travers la fondation, celles-ci pouvant provoquer des renards dangereux.

- Enfin, les pieds des talus amont et aval seront chargés avec des massifs de tout-venant (déblais latéritiques, schistes, etc...) pour améliorer la sécurité de l'ouvrage.

Dans ces conditions, il a été vérifié, par les épures de stabilité classiques, que les coefficients de sécurité des cercles critiques de glissement satisfaisaient aux normes habituelles. Les valeurs de ces coefficients sont en effet les suivantes :

- Talus aval à la fin de la construction : 1,5
- Talus amont à la fin de la construction : 1,5
- Talus amont après une vidange brusque : 1,3

Il convient de noter que certains de ces résultats pourront faire l'objet de légères modifications, l'interprétation des essais de laboratoire n'étant pas achevée. Il se peut que les résultats complets conduisent à modifier quelque peu les hypothèses (cohésions, angles de frottement, densité).

Il faut signaler qu'au contact de l'ouvrage central en béton, le profil de la digue est modifié. Les talus

ont été raidis jusqu'à 2/1 pour réduire la longueur des murs de soutènement, en augmentant progressivement l'épaisseur des enrochements jusqu'à réduire l'épaisseur des massifs de sable à celle de simples filtres (voir plan GUI 3754). Ce changement de profil sera réalisé progressivement sur une longueur de 30 m. environ, de part et d'autre de l'ouvrage central.

Le profil des petites digues des cols rive droite et rive gauche est un profil de digue en enrochements identique à celui qui est réalisé au contact de l'ouvrage central en béton .

Quant à la digue du col de Balan, elle est constituée par un massif en argile latéritique de 5 m. d'épaisseur en crête, dont les talus sont de 2,5/1 à l'amont et 2/1 à l'aval, protégé par une couche d'enrochements à l'amont et un massif de déblais tout-venant à l'aval. Un filtre horizontal est disposé sous le talus aval afin de supprimer le risque d'émergence de la ligne de saturation sur le talus aval (danger des renards) (voir plan GUI 3757).

Les caractéristiques de la digue principale sont les suivantes (voir plan GUI 3756) :

- Longueur totale développée	1160 m.
- Cote de la crête.....	398,00
- Cote de la retenue maxima.....	395,00
- Cote de la retenue normale.....	394,00

- Hauteur maxima au-dessus du sol de
fondation, environ..... 44,00 m.
- Largeur en crête 10,00 m.
- Talus amont..... 3,5/1
- Talus aval 3/1

La revanche de 3 m. prévue au-dessus des plus hautes eaux tient compte de l'effet des vagues soulevées par un vent de 150 km/Heure. Par ailleurs, elle apporte une sécurité considérable contre les risques de submersion, puisque chaque mètre de retenue au-dessus de la cote (395) représente une capacité de plus de 350 millions de m³ permettant un écrêtement très important de toute crue qui dépasserait la crue millénaire estimée, sans que cette surélévation du plan d'eau entraîne la saturation de l'évacuateur de crues.

V - LES OUVRAGES REGULATEURS

Il faut d'une part, évacuer les crues sans risque pour les ouvrages (2500 m³/s sous la cote maxima 395) et d'autre part, restituer à l'aval, quand les besoins de la navigation l'exigent, un débit d'au moins 800 m³/s sous la charge minima de la retenue utile (371,50).

Ces deux objectifs seront atteints par la construction d'un ouvrage unique en béton, disposé dans la partie centrale de la digue et constitué par un barrage poids édifié entre deux murs de soutènement maintenant les remblais de la digue. Cet ouvrage est implanté sur la rive gauche du Niandan au point où la fondation rocheuse (roche verte compacte) est la plus proche du terrain naturel (à 10 m. en amont); son axe est implanté à environ 70 m. de la berge du fleuve; ce qui permet de construire cet ouvrage à l'abri du batardeau naturel constitué par un massif d'argile de 50 m. d'épaisseur (un voile d'étanchéité, injections ou palplanches, évitera les infiltrations à travers la couche de gravier sous-jacente).

Fondés au rocher, les murs de soutènement massifs présentent un fruit vers les remblais de 3% et un fruit extérieur de 25%, leur épaisseur minima en crête est de 1,50 m. (voir plan GUI 4292). Ces murs satisfont aux conditions habituelles de sécurité (la résultante générale passe dans le tiers central et présente avec la verticale une inclinaison φ telle que $\text{tg } \varphi \leq 0,75$) compte tenu d'une poussée triangulaire des enrochements, calculée avec un angle de frottement interne égal à 37° et une densité égale à 1,55 (les enrochements parfaitement drainants ne peuvent être saturés).

Le barrage poids a été calculé en supposant une densité du béton égale à 2,40 et une sous-pression triangulaire égale aux 100 % de la charge hydrostatique (on admet très souvent de ne prendre que les 66 % de la charge hydrostatique). Dans ces conditions, on trouve également que la résultante générale passe dans le tiers central et que $\text{tg } \varphi$ présente inférieure ou égale à 0,75.

Le barrage poids est partagé en deux plots par un joint de contraction muni de lames d'étanchéité en cuivre. De même les murs de soutènement seront divisés en plots de 15 m. par des joints de contraction.

La liaison entre cet ouvrage central et la digue en terre est assurée de part et d'autre, par une clé en béton qui pénètre dans le noyau en argile. Cette clé courte

et épaisse ne peut casser. Elle présente un fruit de 10 % sur ses trois faces, permettant d'assurer par compactage vertical un bon contact béton-argile. L'expérience a montré que ce système est d'une réalisation plus simple et aussi efficace qu'un voile souple en béton armé pénétrant profondément dans la terre.

a)- Evacuateur de crues -

Il avait été envisagé d'utiliser le col de Balan (cote moyenne 391,20) pour y placer le déversoir, le débit évacué s'écoulant dans un marigot qui se jette dans le Niger après un parcours de 25 km (le débit naturel de ce marigot est insignifiant). Or, sous l'effet des débits de crues admis (2500 m³/s), des érosions régressives dangereuses se produiraient à coup sûr dans le marigot dont le thalweg, éminemment érodable, n'a pas atteint un profil d'équilibre correspondant de pareils débits.

C'est pourquoi il apparaît préférable de placer l'évacuateur sur l'ouvrage central, de façon à restituer la totalité du débit dans le lit même du Niandan.

L'évacuateur est constitué par 2 pertuis dont les seuils sont arasés à la cote (387), de 11,00 m. de large, fermés par des vannes secteur de 11,00 x 7,00 m. (voir plan GUI 4292).

Ces pertuis alimentent deux seuils déversants (de profil "Greager"), séparés par un guideau de 4,00 m. d'épaisseur. Les coursiers se relèvent à la cote (370) pour former des "sauts de ski" qui envoient la lame déversante entre les murs de soutènement après l'avoir partiellement amortie par pulvérisation dans l'air. Un tapis de protection en béton armé, ancré dans le rocher sain, évite que la lame déversante ne provoque des affouillements entre les murs de soutènement. Ce tapis est prolongé hors de l'emprise des murs de soutènement par une couche d'enrochements.

Par ailleurs, il convient d'ajouter que pour un débit de 2500 m³/s la cote du plan d'eau aval est voisine de (366,50); il y a donc amortissement de la lame déversante par un matelas d'eau de près de 12 m. de profondeur.

L'axe de la digue a été implanté en forme de Z, afin de bien axer le jet de l'évacuateur dans le lit du Nian dan, tout en réduisant les déblais du chenal de fuite (cette implantation n'entraîne pas une augmentation sensible du cube de la digue -voir plan GUI 3753).

Le débit du déversoir superficiel est évalué à l'aide de la relation classique :

$$Q = m l h \sqrt{2 gh}$$

qui pour la cote (395,00)

.../...

donne : $h = 8,00 \text{ m.}$
 $l = 7,50 \times 3 \text{ m.}$
 $m = 0,45 \text{ pour un seuil "Greager"}$

$$Q = 0,45 \times 7,5 \times 3 \times 8 \sqrt{19,6 \times 8} \neq 1000 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les vannes secteurs sont manoeuvrées par des treuils, disposés sur les piles reliées entre elles par une passerelle en béton armé.

b)- Ouvrages de restitution -

La restitution ne peut s'effectuer dans une galerie étant donné la cote du rocher compact, mais on pourrait la prévoir à travers des conduites en béton armé placées sous la digue et fondées sur le rocher sain qui se trouve sous la plaine alluviale rive gauche.

Cette solution exige un cube de béton important en raison des fortes poussées dissymétriques que l'on est en droit d'attendre sous une digue, du fait des tassements différentiels. Par ailleurs, elle exige une tour de vanage coûteuse et elle ne permet pas, comme la solution choisie, une dérivation facile de la rivière entre les murs de soutènement de l'ouvrage central exécutés avant le barrage poids.

La restitution se fait par 2 pertuis de $6,00 \times 6,60 \text{ m.}$ axés sous les pertuis du déversoir (voir plan GUI 4292).

Chacun de ces pertuis dont le seuil, à l'amont, est arasé à la cote (36I) ($2,50 \text{ m.}$ environ au-dessus du fond de la rivière), est fermé par une vanne secteur implan-

tée aussi près que possible de l'amont, afin d'éviter un cul de sac où pourraient s'accumuler des corps flottants.

Chacune des trompes d'entonnement de profil étudié pour réduire les pertes de charge est divisée en deux par une pile médiane qui permet de batardeur aisément chaque pertuis en réduisant la portée des poutrelles à batardeau.

Il faut d'ailleurs signaler qu'étant donné les dimensions des pertuis, les plus gros arbres peuvent y passer facilement, d'autant que les vannes-secteur ont l'avantage de ne pas exiger la présence de rainures où pourraient se coïncider ces corps flottants.

Ces vannes secteur sont manoeuvrées par des vérins à vis à partir de chambres de commande ménagées dans la masse du barrage-poids et auxquelles on accède depuis le couronnement à (398) par un puits vertical abâutissant à une galerie horizontale à la cote (373).

Les jets à la sortie des vidanges rattrapent par une doucine le radier à la cote (355); cette doucine est dessinée de telle sorte que le ressaut se forme hors de la section poids, sur le radier, entre les murs de soutènement.

Afin de pouvoir visiter les pertuis de vidange, des rainures à batardeau sont prévues à l'amont comme à l'aval. Ces rainures permettent de mettre à sec l'un quelconque des pertuis lorsque le plan d'eau amont est à la cote (371,50).

Quelques jaugeages, extrapolés en tenant compte de la pente moyenne et de la rugosité du lit du Niandan, ont permis de déterminer approximativement les cotes aval du plan d'eau :

$$Q = 200 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{cote aval} = 361,00$$

$$Q = 800 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{cote aval} = 363,50$$

$$Q = 2500 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{cote aval} = 366,50$$

Dans ces conditions, le débit minimum des vidanges est donné par la relation classique :

$$Q = C S \sqrt{2 gh}$$

$$S = 6 \times 4,40 \times 3 = 79,5 \text{ m}^2 \quad h = 8,00 \text{ m.}$$

Les pertuis étant de faible longueur et les formes d'entonnement bien profilées pour améliorer le coefficient de débit, on peut admettre un coefficient $C = 0,80$, d'où

$$Q = 0,80 \times 79,5 \times \sqrt{19,6 \times 8,00} \neq 800 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sous la charge des plus hautes eaux (395) le débit des vidanges est alors de :

$$Q = 0,80 \times 79,5 \times \sqrt{19,6 \times 28,50} \neq 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit total d'évacuation des crues est donc :

Evacuateur de surface + Evacuateur de fond

$$1000 \text{ m}^3/\text{s} \quad + \quad 1500 \text{ m}^3/\text{s} \quad \neq 2500 \text{ m}^3/\text{s}$$

En ce qui concerne l'évacuation des crues, il faut signaler qu'un déversoir de sécurité pourrait être aménagé sur le col de Balan. Une digue fusible de 100 m. de long,

.../...

arasée à la cote (396,50), serait construite sur un revêtement en béton arasé à la cote (394), et encadrée par deux digues latérales arasées à la cote (398) et séparées de la digue fusible par des bajoyers en béton (voir plan GUI 3757). Cette digue fusible serait implantée sur la carapace latéritique qui affleure en plusieurs points du col de Balan.

De cette façon, dans le cas d'une crue catastrophique dépassant sensiblement le débit de la crue millénaire, on disposerait d'une capacité d'amortissement supplémentaire de plus de 500 millions de m³ entre les cote (395) et (396,50) (crête de la digue fusible). Si, malgré l'écrêtement qui en résulterait, le débit continuait à croître (hypothèse très peu probable: on évacue sous la charge correspondant à la cote (396,50) près de 2800 m³/s), la digue fusible serait submergée et détruite et il passerait par ce déversoir de secours un débit supplémentaire de 600 m³/s portant le débit total évacué à 3400 m³/s, correspondant à un débit de pointe de l'ordre de 4500 à 5000 m³/s, compte tenu de l'écrêtement dû à une surélévation du plan d'eau de la cote (394) à la cote (396,50) (capacité d'amortissement totale de près de 900 millions de m³).

On voit donc que la protection contre les risques de crues serait dans ces conditions absolument complète en dépit des incertitudes hydrologiques inévitables. Il semble même que l'on pourrait se passer de ce déversoir de sécurité étant donné la revanche de la digue au-dessus de la retenue normale ($398 - 394 = 4$ m.), quitte même à araser la digue du col de Balan 1 à 2 m. plus bas (397 ou 396).

Il convient d'ajouter que toutes les vannes (de surface et de fond), d'une grande sécurité, peuvent être manoeuvrées à main. En outre, elles sont commandées par des moteurs électriques alimentés par un groupe électrogène Diésel disposé dans une chambre ménagée à la cote (395) dans l'axe de la digue, dans l'un des bajoyers latéraux. On accède à cette chambre par le puits d'accès aux chambres de manoeuvre des vannes de vidange. Un groupe de secours est prévu.

VI - AVANT METRE

En annexe, un avant-métré approximatif a été dressé sur la base des plans joints à ce dossier.

Ce métré indique simplement l'importance des travaux principaux afin de permettre d'obtenir dès maintenant un ordre de grandeur du coût des ouvrages.

11324

REGULARISATION DU NIGER

BARRAGE DE FOMI

sur le

NIANDAN

ESTIMATION

Février 1953

11324

REGULARISATION DU NIGER

BARRAGE DE FOMI

sur le

NIANDAN

Avant - Métré Sommaire

Février 1953

BARRAGE DE FOMI

Avant - Mètre Sommaire

I) DIGUE PRINCIPALE

Argile compactée.....	(en élévation (en tranchée	400.000 m3 180.000 m3
Filtres du noyau (sable fin)		180.000 m3
Filtres horizontaux (sable fin)		250.000 m3
Filtres sous les enrochements (gravillon)		100.000 m3
Sable tout venant		1.850.000 m3
Enrochements de protection		450.000 m3
Massifs en tout venant		450.000 m3
Décapage superficiel (épaisseur < 1,00m)		75.000 m3
Excavation de la tranchée para fouille		180.000 m3

III) DIGUES ANNEXES

Argile compactée	15.000 m3
Filtres des noyaux (sable fin et gravillon)	5.000 m3
Enrochements en vrac	35.000 m3

.../...

IV) DIGUE DE BALAN

Argile latéritique compactée	160.000 m ³
Filtre horizontal (sable fin)	30.000 m ³
Filtres sous les enrochements (sable fin et gravillon)	10.000 m ³
Enrochements de protection	20.000 m ³
Massif en tout-venant	15.000 m ³
Décapage superficiel (épaisseur < 1,00 m.)	16.000 m ³

V) DEVERSOIR DE BALAN

Béton massif (seuil et guideaux latéraux)	3.000 m ³
Argile compactée de la digue fusible	8.000 m ³

II) OUVRAGE CENTRAL EN BETON

Déblais rocheux	6.000 m ³
Déblais dans les alluvions	200.000 m ³
Excavation du chenal de dérivation provisoire dans les alluvions:	
à l'amont	140.000 m ³
à l'aval :	210.000 m ³
Béton massif:	
Mur de soutènement amont	21.000 m ³
Mur de soutènement aval	14.000 m ³
Massif poids	37.000 m ³
Revêtement du radier aval	2.500 m ³
Béton armé	1.500 m ³

.../...

Coffrages plans	30.000 m2
Coffrages pour béton armé	1.000 m2
Coffrages courbes	1.800 m2
Aciers pour béton armé	250 t.
Enrochements de protection	5.000 m3

VI) INJECTIONS

Surface du voile	18.000 m2
------------------	-----------