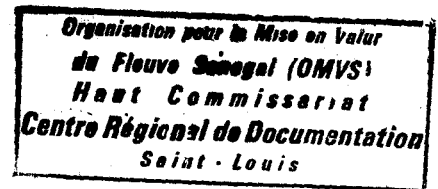


10172

BARRAGE DE DIAMA
ENDIGUEMENTS RIVE GAUCHE



RAPPORT PROVISOIRE DE MISSION D'EXPERTISE
RELATIVE A L'AVENANT N° 3

OBJET :

Dans le cadre de l'avenant n° 3 au marché 685/25 du 26 novembre 1991, une première mission d'expertise a été effectuée sur place, du 22 mars 1995 au 11 avril 1995, par Monsieur Gilbert MARTIAL, ingénieur du GERSAR.

Le présent rapport fait le point des études réalisées au cours de cette première mission. Ces études concernent :

- la méthodologie de mise en oeuvre des matériaux de remblai sur le tronçon PK 0 - PK 31,5
- la protection du parement amont de la digue de fermeture en rive droite
- réhabilitation de l'ouvrage de TIENG
- étude de la protection des points bas entre DIAMA et le PK 0.

Ce présent rapport sera complété ultérieurement lorsque toutes les études actuellement en cours, dans le cadre de l'avenant n° 3, seront terminées.

BARRAGE DE DIAMA
ENDIGUEMENT RIVE GAUCHE

METHODOLOGIE DE MISE EN OEUVRE DES MATERIAUX DE REMBLAI

SUR LE TRONCON PK 0 - PK 31,5

TRONÇON PK 0 - PK 31,5

AIRES D'ESSAIS DE COMPACTAGE

CONDITIONS DE MISE EN OEUVRE DES MATERIAUX DE REMBLAIS

Le présent rapport fait le point des résultats des aires d'essais réalisées les 24 et 28 Mars 1995. Il a pour objet de définir les conditions de mise en oeuvre des matériaux entre le tronçon PK0 et l'ouvrage de CAIMANS (PK 31,5).

1. LES MATERIAUX D'EMPRUNTS

17 zones d'emprunt ont été reconnues tout au long du tracé (numéros d'emprunt : 56 à 76). Il ressort des études géotechniques réalisées sur ces matériaux d'emprunt que :

- . Le pourcentage de matériaux passant à la maille de 0,08mm est de l'ordre de 98% en moyenne,

- . Les teneurs en eau naturelles mesurées sont comprises dans une fourchette allant de 7,5% à 11,9%. Ces valeurs sont malgré tout sujettes à changement en fonction de la période de prélèvement,

- . Avec des limites de liquidité de l'ordre de 44% et un indice de plasticité de l'ordre de 24%, il s'agit de sols moyennement plastiques,

- . Les essais proctors réalisés conduisent à des valeurs de la densité optimale relativement faibles et comprises entre 1,53 et 1,73 avec des valeurs de la teneur en eau optimale allant de 15% à 21,4%.

On peut donc constater que ces matériaux sont sensiblement différents de ceux rencontrés à l'amont :

- . Il s'agit de matériaux plus fins et plus plastiques.

- . les densités optimales obtenues au compactage sont moindres.

- . Les teneurs en eau optimales sont largement supérieures aux teneurs en eau in situ.

On est donc en présence de matériaux plus fins et plus plastiques, de moindre aptitude au compactage qui nécessite beaucoup d'attention pour leur mise en oeuvre en particulier au niveau de la teneur en eau qui sera l'élément prépondérant.

2. LES AIRES D'ESSAIS

Deux aires d'essais ont été réalisées :

- La première le 24 Mars 1995 à partir de l'emprunt n°58 situé entre les PK 24,15 et 23,50,
- La seconde le 28 Mars 1995 avec les matériaux de l'emprunt n°59 situé entre les PK 24,8 et 26,2.

2.1. Aire d'essais du 24 Mars 1995

Les matériaux de l'emprunt n°58, à partir desquels a été réalisée l'aire d'essais, ont les caractéristiques suivantes :

$\% < 0,08\text{mm} : 99 \%$

$W \% \text{ nat.} = 10,4 \%$

$LL = 47$

$IP = 27$

$\gamma_d \text{ OPT.} = 1,67$

$W \text{ opt} = 18,4\%$

Les essais ont été réalisés sur l'emplacement même de la digue au PK 24,1 après préparation de l'assise.

Les compactages ont été réalisés avec un compacteur vibrant BOMAG BW 214.

Les matériaux ont été compactés en couches de 35cm après compactage (soit $\approx 40\text{cm}$ au réglage).

Des mesures de la densité et de la teneur en eau ont été faites à 3, 4 et 5 passes. Ces contrôles ont été effectués à deux profondeurs par rapport au sommet de la couche : - 10cm et -20cm.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau ci-dessous :

RESULTATS DE L'AIRES D'ESSAIS DU 24 MARS 1995

Nbre de passes	3 Passes		4 passes		5 passes	
Profondeur du contrôle	-10cm	-20cm	-10cm	-20cm	-10cm	-20cm
Densité sèche	1,70	1,53	1,79	1,51	1,64	1,52
Teneur en eau W %	11,86	12,61	17,1	16,01	16,28	11,61
Taux de Compactage % C	101,81	91,62	107,33	0,64	98,23	91
Ecart de Teneur en eau W - W opt	-6,54	-5,75	-1,3	-2,39	-2,12	-6,79

A la lecture de ce tableau, il apparaît que :

. Les teneurs en eau sont toujours inférieures et parfois très nettement, à la teneur en eau optimale. L'appoint d'eau sur place a été insuffisant :

$$- 6,79 \% < W - W_{opt} < - 1,3 \%$$

Le compactage, acceptable dans la partie supérieure de la couche (-10cm) même avec des teneurs en eau très faibles, ne l'est plus en partie inférieure (-20cm) où les valeurs sont insuffisantes.

. L'effet du nombre de passes n'est pas sensible et, à la limite, la 5ème passe semble avoir pour effet de destabiliser la partie supérieure de la couche.

Ces observations mettent en évidence que,

Indépendamment de la teneur en eau à améliorer, l'énergie volumique de compactage est insuffisante pour assurer un compactage acceptable sur toute l'épaisseur de la couche.

Il est donc convenu de réaliser une nouvelle aire d'essais avec :

- Deux épaisseurs de couches (25cm et 30cm après compactage),
- Deux types de compacteurs :

Le même BOMAG BW 214

Le Tamping CATERPILAR 815.

2.2. Aire d'essais du 28 Mars 1995

Cette aire d'essais a été réalisée avec les matériaux de l'emprunt n°59, de caractéristiques voisines des précédentes :

% < 0,08mm	:	98,5%
W % nat.	:	10 %
LL	=	44 %
IP	=	24 %
γ_d opt	=	1,653
W opt	=	17,9 %

Les essais ont été réalisés en pied de digue au niveau du PK 24,2 après préparation de l'assise.

Les essais de compactage, à l'aide des deux compacteurs (BW 214 et CAT 815) et pour les deux épaisseurs de couches après compactage (25cm et 30cm soit 28cm et 34cm avant compactage) considérées ont été effectués à 4 ou 5 passes.

De même que pour la première série d'essais, les densités et teneurs en eau ont été contrôlées à deux profondeurs : -10cm et -20cm.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau ci-après:

RESULTATS DE L'AIRE D'ESSAIS DU 28 MARS 1995

TAMPING 815									B W 214							
EPAISSEUR APRES COMPACTAGE	0,25				0,30				0,25				0,30			
NBRE DE PASSES	4 passes		5 passes		4 passes		5 passes		4 passes		5 passes		4 Passes		5 passes	
PROFONDEUR	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm	- 10cm	- 20cm
γ d densité sèche	1,649	1,627	1,653	1,615	1,653	1,616	1,641	1,62	1,622	1,607	1,65	1,617	1,635	1,626	1,646	1,597
W % teneur en eau	18,76	17,65	19,05	19,05	18,76	18,76	18,76	19,05	19,05	18,20	17,92	18,20	18,48	17,92	19,33	19,05
C% pourcentage de compactage	99,76	98,40	100	97,72	100	97,75	99,29	98,03	98,15	97,24	99,80	97,83	98,89	98,38	99,59	96,65
W- W %	0,86	-0,25	1,15	1,15	0,86	0,86	0,86	1,15	1,15	0,30	0,02	0,30	0,58	0,02	1,43	1,15

Ce tableau montre que :

- Les teneurs en eau sont dans tous les cas proches de la teneur en eau optimale. Elles correspondent à des teneurs en eau naturelles, le prélèvement ayant été effectué à un niveau tel que l'effet de la nappe se faisait sentir :

$$- 0,25 \% < W - W_{opt} < + 1,43 \%$$

- Les taux de compactage sont dans tous les cas acceptables, le Tamping 815 conduisant à des valeurs très légèrement supérieures à celles auxquelles conduit le BW 214.
- Le nombre de passes (4 ou 5) n'a pas un effet très significatif, quelle que soit la profondeur de contrôle et quel que soit l'engin de compactage.

L'énergie volumique de compactage développée par ces deux compacteurs est donc acceptable pour tous les paramètres testés lors de cette aire d'essais.

3. C O N C L U S I O N

La première aire d'essai a montré que, pour une épaisseur de couche de 35cm et avec les faibles teneurs en eau des matériaux, l'énergie volumique de compactage du rouleau vibrant BW 214 était insuffisante pour 3, 4 ou 5 passes.

La deuxième aire d'essais a montré que, avec des teneurs en eau proches de la teneur en eau optimale et pour des épaisseurs de couches de 25cm et 30cm après compactage, les énergies volumiques de compactage des deux compacteurs (BW 214 et CAT 815) pour 4 ou 5 passes étaient suffisantes. Il convient néanmoins de préciser que les taux de compactage obtenus dans cette deuxième série d'essais, quoique acceptables, n'ont pas de valeur supérieure à 100%. La densité optimale étant par ailleurs médiocre, il conviendra donc de soigner particulièrement la mise en oeuvre des matériaux et en particulier la teneur en eau pour garantir un bon compactage.

Ces observations nous conduisent à préconiser pour le tronçon concerné et pour les deux compacteurs (BW 214 et CAT 815):

- Une mise en oeuvre des matériaux par couches de 30cm avant compactage,
- Un compactage à raison de 4 passes quel que soit le type de rouleau,
- Un contrôle régulier de la teneur en eau au droit des emprunts et lors de la mise en oeuvre avec les mesures correctives qui s'imposent, conformément au paragraphe 212-4 du CCTP.

Parallèlement, la teneur en eau optimale de mise en place étant élevée et les matériaux étant plus plastiques, il conviendrait de mesurer sur quelques emprunts la teneur en eau de retrait pour s'assurer qu'elle est acceptable.

L'Ingénieur du GERSAR-SCP

G. MARTIAL

BARRAGE DE DIAMA
ENDIGUEMENTS RIVE GAUCHE

PROTECTION DU PAREMENT AMONT DE LA DIGUE
DE FERMETURE EN RIVE DROITE

DIGUE DE FERMETURE (EN RIVE DROITE)

PROTECTION DU PAREMENT AMONT

La digue de fermeture a déjà fait l'objet d'une protection sur une grande partie de son linéaire. Le présent rapport a pour objet de définir le mode de protection à réaliser sur le tronçon restant.

1. ETAT ACTUEL DE LA PROTECTION MISE EN OEUVRE

La protection existante, mise en oeuvre début 1994, est constituée d'enrochements à la base et de sol ciment en partie supérieure jusqu'à la crête de digue. Pour réaliser cette protection, une partie des remblais de digue, située à la base du talus, ont été reconstitués sur filtre géotextile.

Le sol ciment, réalisé à partir de sables coquillés provenant de la carrière de MBARIGO, a été mis en oeuvre en une couche de 15 cm compactée dans le sens de la plus grande pente (4 H/1 v). Son dosage en ciment est de 7%. Son aspect général après un an est bon. Il présente quelques fissures transversales et longitudinales, qui paraissent inéluctables pour ce procédé et qui ne devraient pas affecter la tenue de l'ouvrage pour autant que l'action du batillage soit atténuée sur cette surface.

Les enrochements ont été disposés avec un blocage en pied de talus, un recouvrement sur le sol ciment jusqu'à la cote 2,20m et une plateforme intermédiaire à la cote 1,90m. Leurs dimensions moyennes varient de 100 mm à 400 mm. Ils ont été mis en place sur un filtre géotextile d'interposition, à l'exception, d'après les plans obtenus, de la partie sous plateforme.

L'aspect général de ces enrochements, après un an de fonctionnement, est également satisfaisant, d'autant qu'il existe de très gros enrochements (≈ 800 mm) au-delà de la butée de pied qui ont une action stabilisatrice au regard du batillage.

2. CONCEPTION PROPOSEE

Les règles généralement admises en matière de protection de talus amont de digues en sol ciment consistent à réaliser un parement "en escalier" permettant un compactage par couches horizontales (le seul rigoureusement efficace) et conduisant à une épaisseur minimale de l'ordre de 60 cm (largeur des couches de l'ordre de 2,5 m à 4 H/1v). Le dosage moyen en ciment est de l'ordre de 12% avec un surdosage de + 2% dans la zone de batillage.

Ces règles ne sont pas strictes et doivent être adaptées à chaque cas considéré. Les risques encourus dans le cas présent sont pratiquement inexistantes mais on peut craindre une fragilisation de ce sol ciment et une érosion sous l'effet du batillage, la cote maximale des enrochements étant de 2,2 m alors que la cote des plus hautes eaux est 2,5 m.

Dès lors, deux options peuvent être retenues :

1. Les enrochements jouent seuls le rôle d'antibatillage et doivent donc être mis en oeuvre jusqu'à une cote supérieure à celle des plus hautes eaux. Le sol ciment au-dessus joue alors le rôle de protection de surface et sa formulation initiale peut être retenue.
2. Le sol ciment joue également le rôle d'antibatillage. Sa formulation doit être redéfinie et un nouveau mode opératoire établi dans le sens mentionné au début de ce paragraphe. Il est évident que cette option, délicate à réaliser, serait très coûteuse et nécessiterait un délai important d'exécution. Il lui sera préféré l'option 1, facile à mettre en oeuvre, semblable à ce qui a été réalisé sur le premier tronçon et garantissant le respect de l'enveloppe financière.

3. DIMENSIONNEMENT ET COUPE TYPE

Revanche :

La digue de fermeture est relativement protégée des vents dominants Nord-Sud. Elle peut toutefois être soumise à des vents d'Est.

En supposant, par sécurité, un vent d'Est relativement soutenu de 60 km/H et un Fetch de l'ordre de 6 km, la hauteur des vagues qui en résulterait conduirait avec une légère sécurité à une revanche de 0,5 m.

Nous adopterons donc $R = 0,5$ m.

Le niveau supérieur des enrochements sera donc porté à :

2,5m (P H E) + R soit à la cote de 3 m

Epaisseur et dimension des enrochements :

Les dimensions des enrochements peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues H, de leur vitesse de propagation V et de la pente du talus.

La dimension théorique des enrochements ainsi obtenue serait de 0,21 m.

En pratique, l'épaisseur des enrochements ne descend jamais au-dessous de 0,30 m . Nous adopterons $e = 40$ cm par sécurité.

Les éléments de l'enrochement seront semblables à ceux qui ont été mis en oeuvre dans le premier tronçon, soit 100 mm minimum/400 mm maximum. Ils devront être tels que 50% aient un diamètre supérieur à 200 mm.

Coupe type :

On se reportera à la coupe type donnée ci-après. Après décapage et terrassement en déblais :

- Les enrochements seront disposés jusqu'à la cote 3 m. Ils seront ancrés de 20 cm dans le talus initial et s'adosseront sur un blocage en pied descendu à la cote 1,5 m (ou 1,7 m selon les profils). Ils comporteront une risberme de largeur variable (de l'ordre de 1,5 m) à la cote 2,3 m (ou 2,5 m selon les profils). Ils reposeront sur un géotextile non tissé d'interposition.
- Le sol ciment sur une épaisseur de 15 cm sera disposé au-dessus des enrochements jusqu'au sommet du talus à 4 H/1 v avec un retour de 50 cm en crête. Sa formulation et sa mise en oeuvre seront identiques à celles du premier tronçon.

4. P R O J E T

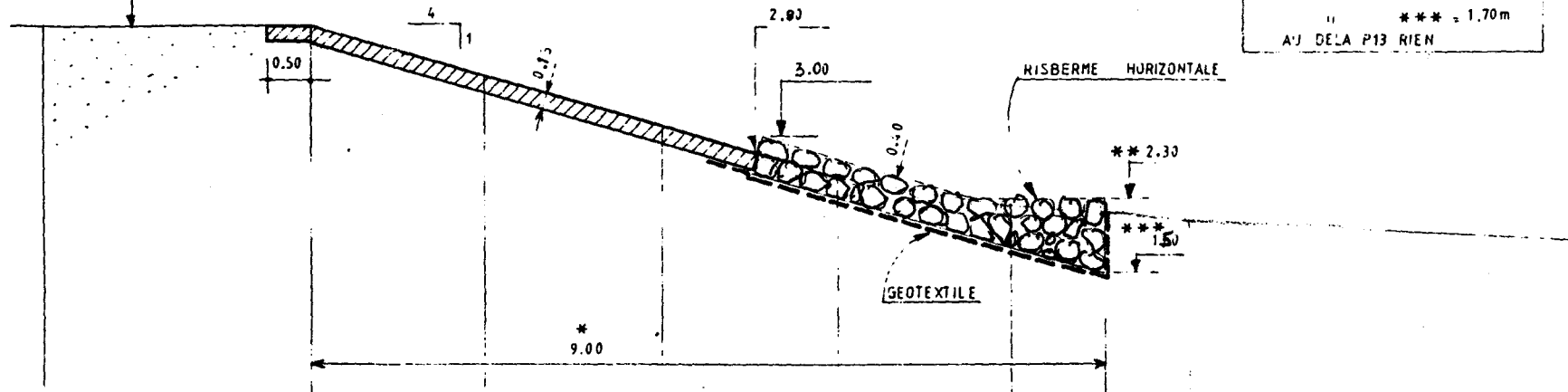
Un profil en long en crête de digue a été réalisé coté amont avec un profil en travers tous les 50 m. Ving deux (22) profils ont ainsi été établis en partant du P1 situé à l'extrémité de la zone réhabilitée. Trois tronçons ont été définis :

- Du P1 au delà du P10 : tronçon à réhabiliter conformément au schéma type défini ci-dessus avec blocage en pied à 1,5m, risberme à 2,3 m et s'étendant sur une distance horizontale de 9 m depuis la crête de talus.
- Au delà du P10 jusqu'au delà du P13 : tronçon à réhabiliter avec blocage en pied à 1,7 m, risberme à 2,5 m s'étendant sur une distance horizontale de 8 m depuis la crête du talus.
- A partir du P14 et au delà par suite de la topographie, des pentes très faibles et de l'absence d'eau même en fonctionnement à plus hautes eaux, aucune protection n'est à mettre en oeuvre.

Les profils d'exécution sont établis sur ces bases là.

COUPE TYPE

SOMMET DIGUE DE FERMETURE RIVE DROITE



ECHELLES

V = 1 / 50

H = 1 / 50

PC -5.00

D.P. PROJET							
ALT. PROJET							
DISTANCES PARTIELLES T.N.	5.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	5.00
ALTITUDES T.N. COTES	4.22	4.22	3.67	3.06	2.53	2.24	2.08

1. ETAT ACTUEL DE L'OUVRAGE

Etat général : L'ouvrage est dans un état satisfaisant dans son ensemble. Aucun désordre de structure n'est visible.

Les dépôts, peu importants montrent que le niveau de calage permettait un bon fonctionnement hydraulique.

Les vannes, positionnées à l'aval, laissent à penser que l'ouvrage fonctionnait essentiellement en défluent du fleuve.

L'état de tous les éléments composant la structure est repris dans le détail ci-après :

- | | |
|---------------------------------------|---|
| . <u>Tablier</u> | Bon état |
| . <u>Trottoir aval</u> | Légèrement dégradé |
| . <u>Butte-roues amont</u> | Dégradé - pas de garde corps |
| . <u>Musoirs amont</u> | Etat satisfaisant pour la partie visible. Partie inférieure dégradée en surface dans les parties immergées. Fissures longitudinales au niveau de la 2ème phase de bétonnage des rainures à batardeaux des musoirs centraux. |
| . <u>Musoirs aval</u> | Mêmes observations que pour les musoirs amont avec des parties très dégradées sous l'eau pour les deux musoirs centraux, laissant apparaître des aciers. |
| . <u>Bajoyers</u> | Bon état d'ensemble sauf en partie immergée où on constate des dégradations de surface avec une partie très dégradée (acier apparent) en partie inférieure du bajoyer amont gauche. |
| . <u>Murs en retour amont et aval</u> | Dégradations de surface dans les parties immergées. Bon état au dessous. Chapes supérieures détériorées. |
| . <u>Radier</u> | Dégradé en surface. pas de fissuration apparente. Les légères différences de niveau relevées ne semblent pas être le fait d'un mouvement d'ensemble mais plutôt d'irrégularités de mise en oeuvre sans conséquences. |
| . <u>Linteau d'appui des vannes</u> | Bon état |

. Vantellerie

Vannes corrodées en partie inférieure. Crémaillères tordues et voilées. Pièces fixes des vannes en bon état en partie supérieure et corrodées dans les parties immergées.

. Echelles
limniographiques

Corrodées à la base.

2. PRINCIPES DE REHABILITATION

2.1. Modifications de structure

Le calage actuel de l'ouvrage sera conservé. Les vannes doivent être positionnées côté amont.

- . Vannes Démontage des vannes actuelles et positionnement des nouvelles vannes à l'amont, ce qui nécessitera :

- la destruction des murs tympan d'appui actuels,
- la mise en place des murs tympan d'appui des futures vannes à l'amont qui seront ancrés:

. Latéralement dans les bajoyers après repiquage mettant à nu la première nappe d'armatures et mise en place de crayons d'ancrage,

. En partie supérieure dans le tablier après mise à nu de la totalité des armatures de ce tablier sur la largeur du butte-roues.

- La mise en place des pièces fixes des vannes après engravure au droit de la première rainure à batardeaux.

- . Trottoir, butte-roues

Démolition des trottoir et butte-roues actuels. Construction du trottoir, liaisonné au tablier côté amont, de largeur 1 m jusqu'à la cote 3,50 m. Construction du butte-roues liaisonné au tablier côté aval de largeur 0,25m jusqu'à la cote 3,50 m; garde-corps avec passages pour manoeuvre des vannes.

- . Murs en retour amont et raccordement bajoyers

Rehausse avec liaison aux murs actuels à la cote 3,25 (extrémités), 3,50 m (bajoyers) avec pente progressive sur la longueur des raccordements.

. Murs en retour
aval et raccorde-
ment bajoyers

Rehausse générale des murs actuels sur 54 cm avec liaison.

. Remblai

Mise en place d'un remblai sur tablier de 21 cm d'épaisseur (cote 3,25 m).

2.2. Reprises

- . Reprise générale de toutes les parties de béton sous l'eau par mise en place d'un mortier de résine en surface pour bouchage et imperméabilisation, après nettoyage au jet sous pression (ou sablage) et repiquage des parties éventuellement non adhérentes.
- . Remplissage des parties très corrodées avec fers apparents à l'aide d'un béton comportant un produit d'accrochage (partie basse des musoirs aval et du bajoyer amont gauche), après repiquage du béton et mise à nu des aciers sur les longueurs de recouvrement latérales nécessaires pour doublage des aciers corrodés.
- . Reprise des fissures longitudinales des rainures à batardeaux à l'aide d'un mortier de résine après repiquage du béton.

L'Ingénieur du GERSAR-SCP

G. MARTIAL

BARRAGE DE DIAMA
ENDIGUEMENTS RIVE GAUCHE

PROTECTION DES POINTS BAS ENTRE PK 0 ET DIAMA

1. LOCALISATION DES DIGUES AUX POINTS BAS

Après calage du sommet de digue entre la cote 3 m à DIAMA et 3,30 m au PK 0 on trouvera ci-après la liste des zones dans lesquelles il est nécessaire d'édifier une digue, à l'exception de la digue de TIENG dont l'étude de réhabilitation a été faite par ailleurs (les zones sont repérées par les numéros de leurs profils en travers) :

- . Profil 25 - Profil 33 (digue du PK 1.080 au PK 1.550 environ)

Il s'agit du village de DIAMA. La digue est située au niveau de jardins. Elle pourrait nécessiter la destruction de quelques maisons. Il existe de plus deux cimetières (profils 30 et 31) dont un côté fleuve (profil 31) situé en partie sous le niveau des plus hautes eaux.

- . Profil 78 - Profil 84 (digue du PK 4.630 au PK 4.860 environ) : Dépression très marquée.

- . Profil 175 - Profil 176 (digue du PK 9.530 au PK 9.650 environ) : Petite dépression.

- . Profil 181 - Profil 192 (digue du PK 10.070 au PK 10.680) :

Digue de protection du village de Rawette.
Très faible hauteur en bordure du fleuve.

- . Profil 240 - Profil 248 (digue du PK 13.230 au PK 13.670) :

Digue de protection du village de Maraï. Très faible hauteur en bordure du fleuve.

- . profil 276 - Profil S 34

Succession de quatre (4) digues de fermeture de petites dépressions - longueur totale de digue de l'ordre de 550 ml.

- . Profil 305 - Profil S 38 (digue du PK 16.550 au PK 17.000 environ) :

Digue de protection du village de Ndigue à étendre jusqu'à la digue de TIENG.

Nombreuses maisons en bordure du fleuve. Une mosquée à protéger. Une maison sera probablement détruite. Jardins au niveau de l'emplacement présumé de la digue.

- . Profil 353 - Profil 355 (digue du PK 19.140 au PK 19.220 environ) :

Peut être protégé en prolongeant la digue de TIENG. Problème spécifique : il y a un cimetière côté fleuve qui se trouve en partie au-dessous des plus hautes eaux et qu'il faudra protéger indépendamment de la digue.

- . Profil S 40 - Profil 385 (digue du PK 19.600 au PK 20.790 environ) :

Digue de protection du village de RHONE. Nombreuses maisons en bordure du fleuve à protéger. Jardins au niveau de l'emplacement présumé de la digue.

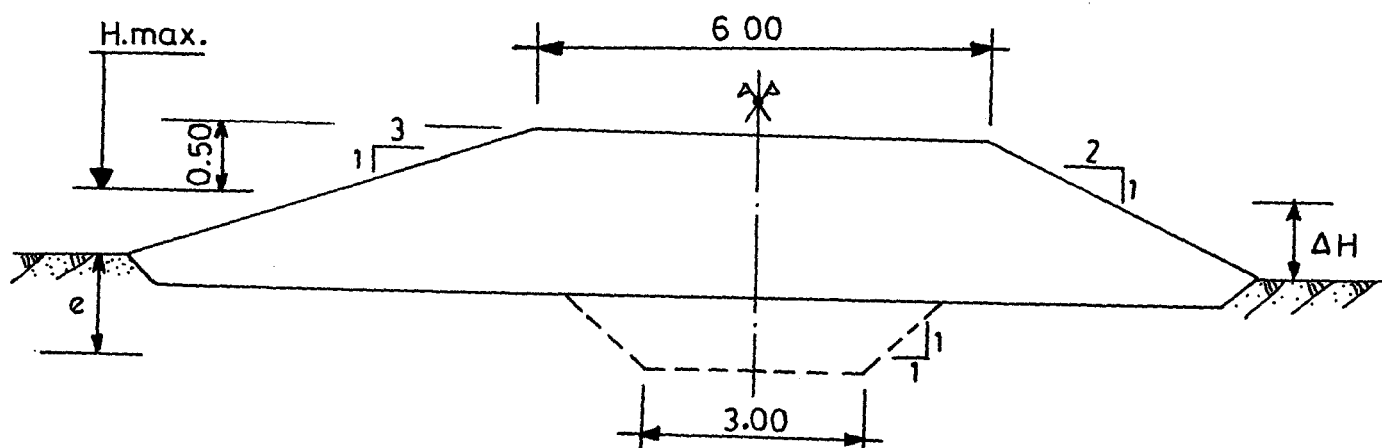
Hors digue de TIENG, il y aura donc environ 4 km (4.140 ml) de digues de fermeture des points bas.

2. ETABLISSEMENT DE LA COUPE TYPE DES DIGUES

Dans le cas d'une digue sans drainage aval la principale cause de désordre est liée au risque d'érosion régressive sous l'effet du gradient hydraulique.

Compte tenu de la structure retenue pour la digue (6 m en crête, 3H/1v à l'amont et 2H/1v à l'aval) ce risque est limité pour la digue même, d'autant que les matériaux choisis pour constituer le corps de digue sont plastiques.

Il n'en est pas de même au niveau des fondations où on peut avoir des zones plus ou moins sableuses ou silteuses pour lesquelles il convient de ne pas dépasser un gradient donné. La règle de LANE permet de déterminer ce gradient en fonction de la structure de la digue et des sols rencontrés :



En considérant la digue soumise à l'effet des plus hautes eaux et en supposant que l'eau à l'aval s'établit à la cote du TN (digue supposée horizontale) la charge d'eau amont/aval est H . En prenant une revanche moyenne de 0,5 m et en considérant la profondeur éventuelle de l'ancrage sous le terrain naturel initial, la loi de LANE s'écrit :

$$2e + \frac{6 + 5(H + 0,5)}{3} \geq C_f \cdot H$$

C_f est un coefficient fonction de la nature des matériaux, c'est ainsi que (dans les cas les plus défavorables) :

Pour les sables moyens ($0,2 < d < 0,5\text{mm}$) $C_f = 6$

Pour les sables fins ($0,02 < d < 0,2\text{mm}$) $C_f = 7$

Pour les silts ($0,02 < d < 0,002\text{mm}$) $C_f = 8,5$

Il est reconnu que la loi de LANE est une loi très contraignante.

Néanmoins en toute rigueur, on obtiendra entre la profondeur d'ancrage et la charge d'eau, les relations suivantes:

Pour les sables moyens : $e \geq 2,17 \Delta H - 1,42$ (en m)

Pour les sables fins : $e \geq 2,67 \Delta H - 1,42$ (en m)

Pour les silts : $e \geq 3,42 \Delta H - 1,42$ (en m)

On obtient donc les valeurs minimales suivantes de e pour différents cas de charge d'eau :

Charge d'eau (m)	sables moyens (m)	sables fins (m)	Silts (m)
0,8	0,32	0,72	1,32
0,65	0	0,32	0,81
0,5	0	0	0,29
0,35	0	0	0

On notera que la charge d'eau de 0,8 m correspond à une charge maximale si on positionne la digue au droit du profil en long tracé.

On peut observer que l'évolution de e est très sensible avec la valeur de ΔH et la nature des matériaux. Il faudra donc :

- Contrôler la nature des matériaux dès que les résultats des essais géotechniques seront disponibles;
- Ne pas être tenté, si le plan d'eau est baissé, de positionner la digue trop près du fleuve, ce qui aurait pour effet d'augmenter ΔH et donc la valeur de e .

A priori, avec une implantation sur l'axe du profil en long levé et en supposant que les matériaux de fondation se situent plutôt dans les sables fins, on peut préconiser :

- . Une valeur de $e = 0,75m$ pour $\Delta H > 0,3m$ (hauteur des digues $< 0,8m$) avec :

- 20 cm de décapage,

- 55 cm de profondeur de tranchée,
d'ancrage sous décapage, avec une
largeur à la base de 3m et des pentes
à 1 H/1 v.

. Une valeur de e limitée au décapage pour $\Delta H < 0,3m$.

Il est souhaitable que le plan d'eau soit baissé à la cote
1,40m à DIAMA, pour permettre de réaliser cet ancrage dans
les meilleures conditions avec des matériaux d'emprunts de
plasticité moyenne et compactés.

L'Ingénieur du GERSAR-SCP

G. MARTIAL

