

REGO LE 03 DE CENAI 1985



PROJET D'EXECUTION

DONAYE IT II

HPE-37-a-S.1

Nov. 1985

PERIMETRE DE DONAYE IT II
PROJET D'EXECUTION

TABLE DES MATIERES

1.	CRITERES DE PROJET ET PARAMETRES DE BASE
1.1	Ouvrages d'alimentation du canal
1.2	Canaux
1.3	Parcelles
1.4	Arrosage
1.5	Pistes et drainage
1.6	Endiguement
1.7	Magasin
2.	CARACTERISTIQUES DU PERIMETRE
2.1	Aire d'intérêt
2.2	Périmètre irrigué
3.	OUVRAGES
3.1	Ouvrages d'alimentation du canal
3.2	Canaux
3.3	Parcelles
3.4	Siphons
3.5	Pistes et drainage
3.6	Endiguement
3.7	Compactage

INTRODUCTION

Les objectifs du Programme de Vulgarisation de la Moyenne Mécanisation dans la Riziculture et la méthodologie pour la réalisation de périmètres irrigués ont été identifiés et formulés, avec un niveau d'affinement progressivement plus ponctuel, dans les études de faisabilité générale, de faisabilité de l'Aire d'intérêt de Donaye et enfin dans la faisabilité du périmètre de DONAYE IT II.

Le Projet d'Exécution, dont cette relation est partie intégrante, représente la phase finale de l'étude et en traduit les conclusions, en les adaptant par une mise au point finale à la réalité des ouvrages qui doivent être réalisés dans le périmètre et aux exigences d'exploitation du périmètre même.

La présente Relation s'articule comme suit :

Chapitre 1 :
CRITERES DE PROJET ET PARAMETRES DE BASE

Chapitre 2 :
CARACTERISTIQUES DU PERIMETRE

Chapitre 3 :
OUVRAGES

1. CRITERES DE PROJET ET PARAMETRES DE BASE

1.1 OUVRAGES D'ALIMENTATION DES CANAUX

La dimension et les caractéristiques de la pompe ont été décrits dans le Rapport Général du juin 1985 aux Plans 001 et 002.

La conduite d'amenée est constituée par une conduite de 50 m environ de longueur.

Le débit de projet étant fixé à 240 l/s et la hauteur géodésique maximum à 6 m environ, on a calculé la hauteur manométrique maximum totale correspondante.

Compte tenu de la nécessité de déplacer le groupe motopompe en fonction des niveaux du fleuve, et de la nécessité de prévoir donc un tronçon de 30 m environ de tuyaux à éléments aisément déplaçables, de fonctionnement rapide et efficace, on a examiné les alternatives suivantes :

A) 30 m de tuyaux en acier zingué avec joints rapides sphériques DN 300 mm, et 20 m de tuyaux en PVC DN 400 mm.

B) 30 m de tuyaux en acier zingué DN 400 mm, et 20 m de tuyaux en PVC DN 400 mm.

La vitesse de sortie de l'eau pour les deux alternatives est de 1.91 m/s.

Les pertes dans les tuyaux en acier zingué ont été évaluées par la formule de Gauckler-Strickler :

$$J = M \frac{Q^2}{D^5}$$

$$\text{ou } M = 10.3 / C^2 \cdot D^{1/3}$$

en adoptant, pour le coefficient de rugosité C, la valeur de 80.

Dans les tuyaux en PVC, en recourant à la formule de Blasius, on obtient :

$$J = K \frac{U^2}{2gD}$$

en adoptant la valeur de 0.04 pour la rugosité homogène équivalente, et donc la valeur de 0.196 pour le coefficient de résistance K.

Les pertes de charge concentrées ont été estimées par la formule :

$$H = S \frac{U^2}{2g}$$

en adoptant S = 1.5 pour la vanne de fond, S = 0.2 pour les courbes et S = 1 pour les pertes à la sortie, le H total est de 10 m environ pour l'alternative A) et de 8 m environ pour l'alternative B).

Des caractéristiques de la pompe, en conditions d'étiage du fleuve, il résulte respectivement, pour les deux alternatives examinées, une puissance absolue :

- A) 43 HP = 31.5 kW (n = 1640)
- B) 38 HP = 28.0 kW (n = 1580)

De l'examen de la courbe caractéristique du moteur, on obtient que dans le domaine considéré la puissance disponible est de 54-56 HP, à laquelle correspond une consommation spécifique égale à 160 gr/HPh (220 gr/kWh environ). Cette valeur correspond à la consommation minimum du moteur, c'est-à-dire que pour des puissances supérieures ou inférieures à cette valeur, la consommation spécifique résulte plus élevée.

La puissance disponible couvrant largement la puissance nécessaire dans les deux alternatives susdites, la différence des pertes de charge n'est pas donc critique.

Les tuyaux avec joints rapides sphériques, choisis pour leur entretien aisé et pour leur facilité d'adaptation aux différentes configurations de la conduite, qui se vérifient lors des variations du niveau du fleuve, sont disponibles avec diamètre commercial maximum DN 300. Le diamètre DN 400 est construit seulement sur demande; par conséquent, son coût est très élevé et les périodes de livraison très longues.

Pour toutes ces considérations, on a estimé opportun de choisir la solution prévoyant des tuyaux DN 300 avec joints rapides sphériques pour le premier tronçon de la conduite et des tuyaux DN 400 avec joints à verre pour le tronçon restant.

Le bassin de régulation est situé juste à l'aval de la conduite d'amenée, qui conflue dans ce bassin, et juste à l'amont du canal d'adduction, qui part de ce bassin.

Le bassin de régulation a le but de :

- dissiper l'énergie cinétique correspondant à la vitesse de l'eau à la sortie de la conduite d'amenée;
- former un bassin de mise en charge qui suive les variations du niveau hydrique dans le canal pendant le service et garantisse la régularité de l'écoulement hydraulique dans le canal même;
- créer un volume de réserve et de compensation;
- permettre une première sédimentation des matériaux plus grossiers.

On a donc prévu de réaliser le bassin partiellement en tranchée, compris entre des remblais, en évitant ainsi des ouvrages coûteux en béton.

On a prévu un premier amortissement de l'énergie

cinétique en sortie de la conduite d'amenée par la mise en place de la bouche de sortie dans un corps cylindrique métallique, ouvert au-dessus, latéralement foré et bien ancré, situé au milieu du bassin. Par ce système, le vecteur directionnel de la vitesse est aussi annulé.

Un amortissement final est ensuite effectué par la masse d'eau dans le bassin. Même l'approfondissement du fond du bassin par rapport au seuil de départ du canal contribue à cette régulation et satisfait les finalités déjà indiquées.

La distance minimum entre les talus et le point de sortie de la conduite d'amenée a été fixée de façon que la vitesse de l'eau soit négligeable quand elle rejoint les talus.

En ce qui concerne l'étanchéité du fond du bassin, on estime que seulement dans la partie centrale on aura une perturbation de la masse d'eau pendant le début de la distribution de l'eau, avec instabilité du terrain environnant le débouché, déblais et infiltrations d'eau possibles.

Le phénomène de déblai s'atténue rapidement par l'élévation du niveau de l'eau, tandis que l'infiltration s'atténuera avec le temps jusqu'à disparaître par l'effet de la sédimentation, de l'obstruction des trous et de la cémentation créée par les particules plus fines du terrain en suspension.

L'imperméabilité des parois périmétrales du fond du bassin est également assurée, par moyen de la sédimentation continue découlant des vitesses limitées.

A cause de la largeur du bassin, la vitesse de montée du niveau hydrique a des valeurs basses, réduisant donc la vitesse du courant dans le canal, dans la phase initiale de remplissage.

1.2 CANAUX

1.2.1 Analyse des solutions alternatives et du régime hydraulique

L'amenée de l'eau à partir du bassin de mise en charge aux parcelles irriguées est effectuée par un système de canaux, formé par des tronçons de canal de section égale, ayant des fonctions différentes, et dénommés canal d'adduction, canal répartiteur et canaux de distribution.

Le canal adducteur est constitué par le premier tronçon du canal partant du bassin de mise en charge, située juste à proximité du cours d'eau pour réduire la longueur de la conduite d'amenée, et atteint le canal répartiteur située dans l'aire irriguée.

En principe, il n'y a aucun prélèvement d'eau le long du canal d'adduction et il a une efficacité irriguée E_i nulle ou bien très basse.

L'efficacité irriguée E_i d'un tronçon de canal T est le rapport entre le débit prélevé du tronçon Q_t pour l'irrigation des parcelles proches au tronçon et la longueur L_t du tronçon même

$$E_i = \frac{Q_t}{L_t}$$

Le canal répartiteur est alimenté par le canal d'adduction et alimente à son tour deux ou plusieurs canaux de distribution.

La ligne du fond du canal répartiteur relie les cotes de fond des canaux de distribution qu'il alimente; son fond peut donc se présenter à pentes différentes, même négatives. Dans ce cas, il prend la fonction de bassin de mise en charge.

L'efficacité irriguée E_i du canal répartiteur est supérieure à zéro, étant donné que les parcelles voisines reçoivent l'eau de celui-ci.

Les canaux de distribution sont alimentés par le canal répartiteur et amènent l'eau pour l'irrigation aux parcelles environnantes.

Les canaux de distribution ont une efficacité maximum, suivant l'orientation et la forme de la parcelle.

Le schéma hydrique, constitué par soulèvement (pompage et conduites d'amenée), amenée (bassin de mise en charge), transport (système de canaux) et prélèvement (siphons) est influencé principalement par le système de canaux.

En effet, des solutions alternatives du système de canaux produisent des variations essentielles dans le comportement hydraulique du schéma hydrique, tandis que des solutions alternatives de chacune des autres composantes du système hydrique, à savoir pompage, amenée, bassin de mise en charge et pompage, n'influencent pas le régime hydraulique mais peuvent seulement altérer les caractéristiques et les modalités de la composante elle-même.

Ont été donc étudiées deux solutions, correspondant à des régimes hydrauliques différents, afin de déterminer la section et la pente des canaux, et notamment :

- 1) Canal à section constante, plafond et crête des remblais en pente;
- 2) Canal à section constante, plafond et crête des remblais horizontaux.

La première solution impose les conditions suivantes :

- le débit pompé doit être toujours égal au débit amené;
- juste en aval de la section de prélèvement, l'écoulement doit être totalement empêché par moyen de vannes qui doivent assurer un barrage approprié;
- l'écoulement de l'eau doit être aussi empêché dans tous les canaux de distribution du système non concernés par le prélèvement;

- les prélèvements dans le canal doivent être effectués en partant de l'aval vers l'amont, en fermant au fur et à mesure les vannes en aval du tronçon de prélèvement.

Etant donné que le débit de prélèvement n'est pas constant, à cause des modalités d'arrosage de la parcelle et de la dénivellation existante entre les parcelles, tandis que le débit amené est peu variable, il s'avère nécessaire de régler continuellement le refoulement de la pompe pour maintenir l'équilibre amenée-prélèvement. Cela est difficilement réalisable, même pour l'effet de régulation du bassin de mise en charge.

En outre, chaque canal du système doit être subdivisé en tronçons moyennant des vannes, autant plus nombreuses que plus accentuée sera la pente du canal, et requiert l'adoption d'ouvrages d'art coûteux tant pour l'installations que pour l'entretien.

L'écoulement dans le système de canaux considéré a lieu toujours en conditions d'écoulement permanent pour toute la longueur des canaux, concernés chaque fois pour le soutirage.

Cette solution n'a pas été adoptée, en considération de la rigidité de gestion et des conséquences onéreuses des dommages aux remblais du canal, à la suite de débordements dus à un mauvais fonctionnement des vannes ou à des manoeuvres erronées, et compte tenu des complexités et coûts d'installation et d'exploitation dérivant de la construction et de l'entretien des ouvrages d'art, qui sont contrastants avec la simplicité des ouvrages et leur exploitation aisée, caractéristiques celles-ci nécessaires dans l'installation et l'exploitation du périmètre, dont les dimensions et les ressources de gestion sont assez limitées.

La deuxième solution (canal à section constante avec lignes du plafond et de la crête de remblais horizontaux) a été adoptée, en tenant compte que, dans le schéma hydrique du périmètre, plutôt réduit, les canaux se comportent comme des réservoirs, que l'écoulement se vérifie dans les tronçons de canal directement concernés par le débit de prélèvement, à

partir de la prise jusqu'à la section de prélèvement, tandis que dans les autres canaux aucun écoulement ne se vérifie en conditions de régime.

Il est en outre à observer :

1 - A cause du fond horizontal, l'écoulement est varié d'une façon permanente et l'énergie nécessaire à l'écoulement du débit est fournie par la différence des cotes de la ligne d'eau entre la section de prise et celle de prélèvement; le courant s'écoule avec des vitesses croissantes et des hauteurs d'eau décroissantes, dont les valeurs dépendent des caractéristiques géométriques du canal et de son coefficient de rugosité n

2 - En aval de la section de prélèvement, le débit dans le canal est algébriquement nul et la ligne d'eau prend la cote du courant dans la même section (si le prélèvement a lieu le long d'un tronçon du canal, la cote sera celle de la dernière section du tronçon de prélèvement)

3 - Le débit est influencé par le degré de remplissage du canal au début du prélèvement et la valeur maximum de la vitesse du courant dépend de la hauteur de l'eau dans la section de prélèvement, au début du prélèvement

4 - La hauteur maximum du courant se vérifie dans la section de prise et dépend de la distance maximum que le débit doit parcourir pour atteindre la parcelle la plus lointaine; elle est peu dépendante du degré de remplissage des canaux

5 - La cote de l'eau dans les canaux qui croisent le tronçon où a lieu l'écoulement, en amont de la section de prélèvement, est celle du courant dans la section de croisement

On a adopté un canal non revêtu avec section à bermes. Cette section est formée par deux trapèzes; celui inférieur a la base mineure constituant le plafond de 0.30 m, avec une pente des talus de 3:2 environ. Ses dimensions maximum, correspondant à celles des machines creuseuses à employer pour creuser les canaux, sont de

0.95 m de hauteur et de 0.30 et 1.50 m de largeur des bases.

Le trapèze supérieur est formé par les bermes de 0.50 m de largeur, avec pente du talus 1:1 et hauteur complémentaire à celle du trapèze inférieur.

Il a été prévu, en effet, que la hauteur de la section trapèze inférieure du canal puisse prendre des valeurs mineures par rapport à celles maximum (0.95 m) susdites et, par conséquent, la section supérieure aura des hauteurs corrélativement variables.

Dans la configuration de développement maximum de la section trapèze inférieure, la base mineure du trapèze, constituant le plafond, est large 0.30 m et la base majeure est de 1.50 m, hauteur 0.95 m. La largeur du canal à la hauteur des bermes est de 2.50 m. Cette configuration a été adoptée dans les calculs hydrauliques, à titre prudentiel.

Cette configuration de la section est un peu différente par rapport à celle prévue dans les études précédentes (trapézoïdale avec plafond de 0.50 m et talus avec pente 1:1), étant donné que l'on a cherché, dans la rédaction finale du projet, de réduire les pertes par infiltration et percolation. La nouvelle section définitive entraîne en effet un périmètre mouillé mineur et une majeure épaisseur des remblais dans la partie basse, où les pressions hydrostatiques qui favorisent les pertes susdites sont plus élevées.

Les bermes permettent d'emmagasiner de grandes quantités pour des augmentations modestes des mains d'eau, en permettant une gestion plus élastique et en améliorant la fonction de régulation du système canaux-réservoirs.

La section des canaux est comprise entre deux remblais de terrain bien compacté et, dans l'application de la formule de Manning, on a adopté un coefficient de rugosité $n = 0.025$ et donc :

$$K = \frac{1}{n} = 40$$

On a établi que la vitesse maximum dans le canal ne dépasse pas la valeur de 0.8 m/s pour éviter les érosions.

Sur la base des caractéristiques de la section et du coefficient de rugosité considéré, ont été calculées les valeurs de la vitesse et des hauteurs d'eau pour différences finies, en adoptant des longueurs de 10 m entre les sections successives.

Le diagramme de la Fig. 1 donne une représentation qualitative du profil de la ligne d'eau et des vitesses.

Afin que toutes les parcelles soient arrosées par moyens de siphons, il s'avère nécessaire qu'il y ait, pendant le prélèvement de l'eau, une dénivellation "d" entre la superficie hydrique du canal et celle de la parcelle ayant la cote hydraulique la plus haute.

La parcelle à cote hydraulique la plus haute est celle ayant la valeur maximum de la somme de la cote topographique C_p et la charge H_p nécessaire afin que le débit d'irrigation puisse l'atteindre.

Il en découle que la condition hydraulique nécessaire et suffisante pour arroser une parcelle quelconque du périmètre est celle où la cote du plafond du canal est égale à la cote de la parcelle à cote hydraulique la plus haute.

Toutefois, le plafond du canal peut avoir une cote plus élevée par rapport à celle imposée par la condition hydraulique susdite, quand il est nécessaire d'éviter que le canal creuse des couches argileuses d'épaisseur limitée, influençant les valeurs de percolation.

La valeur minimum de la dénivellation "d" sus-indiquée a été fixée à 0.35 m. Cette valeur, pour les débits soutirés par les siphons, permettant d'éviter la formation de remous et l'aspiration d'air dans les siphons mêmes, assure donc un soutirage continu.

En sommant la cote C_p de la parcelle, ainsi déterminée,

PROFIL DU NIVEAU LIBRE ET VITESSE DE L'ECOULEMENT PERMANENT DANS LES CANAUX A RADIER HORIZONTAL

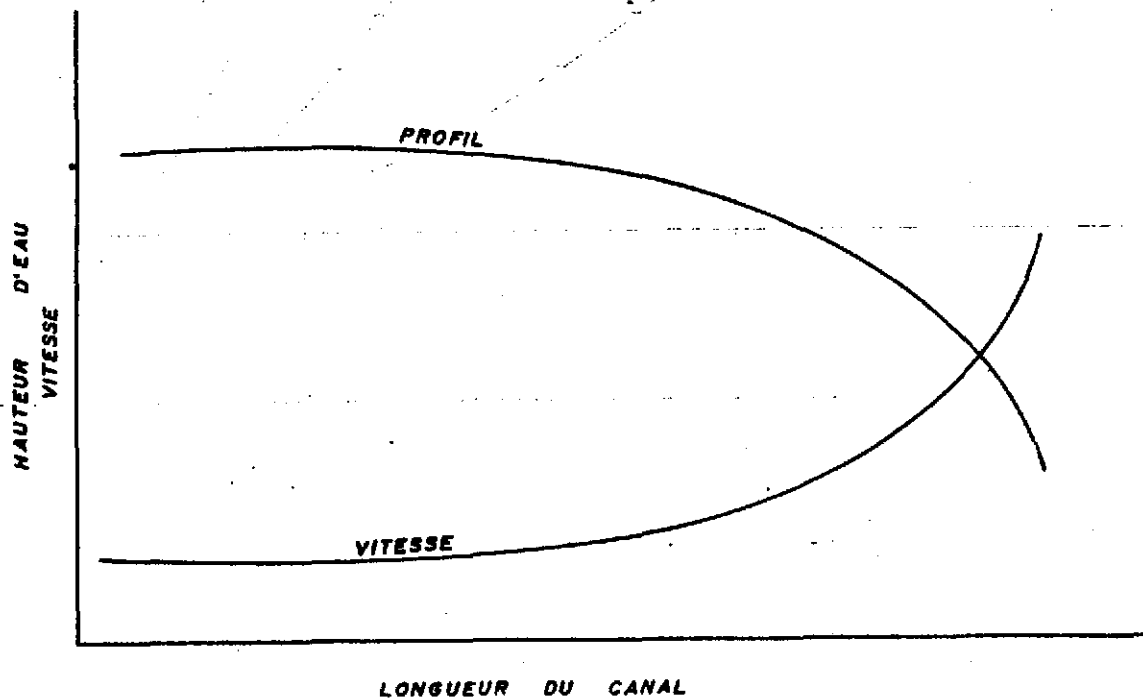


Fig. 1

SIPHON - DEBIT (l/s) EN FONCTION DU DENIVELLEMENT HYDRIQUE (m.) D = 40 mm, 50 mm et 635 mm

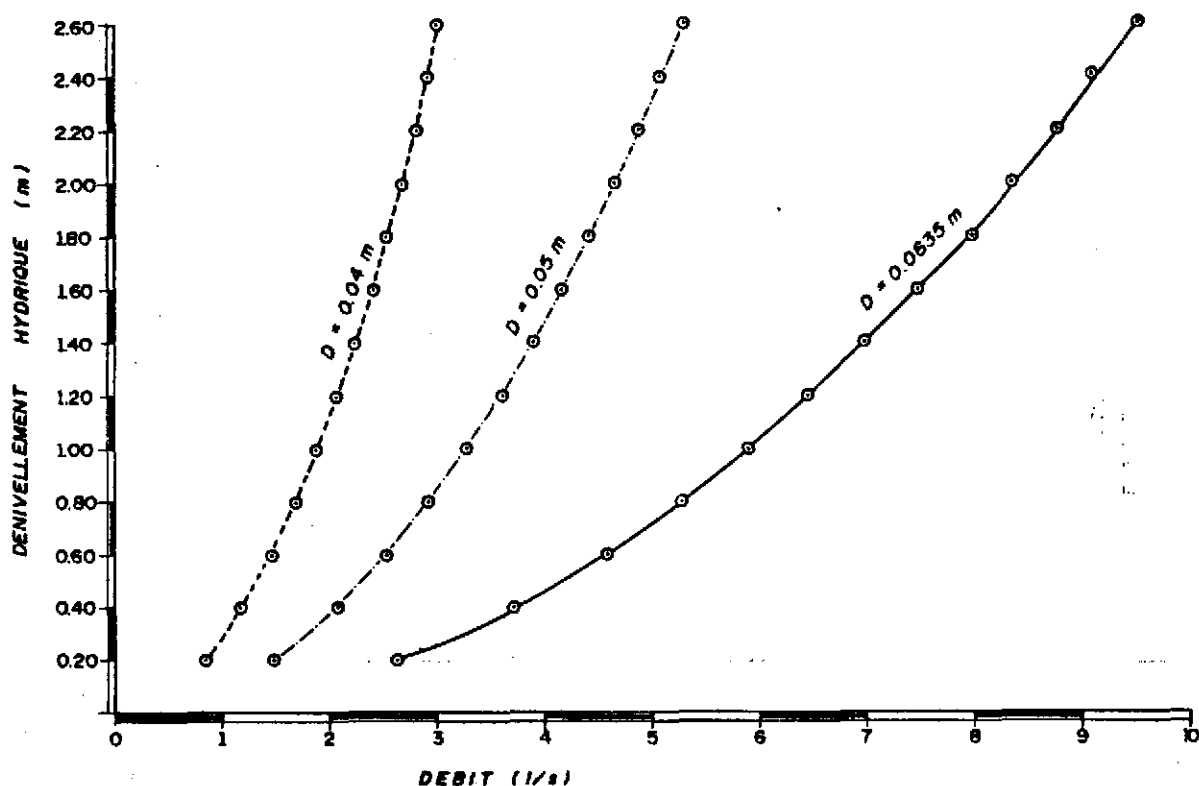


Fig. 2

à la charge nécessaire H_p et à la valeur de la dénivellation minimum imposée, on obtient la cote de la superficie hydrique C_i dans la section d'entrée :

$$C_i = C_p + H_p + 0.35 \text{ m}$$

En soustrayant de C_i la valeur de la hauteur h_t de la section trapèze inférieure, on obtient la hauteur d'eau sur les bermes h_g :

$$h_g = C_i - h_t$$

Enfin, la cote de la crête horizontale du remblai, avec une revanche de 0.30 m, pour tous les canaux est égale à :

$$C_f = C_i + 0.30$$

Ces valeurs doivent être comparées avec les données pédologiques, afin de contrôler que le couvert argileux résiduel dans les zones creusées par le canal soit suffisant pour en assurer l'imperméabilité.

Etant donné que la valeur C_i est indépendante de la cote du plafond dans le tronçon de canal en amont de la section de la parcelle à cote hydraulique la plus haute, il est possible d'adopter des pentes différentes de zéro pour ce tronçon de canal et pour des longueurs partielles du même tronçon, à condition que :

- la vitesse du débit ne dépasse pas la valeur de 0.8 m/sec;
- il soit possible de retenir le volume d'eau intercepté par la cote C_i dans le système canaux-réservoirs à la cessation de l'amenée et du prélèvement.

Pour conclure, on peut affirmer que la solution adoptée :

- satisfait aux conditions de fonctionnement hydraulique du périmètre moyennant des ouvrages simples et d'entretien aisé;
- permet une liberté de gestion totale dans le choix de

l'emplacement du nombre de parcelles fixé pour le tour journalier;

- réalise, grâce aux volumes stockés, des capacités de régulation et en même temps une élasticité opérative.

1.2.2 Déversoir

Il peut se vérifier que le débit amené dans les canaux ne soit pas prélevé ou que le prélèvement soit mineur du débit apporté.

Afin d'éviter qu'il ne se vérifie dans ces cas le remplissage total des canaux et le débordement des remblais en terre, comportant des dommages à l'ouvrage, on a prévu la réalisation d'un déversoir. Il est constitué par un seuil long 10 m à la cote du niveau d'eau maximum prévu, faisant déborder le débit excédentaire dans un canal latéral en terre, placé à proximité du remblai.

L'eau déchargée est ensuite amenée à une dépression de terrain naturel proche, comprise entre le périmètre irrigué et l'endiguement.

Le comportement hydraulique du seuil est celui d'un déversoir à seuil large et en tenant compte de cela on a déterminé à 0.06 m la surélévation du niveau hydrique dans le canal pendant le débordement du débit de 240 l/s et la vitesse maximum de l'eau sur le seuil, égale à environ 0.60 m/s.

Tout en étant la vitesse au-dessous des valeurs redoutables pour l'érosion, on a prévu une protection du seuil, à réaliser par des sacs en plastique remplis de sable, placés à former le bord extérieur du seuil.

1.3 PARCELLES

Le périmètre a été subdivisé en 150 parcelles, de forme régulière et horizontales, ayant des dimensions différentes suivant la vocation culturale, à savoir :

- 50 parcelles sont destinées à la culture du riz et ont une superficie de 0.84 Ha chacune
- 50 parcelles sont destinées à pépinières et ont une superficie nette de 0.03 Ha chacune
- 50 parcelles sont destinées aux cultures diversifiées et ont une superficie nette de 0.10 Ha chacune.

Les parcelles ont été projetées de forme rectangulaire, dans la mesure où la situation topographique de détail le permettait, en prévoyant les mouvements de terre appropriés, de façon à équilibrer les remblais-déblais dans la parcelle et en évitant d'approfondir la tranchée jusqu'à intéresser les couches de terrain perméable situées au-dessous.

Sur le côté court des parcelles voisin au canal de distribution, on a prévu un petit canal qui reçoit l'eau soutirée par les siphons en l'amenant aux petits canaux arroseurs. Les canaux arroseurs sont situés le long d'un des côtés majeurs de la parcelle et le long de l'autre côté mineur. Ils ont le fond à un niveau plus bas par rapport à celui de la parcelle, pour permettre que la submersion de la parcelle ait lieu pour toute la longueur des canaux arroseurs avec des vitesses très basses, pour ne pas endommager le planage.

Des diguettes sont placés sur les quatre côtés de la parcelle, et notamment :

- la diguette sur le côté mineur vers le canal de distribution est placée entre le canal et la parcelle;
- les diguettes sur les côtés majeurs sont en commun aux deux parcelles avoisinantes;
- la diguette sur le côté mineur opposé au canal de distribution est placée à l'extérieur du canal arroseur et se termine à la réserve routière. Cette diguette peut être exceptionnellement coupée pour permettre le dessèchement de la parcelle rizicole, en amenant l'eau écoulée jusqu'à un drain routier par un petit fossé provisoire.

Contrairement à la parcelle rizicole, dans la pépinière les canaux arroseurs sont situés le long des côtés majeurs de l'aire rectangulaire destinée à pépinière. Un drain endigué et fermé coupe longitudinalement à moitié l'aire susdite.

Le drain est endigué et fermé aux extrémités et entre en fonction seulement quand il est nécessaire de dessécher une ou plusieurs parcelles.

Dans ce cas, la diguette placée le long du côté mineur et terminant à la réserve routière doit être coupée et l'eau en sortie doit être amenée au drain routier.

Même les canaux arroseurs sont endigués, et pour amener l'eau à la parcelle il est nécessaire de couper provisoirement la diguette interne.

Les pépinières peuvent être emplacements, au choix, dans différentes zones, par des diguettes transversales provisoires et arrosées en temps différents, d'après les exigences de repiquage. Ces diguettes sont indiquées dans le plan susdit avec une ligne à traits.

Il est à remarquer que pour cette exigence d'être desséchées de temps en temps, les aires réservées à pépinières doivent avoir des cotes permettant au drain routier d'éloigner les eaux excédentes.

Le débit nécessaire aux aires destinées à la polyculture est dérivé par le canal de distribution par moyen de siphons. Les parcelles pourront être subdivisées par des diguettes, d'après les cultures choisies, et arrosées d'après les exigences en eau des cultures mêmes, par moyen de petits canaux.

1.4 ARROSAGE

1.4.1 Tours d'eau

Le calendrier annuel de la double culture du riz prévoit un cycle en contre-saison de 120-130 jours, de

février à juin, et un cycle en hivernage de 130-140 jours, de juin à novembre.

Les parcelles existantes dans le périmètre peuvent être décrites comme suit :

Vocation	Nombre parcelles	Aire Totale (ha)	Aire Irriguée (ha)
Rizicole	50	42	42
Polyculture	50	7	5
Pépinière	50	2.52	1.5
Total		51.52	48.5

Le tour d'eau a été fixé en 7 jours pour suivre les échéances hebdomadaires.

En admettant que toute l'aire de 48.5 ha soit irriguée pendant le tour de sept jours, sans considérer les différentes exigences culturales et les différents calendriers d'irrigation, on peut irriguer chaque jour une superficie de 69.286 m², à savoir à un tour journalier de 8.25 parcelles de 0.84 ha, auquel correspondent différentes combinaisons de nombres entiers de parcelles à vocation culturale différente dans les différents jours de la semaine.

Le volume d'eau distribué par semaine aux parcelles est basé sur un pompage de 8 heures, avec un débit de 240 l/s :

$$0.24 \text{ m}^3/\text{s} \times 8 \text{ heures} \times 3600 \text{ secondes} \times 7 \text{ jours} = 48.384 \text{ m}^3$$

A ce volume correspond une main d'eau totale par tour hebdomadaire égale à :

$$\frac{48.384}{485.000} = 0.1 \text{ m} = 10 \text{ cm (environ)}$$

D'après ce qui a été exposé dans les Tab. 3.6, 3.7 et 3.8 du Rapport Général de l'Etude de Faisabilité (FEF-03-a) du juin 1985, la demande maximum d'eau (en m³/s) pour la culture du riz pour la saison irriguée de 140 jours appartient à la parcelle rizicole sur sol fondé.

Il est à rappeler que dans ce Rapport, les besoins en eau, pour la culture du riz sur sol fondé, ont été ainsi déterminés pour toute la saison de 140 jours :

ETP	9.500 m ³ /ha
Percolation	4.572 "
Pertes oasis	1.407 "
Pré-irrigation	800 "
Submersion	1.500 "
Pertes dans le réseau	1.920 "

Volume total en tête du réseau	19.699 m ³ /ha

Il est également possible de déterminer le volume total en tête du réseau pour la culture du riz sur sol hollaldé à 15.928 m³/ha et sur sol faux hollaldé à 17.185 m³/ha.

En considérant que pour la culture rizicole sur sol fondé sont requis, en tête du réseau, 19.700 m³/ha, pour les 42 ha des parcelles rizicoles et pour 1.5 ha di pépinières sont nécessaires par saison : 857.000 m³.

En acceptant la valeur maximum de 45.000 m³ pour les besoins hydriques de l'aire totale destinée à la polyculture, on obtient que dans 140 jours de saison irriguée, les besoins en eau de tout le périmètre, sur sol fondé, sont de :

$$857.000 + 45.000 = 902.000 \text{ m}^3$$

En admettant que les parcelles irriguées soient sur sol faux hollaldé, les besoins en eau dans la même période seraient de :

$$43.5 \text{ ha} \times 17.200 + 45.000 = 793.000 \text{ m}^3 \text{ environ.}$$

problèmes hydrauliques et de gestion pouvant être synthétisés comme suit :

- le débit soutiré par les siphons est proportionnel à la racine carrée de la dénivellation altimétrique entre la superficie hydrique du canal et la superficie hydrique de la parcelle. Le graphique de la Fig. 2 montre la loi de variation du débit en fonction de la dénivellation altimétrique susdite, pour un siphon en polyéthylène long 6 m et pour des diamètres de 0.04 m, 0.05 m et 0.0635 m;

- à égalité de nombre et de caractéristiques des siphons, les parcelles les plus basses soutirent des débits plus importants par rapport aux parcelles plus hautes;

- cette inégalité peut être obviée en variant de parcelle à parcelle le nombre de siphons ou le temps de soutirage;

- comme déjà dit, le pompage d'un débit de 240 l/s assure à chaque parcelle la quantité d'eau nécessaire, même dans les périodes critiques. Il s'agit donc d'organiser un plan de distribution de l'eau, en attribuant à chaque parcelle le nombre de siphons et le temps de soutirage nécessaires, de façon qu'à chaque arrosage hebdomadaire la parcelle puisse soutirer le volume d'eau requis par les cultures.

Ce dernier est un autre aspect important du problème de la gestion et il met en évidence l'exigence que la responsabilité de l'arrosage soit collective et non pas confiée individuellement aux attributaires.

Au § 1.4.1 il a été calculé que le tour d'eau hebdomadaire permet l'irrigation journalière de 8.25 parcelles de 0.84 ha chacune, à savoir 69.286 m².

Le débit disponible dans le canal, de 240 l/s, doit être soutiré par les siphons, dont le nombre dépend du diamètre et de la dénivellation piézométrique.

Ayant considéré la dénivellation topographique moyenne entre les parcelles pouvant être arrosées pendant le même tour et la cote de l'eau dans le canal en fonction

des différentes alternatives d'arrosage, on a adopté la valeur de 0.8 m, qui correspond aux conditions moyennement plus onéreuses et à un nombre plus élevé de siphons.

On adoptant cette valeur et une longueur de 6 m pour le siphon, on peut calculer le débit moyen du siphon même par la formule de Manning ($K = 90$) et le nombre total de siphons pour le tour journalier :

Diamètre (m)	Q total (l/s)	Q siphon (l/s)	N. total siphons
0.05	240	2.94	82
0.0635	240	5.28	45

Le nombre de siphons par parcelle de 0.84 ha correspond pour le même tour à :

$$\begin{aligned} 82 : 8.25 &= 10 \text{ DN } 50 \\ 45 : 8.25 &= 6 \text{ DN } 63.5 \end{aligned}$$

Il a été prévu que, tandis qu'une série de siphons (82 DN 50 ou bien 45 DN 63.5) est employée dans le soutirage, un nombre égal de siphons est préparé pour l'arrosage des parcelles prévues dans le tour du jour successif.

La dotation en siphons du périmètre sera donc égale au double du nombre total indiqué dans le tableau précédent.

1.5 PISTES ET DRAINAGE

Le réseau routier du périmètre est constitué par des pistes en terre, ouvertes et planées par moyen du grader.

Elles permettent de rejoindre chaque parcelle par moyens agricoles, sans nécessiter d'ouvrages de

franchissement.

La piste a partout une pente transversale pour canaliser les eaux de pluie vers des drains latéraux.

On a accepté le critère de ne pas avoir recours à des systèmes de drainage de l'intérieur à l'extérieur de l'aire renfermée par l'endiguement, pour différentes considérations et notamment :

- localement, les hauteurs moyennes annuelles des précipitations sont basses, inférieures à 350 mm;
- quand il pleut, on n'a aucun intérêt à éloigner les eaux de pluie des parcelles ou du périmètre;
- la morphologie plate du terrain ne pose pas de problèmes de dommages sérieux aux infrastructures, même pas pour des précipitations intenses et de courte durée;
- les aires comprises dans l'endiguement à drainer éventuellement, en excluant les parcelles, les canaux, les zones non utilisées et le bassin, ont des dimensions négligeables;
- les débouchés naturels du drainage sont les dépressions comprises dans l'aire entourée par l'endiguement, utilisées aussi pour amener les eaux provenant du déversoir du canal.

1.6 ENDIGUEMENT

Toute l'Aire d'intérêt est sujette à des inondations périodiques, dues aux crues du Fleuve Sénégal.

On a donc prévu un endiguement entourant tout le périmètre irrigué et empêchant la submersion du périmètre même par les eaux de crue.

L'endiguement a été prévu en terre, avec talus intérieur 1:1 et talus extérieur 1:1 ou 1:2, suivant que la hauteur du remblai soit mineure ou supérieure à

2. CARACTERISTIQUES DU PERIMETRE

2.1 AIRE D'INTERET

L'Aire d'intérêt (cfr. Plan 211) est située au sud sud-est du village de Donaye; elle a une forme régulière et une superficie de 600 Ha. Elle est délimitée par le Fleuve Sénégal au Nord, le Marigot de Doué au Sud et le Marigot de Gayo à Est.

Localement, la distance entre le Fleuve Sénégal et le Marigot de Doué est d'environ 2.5 km.

L'aire d'intérêt est comprise dans la Délégation Administrative de Podor.

Donaye se trouve à environ 10 km en amont de Podor, qui se trouve à son tour 250 km en amont de l'embouchure du Fleuve Sénégal.

Dans l'Aire d'intérêt, il existe actuellement cinq périmètres irrigués, ayant une superficie totale de 145 Ha.

Dans l'Aire d'intérêt ont été effectués pour le Projet des levés topographiques avec maille de m 20 x 20, qui ont permis la rédaction d'une cartographie à l'échelle 1:5000 et 1:2000.

On peut observer que l'Aire d'intérêt est assez plate, avec des cotes du terrain variant entre les 3.5 et les 6.0 m s.m. Elle a été, dans le passé, inondée plusieurs fois par les crues du Fleuve Sénégal.

Près de l'Aire d'intérêt, tant le Fleuve Sénégal que le Marigot Doué ont des débits suffisants pour assurer l'alimentation hydrique prévue par le Projet, même pendant les périodes d'étiage exceptionnel.

La hauteur de précipitation moyenne annuelle à Podor est égale à 336 mm, tandis que dans la même station de mesure l'évapotranspiration moyenne annuelle est de 1.859 mm ("Agroclimatological Data - Africa" - FAO - 1984).

Les enquêtes pédologiques et géotechniques menées et en cours d'achèvement montrent des résultats qui sont en accord avec ceux indiqués dans les Rapports de la FAO, en ce qui concerne les caractéristiques des terrains.

Dans l'Aire d'intérêt, on été creusés 29 trous de sondage géotechnique de 1.5 m de profondeur, pour l'examen de la formation géologique et pour le prélèvement d'échantillons.

Les échantillons ont été soumis aux analyses de laboratoires pour en tirer les granulométries, les limites de liquidité, les limites de plasticité et le contenu en argile.

La méthodologie suivie pour le recueil des échantillons et pour leur analyse et une évaluation systématique des enquêtes sur toutes les aires feront l'objet d'un Appendice global, qui sera préparé à l'achèvement du projet d'exécution de tous les périmètres.

Les terrains de l'aire d'intérêt consistent en une couche superficielle de granulométrie fine et contenu en argile supérieur au 40%, qui sous-tend une couche sableuse de puissance indéterminée.

Par rapport à l'épaisseur de la couche à contenu argileux, l'aire peut être subdivisée en deux zones.

La zone vers le Fleuve Sénégal présente un couvert argileux d'épaisseur généralement supérieure à un mètre et demi et ne pose aucun problème en ce qui concerne les pertes par percolation.

On a observé que dans les points où il existe des stations de pompage le long du fleuve, le terrain à contact avec l'eau montre une tendance à la dispersivité; il est donc opportun d'employer des pompes sur bac le long du tronçon de fleuve intéressant cette aire.

Dans la deuxième zone, vers le Doué, l'épaisseur du couvert argileux varie en général de 0.5 à 1.5 m; toutefois, dans la partie occidentale de cette zone on a remarqué des affleurements de la formation sableuse à travers la couche argileuse. Dans ces points, l'épaisseur du couvert argileux est négligeable.

La partie Sud de cette zone è arbrée; il faudra en particulier soigner le déboisement afin que l'extraction des racines ne crée pas des conduites de communication entre la superficie du terrain et la formation sableuse à la travers le couvert argileux. Si cela devait se vérifier, il sera nécessaire de remplir les trous avec du matériel argileux, à compacter par couches successives.

2.2 PERIMETRE IRRIGUE

Le périmètre de DONAYE IT II est l'un des quatre périmètres choisis au cours des Etudes de Faisabilité.

Il occupe la partie occidentale de l'aire d'intérêt et se situe à sud - sud-ouest du village de Donaye.

Il est représenté planimétriquement à l'échelle 1:5000 dans le Plan d'Ensemble (Plan 211) et à l'échelle 1:2000 dans les emplacements topographiques Nord et Sud (Plans 212 et 213).

Le périmètre irrigué de DONAYE IT II est compris dans une aire endiguée à l'extérieur pour la protection contre les crues du Fleuve Sénégal. Dans cette même aire endiguée, on a également prévu l'emplacement d'un autre périmètre irrigué, DONAYE IT I, de superficie équivalente à celle de DONAYE IT II.

Le périmètre irrigué de DONAYE IT II est alimenté par le Marigot de Doué.

Au point de vue morphologique, le terrain sur lequel est prévue la réalisation de ce périmètre peut être considéré plat dans son ensemble. Localement, toutefois, il existe des ensellements et des protubérances faisant varier les cotes du terrain de 3.30 m s.m. à 5.60 m s.m.

La pente maximum du terrain, suivant la direction des canaux (cfr. Plan 214), est de l'ordre de 0.001 et, suivant l'axe de l'endiguement, de 0.0018.

- 26 -

L'ensellement le plus marqué du terrain local est immédiatement au nord-ouest du périmètre DONAYE IT II mais à l'extérieur de celui-ci. Ici le terrain descend jusqu'à 2.93 m s.m.

Les cotes supérieures à 5 m s.m. se trouvent dans la partie nord-occidentale du périmètre.

d'amenée en acier, longue 30 m, elle a été appuyée pour ce tronçon sur une couche de matériel sableux, obtenue en remplissant une rigole large 0.50 m, de 0.25 m de profondeur, creusée le long du parcours pour favoriser le drainage et limiter les érosions possibles. Dans le tronçon successif, jusqu'au débouché dans le bassin de mise en charge, la conduite en plastique est appuyée sur le terrain et y est ancrée par moyen de piquets en bois;

- la bouche de sortie de la conduite d'amenée est prévue dans un récipient métallique, cylindrique, ouvert au-dessus, hauteur 1 m, avec diamètre de 1 m environ et parois munis de petits trous, partiellement enfoncé dans le terrain et solidement ancré au terrain même par moyen de quatre piquets en bois longs 3 m et de 0.2 m de diamètre (voir particulier "A");

- le canal d'adduction part du remblai Nord, avec un raccordement évasé;

- par une disposition planimétrique symétrique à celle du bassin de régulation du périmètre DONAYE IT II, se trouve, à l'est de la rampe d'accès, le bassin de régulation du périmètre de DONAYE IT I.

Il est intéressant de mettre en évidence que le bassin a une superficie moyenne d'environ 240 m²; par conséquent, le laminage du débit amené de 240 l/s résulte assuré, dans la phase initiale de remplissage, par la valeur basse de la vitesse d'élévation du niveau hydrique, qui résulte inférieure à :

$$\frac{0.240 \text{ m}^3/\text{s}}{240 \text{ m}^2} = 0.001 \text{ m/s} = 1 \text{ mm/s}$$

3.2 CANAUX

La disposition planimétrique des canaux figure dans le Plan d'Ensemble (Plan 211) à l'échelle 1:5000 et dans les deux emplacements Nord et Sud (Plans 212 et 213).

On peut observer que l'axe de la piste en terre coïncide avec l'axe de la réserve, large 20 m.

La piste a une largeur de 5 m et une pente douce transversale, partant de l'axe vers les bords.

Aux deux côtés de la piste, sont obtenus les drains à section triangulaire.

La longueur totale des pistes du périmètre est de 3.500 m environ, et celle du drainage de 7.000 m environ.

3.6 ENDIGUEMENT

L'endiguement est représenté à l'échelle 1:5000 dans le Plan 211 et à l'échelle 1:2000 dans les Plans 212 et 213.

L'endiguement renferme l'aire dans laquelle est prévue l'installation des périmètres de DONAYE IT II et DONAYE IT I. La longueur totale de l'endiguement est de 5.670 m environ.

Le profil en long de l'endiguement appartenant au périmètre IT II est représenté aux échelles 1:5000 et 1:50 dans le Plan 214; dans ce même Plan figure aussi une section type à l'échelle 1:100.

Dans le Plan 217 sont représentées les rampe d'accès au périmètre sur l'endiguement, à l'échelle 1:200 pour la planimétrie et à l'échelle 1:100 pour les sections transversales.

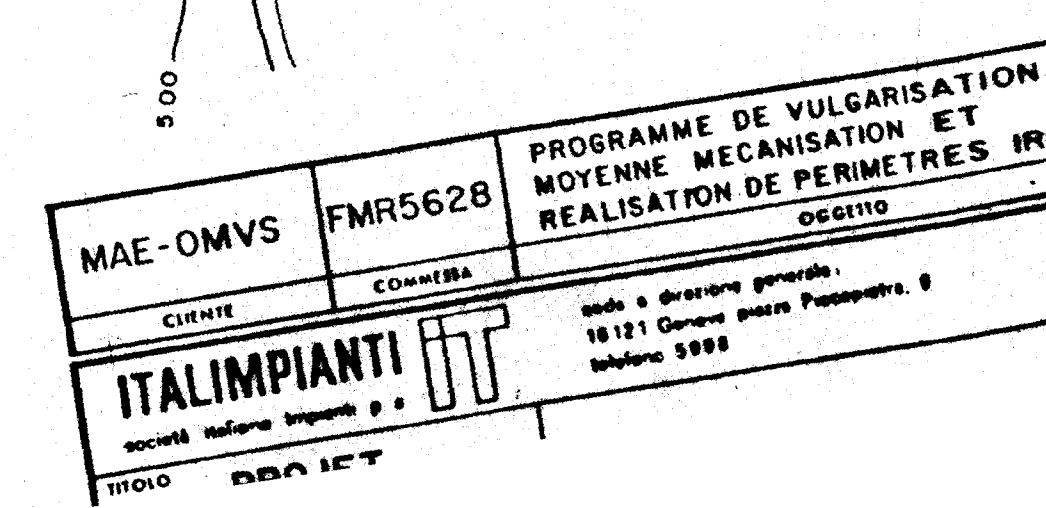
On peut observer que :

- l'endiguement est en terre, avec pente des talus 1:1 vers l'intérieur du périmètre et 1:2 vers l'extérieur, avec largeur des chaussées égale à 1 m;
- la longueur de l'endiguement attribué au périmètre IT II est de 2.800 m et la hauteur varie d'un minimum de 1.70 m à un maximum de 3.70 m;

- la chaussée, constante, est à cote 7.20 m et la crue de projet est de 6.50 m;
- on a prévu le scarifiage du terrain de pose;
- les rampes d'accès au périmètre ont une largeur de 6 m, pente égale à 0.07, et sont proches au remblai de l'endiguement.

3.7 COMPACTAGE

Les remblais des canaux et de l'endiguement seront compactés par couches de 30-40 cm d'épaisseur, jusqu'à la valeur de densité mod. AASHO, de 65% pour l'endiguement et de 75% pour le canaux.



500

MAE-OMVS	FMR5628	PROGRAMME DE VULGARISATION MOYENNE MECANISATION ET REALISATION DE PERIMETRES IR
CIVITE	COMTESSA	OGG110

ITALIMPIANTI
società italiana Impianti P. S.

16121 Genova, viale Po, 8
telefono 3888

11010 DBO IET