



Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
International Institute for Water and Environmental Engineering



REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE,
DE L'ELEVAGE ET DE LA PECHE

DIRECTION DU GENIE RURAL

Pour l'obtention du diplôme de DESS en Eau pour l'Agriculture et
l'Approvisionnement des Communautés à l'Institut International de l'Eau
et de l'Environnement de Ouagadougou

Thème : Contribution pour une réalisation et une gestion optimale du
périmètre pilote du projet d'aménagement hydro-agricole de la basse
vallée du fleuve Mono en République du Bénin.

Option : Aménagement Hydro agricole

Décembre 2006

Conduit et réalisé par:

SOHOULANDE DJEBOU Dagbégnon
Clément
DESS « Eau pour l'Agriculture et
l'Approvisionnement des Communautés »
Tel : (229) 97476448
E-Mail : sohoulande@yahoo.fr

Sous la direction de :

Dr. Ir. Barnabé ZOKPODO
Dr. Hamma YACOUBA
Moussa Laurent COMPAORE
Jean GUEDESSOU

2IE - FPU/EAC/AH Promotion 2005-2006

Table des matières

| | |
|---|-----------|
| Dédicace..... | III |
| Remerciements | IV |
| Liste des sigles..... | V |
| Liste des tableaux | VI |
| Liste des figures | VII |
| Résumé | VIII |
| Abstrat..... | VIII |
| 1- Introduction et problématique..... | 1 |
| 2- Cadre du stage..... | 2 |
| 3 - Objectifs de l'étude et méthodologie | 2 |
| 3 -1 Objectifs de l'étude | 2 |
| 3 -2 Méthodologie | 3 |
| 4 - Généralité sur le projet d'aménagement de la basse vallée du fleuve Mono..... | 3 |
| 4 -1 Présentation du projet | 3 |
| 4 -2 Etudes antérieures relatives au projet | 3 |
| 4 -3 Description du site | 4 |
| 4-3-1 Climat et végétation..... | 6 |
| 4-3-2 Topographie et pédologie | 6 |
| 4-3-3 Hydrologie | 7 |
| 4-3-4 Pluviométrie..... | 7 |
| 4-3-5 Les fluctuations du fleuve Mono | 8 |
| 5 - Propositions pour une optimisation du réseau d'irrigation..... | 9 |
| 5 -1 Le canal principal..... | 10 |
| 5-1-1 Alternative sur le Canal Principal : option d'un canal porté | 11 |
| 5-1-2 Evaluation technique du canal porté sur le CP | 13 |
| 5-1-3 Evaluation financière et pratique de l'opportunité du canal porté sur le CP | 25 |
| 5 -2 Les canaux secondaires..... | 26 |
| 5 -2 -1 Le canal secondaire S1 : analyse de l'opportunité d'un canal porté..... | 26 |
| 5 -2 -2 Le canal secondaire S2 : analyse de l'opportunité d'un canal porté..... | 29 |
| 5 -3 Les canaux tertiaires : propositions pour une optimisation | 33 |
| 5 -4 Analyse des mesures correctives proposées sur le réseau de canaux | 34 |
| 6- Proposition pour une optimisation de la gestion du périmètre après aménagement .. | 35 |

| | |
|--|-----------|
| 6 -1 Aspect gestion de l'eau | 35 |
| 6 -2 Analyse de l'efficacité du périmètre | 36 |
| 7- Analyse d'impact environnemental et social | 37 |
| 7 -1 Impact sur l'environnement physique..... | 37 |
| 7 -2 Impact social | 37 |
| 7 -3 Mesures correctives | 38 |
| 8- Conclusion et recommandations..... | 40 |
| Bibliographie..... | 41 |
| Annexes | 43 |

Dédicace

Je dédie le présent travail à L'ETERNEL DIEU pour toute sa bonté et sa fidélité.

A lui la gloire.

Remerciements

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements d'abord à l'AUF et à l'Etat béninois pour avoir rendu possible notre formation à travers la prise en charge des frais de formation.

Nous remercions tous les professeurs ayant intervenu durant les 9 mois de formation théorique et surtout à ceux du département GVEA du groupe EIER-ETSHER et à son responsable le Dr. Hama YACOUBA.

Nos profondes gratitude s'adressent également aux autorités de l'Ecole Polytechnique de Lausanne et en particulier au Professeur André MERMOUD pour avoir parrainer la formation.

Nous tenons à remercier très sincèrement:

- M. Moussa Laurent COMPAORE pour tout l'effort dont il a fait preuve durant notre formation.
- M. Célestin DANVI, Directeur du Génie Rural, son adjoint M. Léopold FAÏZOUN et tout son Staff Technique pour avoir autorisé notre stage.
- M. Jean GUEDESSOU, Coordonnateur du PAHV-Mono pour sa supervision durant nos travaux dans son unité.
- M. Ambroise YAYI, Chef de la cellule des travaux du PAHV-Mono pour son encadrement et son soutien.
- M. Constant AHLONSOU, Collaborateur du chef de la cellule des travaux du PAHV-Mono, pour sa collaboration durant le stage.
- M. Théophile OUEDRAOGO, chef agence FADOUL -TECHNIBOIS de Cotonou, pour ses apports techniques dans le cadre de cette étude.
- Dr. Barnabé ZOKPODO, enseignant chercheur en génie rural à la faculté des sciences agronomiques de l'université d'Abomey Calavi, pour ses apports techniques dans le cadre de cette étude.
- M. Régis LEGBA, Ingénieur Génie Civil, pour ses apports techniques.

A nos parents, nous adressons nos profondes gratitude pour le soutien moral qu'ils ont manifesté à notre égard.

A nos collègues de promotion, nous tenons à les remercier pour l'esprit de fraternité dont ils ont fait preuve durant toute la formation théorique.

Liste des sigles

| | |
|-------------------|--|
| BADEA | Banque Arabe de Développement en Afrique |
| CP | Canal Principal |
| DGR | Direction du génie rural |
| DFC | Débit Fictif Continu |
| ETP | Evapotranspiration potentielle |
| GVEA | Gestion et Valorisation de l'Eau pour l'Agriculture |
| ha | hectare |
| IGN | Institut Géographique National |
| Kg | Kilogramme |
| Km | Kilomètre |
| Mm | Millimètre |
| PAHV –Mono | Projet d'Aménagement Hydro –agricole de la Vallée du fleuve Mono |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| <u>Tableau 1</u> : Pluviométries moyennes mensuelles sur la station de Lokossa..... | 8 |
| <u>Tableau 2</u> : Les caractéristiques en long du canal principal | 10 |
| <u>Tableau 3</u> : Les caractéristiques mécaniques des pièces composant le canal porté..... | 13 |
| <u>Tableau 4</u> : Calcul des volumes de poteaux du CP | 24 |
| <u>Tableau 5</u> : Estimation des coûts des différentes options sur le canal principal | 25 |
| <u>Tableau 6</u> : Comparaison des deux options de canaux..... | 26 |
| <u>Tableau 7</u> : Les caractéristiques en long du canal secondaire S1 | 27 |
| <u>Tableau 8</u> : calcul des volumes de poteaux du S1..... | 28 |
| <u>Tableau 9</u> : Estimation des coûts des différentes options sur le S1 | 29 |
| <u>Tableau 10</u> : Les caractéristiques du profil en long du premier tronçon du S2 | 30 |
| <u>Tableau 11</u> : Calcul des volumes de poteaux du S2..... | 32 |
| <u>Tableau 12</u> : Estimation des coûts des différentes options sur le S2 | 33 |
| <u>Tableau 13</u> : Longueurs des différents canaux tertiaires du réseau | 34 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1 : Carte du Bénin montrant la zone du projet (Source : Sohoulade 2006)..... | 5 |
| Figure 2 : Pluviométries moyennes mensuelles sur la station de Lokossa | 8 |
| Figure 3 : Le réseau d'irrigation prévu sur le périmètre pilote du PAHV-Mono | 9 |
| Figure 4 : Coupe transversale en début du canal principal (point numéro 1 du tableau 2)..... | 10 |
| Figure 5 : Canal porté en béton à section rectangulaire | 12 |
| Figure 6 : Coupe transversale du canal porté | 12 |
| Figure 7: Schéma montrant les sollicitations sur les parois | 14 |
| Figure 8: Schéma de calcul de la paroi en service | 15 |
| Figure 9: Principe de ferrailage des armatures dans 1 m ² de paroi du canal principal | 16 |
| Figure 10 : Schéma mécanique de la dalle du radier | 17 |
| Figure 11: Schémas des efforts et moments sur le radier..... | 18 |
| Figure 12: Principe de ferrailage sur 1 m ² de la dalle du radier du canal principal..... | 20 |
| Figure 13 : Principe de ferrailage des poteaux..... | 21 |
| Figure 14 : Principe de ferrailage des semelles..... | 23 |
| Figure 15 : Coupe transversale des options sur le canal secondaire S1 | 27 |
| Figure 16 : Coupes transversales des options sur le canal secondaire S2..... | 30 |

Résumé

L'aménagement hydro-agricole de la basse vallée du fleuve Mono est de part ses objectifs, un véritable moyen pour améliorer les conditions de vie des populations. Cependant, ces nobles objectifs ne peuvent être atteints si l'on ne s'assure pas de l'efficacité des mesures techniques et organisationnelles à prendre pour sa réalisation et son fonctionnement. En cela, les différentes mesures proposées dans cette étude entrent dans ce cadre. Les canaux portés proposés en remplacement des canaux en remblai sont très intéressants en thème de durabilité mais aussi du point de vue opérationnel et environnemental. Pour ce qui concerne le bon fonctionnement du périmètre, certaines mesures correctives doivent être nécessairement considérées. Avertis de cette situation, l'unité de gestion du projet est en train de prendre des mesures adéquates pour permettre une bonne exécution des travaux.

Mot clés : aménagement hydro-agricole, efficacité, canaux portés, fonctionnement

Abstrat

The hydro-agricultural installation of the low valley of the Mono river is of share its objectives, a true means to improve the living conditions of the populations. However, these noble objectives cannot be achieved if we don't ensure ourselves of the efficiency of technical and organisational measurements to take for his realization and his operation. In that, the various measures suggested in this study enter within this framework. The carried channels that we proposed to replace the channels on embankment are very interesting in topic durability but also from the operational and environmental point of view. Concerning the correct operation of the perimeter, certain corrective measurements must be necessarily considered. Informed of this situation, the unit of management of the project is taking adequate measures to allow a good completion of the work.

Keywords: hydro-agricultural installation, efficiency, carried channels, operation

1- Introduction et problématique

A l'image de bon nombre de pays africains, le secteur agricole occupe une place de choix dans l'économie béninoise. La production agricole dans ces pays et donc au Bénin est essentiellement pluviale et ne couvre qu'une période de l'année qui est celle de la saison des pluies (Diop et *al*; 2005). Cependant les périodes de pluies cumulées ne représentent que six mois sur les douze que compte l'année. C'est donc dire que pour plusieurs cultures, l'intensité culturale au Bénin ne représente que la moitié du potentiel productif des terres. De nos jours, on reconnaît l'avantage qu'offre l'option de maîtrise totale de l'eau en terme d'occupation permanente des terres (Fox et *al*; 2005). Ainsi, on pourrait envisager une révolution dans le monde agricole au Bénin.

Dans la basse vallée du fleuve Mono, les problèmes que connaissent les agriculteurs paraissent assez complexes. Pendant plusieurs années ces agriculteurs sont restés à la merci du fleuve Mono qui en sortant de son lit, inonde les champs et détruit ainsi les cultures. A cela, il faudra ajouter les récents problèmes d'irrégularités pluviométriques que connaît l'ensemble de la région du Mono. Ces irrégularités pluviométriques sont à l'origine d'importantes baisses de rendements agricoles (Akponikpe, 1999). L'effet combiné de ces deux maux crée une situation qui enlise les agriculteurs de la basse vallée du Mono dans une pauvreté chronique.

Face à cette situation, de nombreuses études réalisées ont préconisé des actions concourant à la maîtrise totale de l'eau comme mesure corrective. Ce mal peut bien être corrigé par des ouvrages de maîtrise de l'eau dont l'impact positif sur les rendements des cultures est bien connu (Gigou et *al* ; 2006).

Les aménagements hydro-agricoles peuvent ainsi apporter beaucoup à l'agriculture béninoise. C'est le cas du Projet d'Aménagement Hydro-agricole de la Vallée du fleuve Mono (PAHV-MONO). Les objectifs assignés à ce projet sont les suivants :

- renforcer l'autosuffisance alimentaire et réduire les importations des céréales notamment le riz,
- améliorer la production par le biais de l'irrigation permanente, la fourniture d'intrants agricoles et la mécanisation agricole,
- fixer les populations rurales et réduire l'exode rural en créant des emplois,
- améliorer le revenu des agriculteurs et leur niveau social et économique.

Le projet aménagement hydro-agricole de la basse vallée du fleuve Mono, était conçu pour valoriser un total de 27000 ha. Face à l'envergure de l'investissement il était important de prévoir une phase pilote afin d'évaluer le niveau de réussite. L'objectif actuellement assigné à ce projet est la réalisation d'un périmètre pilote d'environ trois cent cinquante hectares. A ce jour, le projet est en voie d'entrer dans sa phase d'exécution, toutes les études techniques étant presque bouclées. Cependant il se soulève encore des préoccupations quant à l'optimisation des dispositions techniques et pratiques sur le périmètre. C'est justement dans ce cadre que s'insère le présent travail qui vise à contribuer à l'optimisation du périmètre.

2- Cadre du stage

Notre stage professionnel s'est déroulé à la Direction du Génie Rural (DGR) à Porto-Novo en république du Bénin de Juillet à Décembre 2006. Cette direction est sous la tutelle du Ministère de l'Agriculture de l'Elevage et de la Pêche (MAEP). La DGR conduit plusieurs projets d'aménagement dont le Projet d'Aménagement Hydro-agricoles de la basse Vallée du fleuve Mono (PAHV-Mono). De part la taille superficielle, c'est le plus grand projet d'aménagement hydro-agricole en cours au Bénin. Le stage effectué au sein de ce projet a été bénéfique en ce sens que la thématique et les activités du projet cadrent fort bien avec la formation. Ce stage a été pour nous l'occasion de travailler sur la réalisation et la gestion efficiente du périmètre pilote. C'est justement l'aspect ayant fait l'objet du thème de mémoire de stage que présente ce document.

3 - Objectifs de l'étude et méthodologie

3 -1 Objectifs de l'étude

De manière globale, le présent travail vise à analyser les différentes composantes du périmètre pilote du PAVH -Mono en vue de proposer des recommandations pour son optimisation.

De manière spécifique il s'agira de:

- Analyser les considérations techniques de dimensionnement afin de mieux appréhender les risques éventuels et faire des propositions
- Analyser et évaluer les éléments socio-économiques et environnementaux nécessaires pour garantir le bon fonctionnement du périmètre
- Recenser les contraintes sur le site afin de proposer des alternatives

3 -2 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs assignés au présent travail, nous avons dans un premier temps procédé à une étude documentaire portant essentiellement sur l'ensemble des dossiers techniques élaborés dans le cadre du projet. A cela il faudra ajouter des entretiens et échanges avec les différents acteurs impliqués dans la conception et la réalisation du périmètre pilote. Des séances de travaux ont été effectuées tant avec les cadres de l'unité de gestion du projet qu'avec ceux de l'entreprise de construction de l'aménagement. Les volets techniques, socio-économiques et environnementaux sont pris en compte dans la présente étude. Des analyses du terrain ont été envisagées en vue de cerner certains aspects techniques et de gestion. Des analyses comparatives de coûts et avantages ont également fait l'objet d'étude.

4 - Généralité sur le projet d'aménagement de la basse vallée du fleuve Mono

4 -1 Présentation du projet

Au départ, le projet concerne l'aménagement hydro-agricole d'un périmètre pilote béninois qui comprend les terres des villages et hameaux d'Adjovè, d'Agboada, de Koudohounhoué, Gédji et Agniwédji dans la commune d'Athiémé et couvrait une superficie de 620 ha bruts.

Le projet est l'objet du marché N° 002/MDR/D-CAB/SGM/DGR/ confié au groupement d'ingénieur conseil INGEMA-BENIN CONSULT.

La maîtrise d'œuvre déléguée est pour le compte de la Direction du Génie Rural en vue de l'élaboration des dossiers d'exécution pour l'aménagement et des infrastructures d'appui. La réalisation des travaux d'aménagement a été confiée à l'entreprise FADOUL TECHNIBOIS.

Le coût global du projet est estimé 2,571 milliards de francs CFA dont 79% est un prêt de la BADEA et 21% est à la charge du gouvernement du Bénin.

4 -2 Etudes antérieures relatives au projet

La basse vallée du fleuve Mono, qui comprend la rive gauche (territoire béninois) et la rive droite (territoire togolais), a fait l'objet des études réalisées pour le compte de la Communauté Electrique du Bénin (CEB) à Lomé (Togo). Il s'agit entre autre :

- Du plan directeur de l'aménagement hydro agricole de la basse vallée du Mono. Cette étude a été réalisée depuis 1984 par ELECTROCONSULT (groupe Italien) et LOUIS BERGER INTERNATIONAL (USA). L'étude portait sur 40.000 ha.

- De l'étude de factibilité de deux projets prioritaires béninois d'aménagement hydro agricole de la basse vallée du fleuve Mono. Cette étude a été également réalisée en 1984 par les mêmes groupes précités. Elle porte sur une superficie brute de 1986 ha, situé à environ 2 km au sud Athiémé en territoire béninois.

- Etude de mise à jour du projet d'aménagement hydro- agricole de la basse vallée du fleuve Mono. Elle porte sur la délimitation des périmètres pilotes. Cette étude a été conduite cette fois ci en 1996 toujours par ELECTROCONSULT et LOUIS BERGER INTERNATIONAL.

Le périmètre pilote béninois couvre une superficie de 620 ha bruts. L'étude réalisée a scindé la phase pilote en deux parties :

Une phase de démarrage, portant sur l'aménagement de 40 ha nets, à réaliser sur 3 ans.

Une phase pilote proprement dite portant sur l'aménagement de 380 ha nets, à aménager également sur 3 ans.

Cependant, lors de l'élévation du projet en 1986, la mission de la Banque Arabe de Développement en Afrique BADEA en association avec les cadres béninois ont rejeté l'idée d'aménager le périmètre en deux phases, en se référant aux résultats concluants, obtenus sur le périmètre d'Agomé Glozou, au Togo.

4 -3 Description du site

Le site du projet se retrouve au sud de la commune d'Athiémé dans le département du Mono en République du Bénin (voir figure 1). Situé dans la plaine alluviale, le périmètre pilote longe la rive gauche du fleuve Mono sur près de 5 km. Il présente une légère dépression qui parcourt son centre, une zone de replat légèrement ondulée et dominée par des bourrelets de berges étendus sur 1 à 2 m. De part la spécificité de ce modelé, les caractéristiques des sols sur le site en sont influencées. C'est un périmètre de forme assez irrégulière mais plus ou moins longiforme. Sa grande dimension s'étend sur 15 km et sa plus petite s'élève à environ 500m.

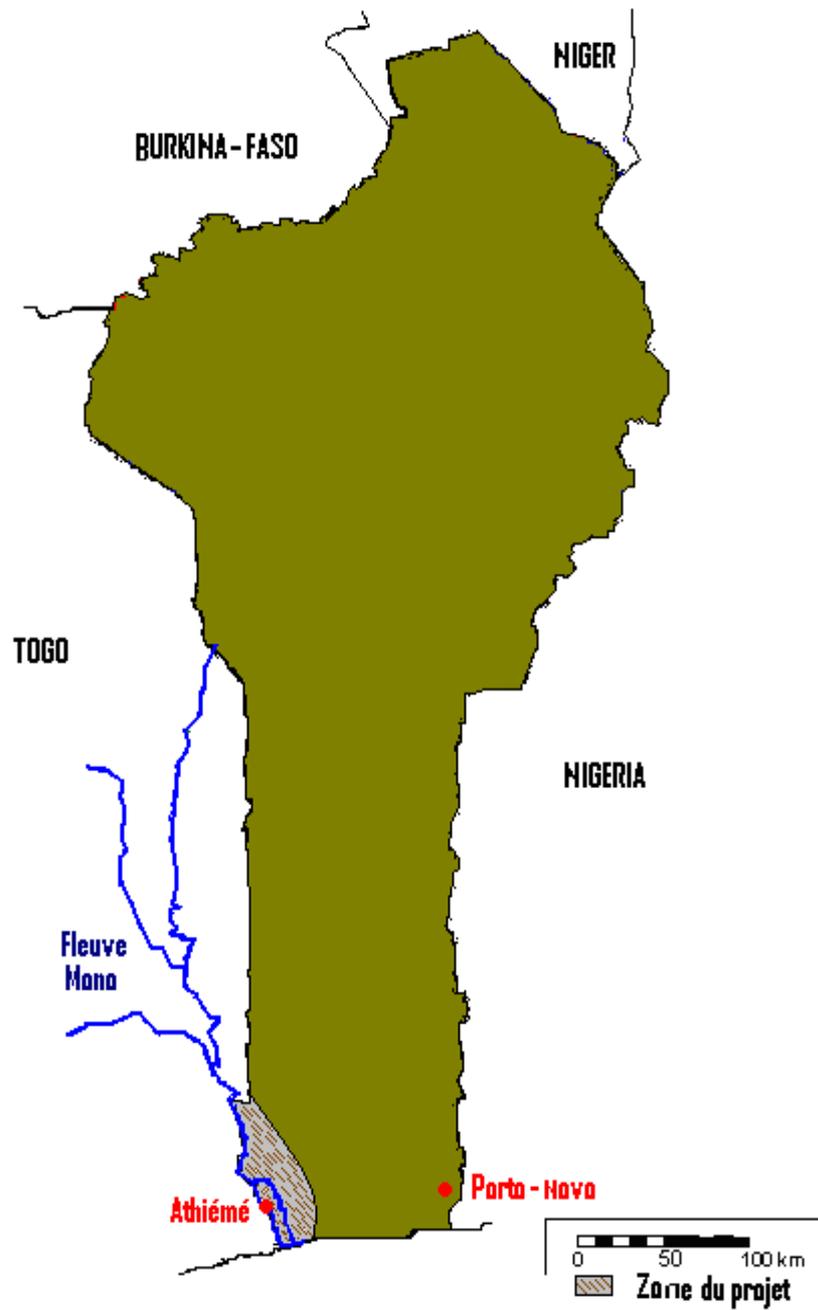


Figure 1: Carte du Bénin montrant la zone du projet (Source : Sohoulade 2006)

4-3-1 Climat et végétation

A l'instar de toute la région du Mono, le site bénéficie d'un climat subéquatorial avec une alternance de deux saisons pluvieuses et deux sèches. La deuxième saison pluvieuse dite « la petite » est moins marquée que la première encore appelée « grande saison des pluies ». La moyenne pluviométrique annuelle s'élève à environ 1000 mm mais encore faut-il signaler que la région connaît un problème d'irrégularité chronique des précipitations depuis quelques années. Les températures dans la région sont généralement régulières avec une moyenne annuelle de 26,6°C avec un minimum journalier de 12,8°C et un maximum de 38,2°C. Le couvert végétal sur le site est très dégradé sans doute pour des raisons anthropiques. Ainsi donc le couvert naturel laisse progressivement place à des formations herbacées de *Panicum maximum*, *Penisetum purpureum*, *Andropogon gayanus*. Cette végétation de néoformation est parsemée de rares ligneux tels *Mitragyna inermis*, *Anogeissus leiocarpus*, *Butyrospermum parkii*. A cette végétation s'ajoute aujourd'hui des plantations de palmiers vignobles *Elaeis guineensis*.

4-3-2 Topographie et pédologie

La topographie du périmètre pilote est assez régulière sur l'ensemble et les côtes varient entre 14 IGN au nord et va à 10 IGN vers le sud (INGEMA- BENIN CONSULT, 2001). Cette variation des côtes sur le périmètre semble suivre le prolongement du fleuve Mono qui borde la limite ouest du périmètre sur environ 5 km. Cependant la partie sud du périmètre est marquée par une irrégularité et présente des dépressions constituant un passage préférentiel des eaux en période de remontée du niveau du fleuve.

Le site est caractérisé par des formations alluviales récentes et marines. Les niveaux superficiels sont souvent sableux recouverts d'une épaisseur variable d'alluvions fines argileuses ou argilo limoneuses. On note aussi des successions de dépôts argileux. Suivant des critères agronomiques les sols du site peuvent être regroupés en deux catégories. Dans un premier temps, on peut distinguer les sols limoneux, les limono sableux et les limono argilo sableux qui conviendraient mieux aux cultures maraîchères, les cultures vivrières et certaines cultures pérennes. Dans un second rang, se retrouvent les sols argileux, des argilo limoneux dans les zones de replat et de dépression avec des conditions hydriques très favorables à la

riziculture. En définitif, sur le site, environ 300 ha de terres à vocation rizicole ont été délimités tandis le reste soit 50 ha a été prévu pour des assolements de cultures maraîchères, vivrières et pérenne dont le palmier à huile en particulier.

4-3-3 Hydrologie

Bien que la pluviométrie annuelle de la région soit l'une des plus basse du pays, la basse vallée du fleuve Mono reste une zone à régime hydrologique assez complexe. Cette complexité n'est pas seulement la conséquence du climat mais aussi et surtout le résultat de la pédologie du milieu et d'une fluctuation du régime du fleuve Mono. En effet à l'amont du fleuve Mono, dans la partie togolaise, se trouve le barrage hydro-électrique de Nagbéto. Ce barrage par ses caractéristiques et son fonctionnement influence sensiblement le cours du fleuve Mono. Le site est souvent sujet à des inondations temporaires qui interviennent pendant la saison des pluies et plus précisément en Juillet et Octobre en certaines parties La surface du sol est souvent submergée

4-3-4 Pluviométrie

Le site du projet se retrouve dans une région du Bénin marquée par une pluviométrie relativement basse et irrégulière par rapport à l'ensemble du pays (Akponikpe, 1999). Sur la période allant de 1979 à 2000, les moyennes pluviométriques mensuelles observées sur l'une des stations météorologiques les plus proche, c'est-à-dire celle de Lokossa, sont présentées par la figure 2 et le tableau 1.

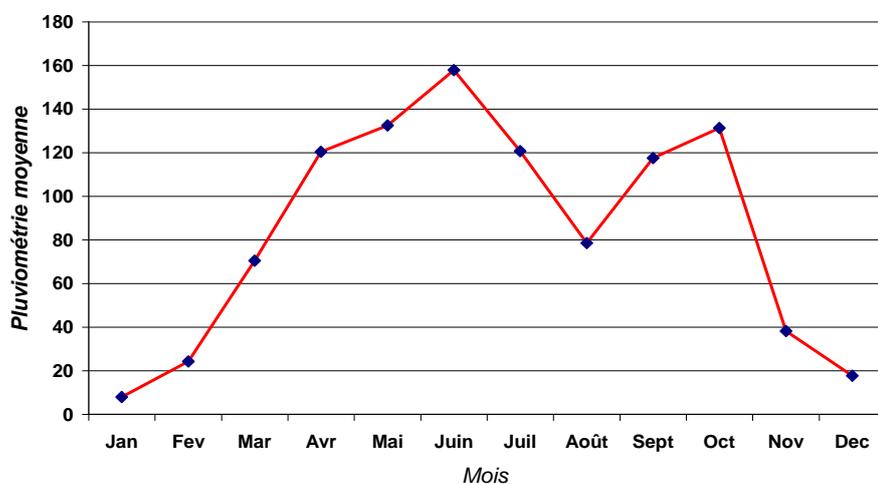


Figure 2 : Pluviométries moyennes mensuelles sur la station de Lokossa

Tableau 1 : Pluviométries moyennes mensuelles sur la station de Lokossa

| Mois | Jan | Fev | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sept | Oct | Nov | Dec |
|-------------|-----|------|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|------|------|
| Pluies (mm) | 7,9 | 24,2 | 70,4 | 120,4 | 132,4 | 157,8 | 120,6 | 78,5 | 117,4 | 131,2 | 38,1 | 17,7 |

4-3-5 Les fluctuations du fleuve Mono

Le fleuve Mono prend sa source sur le territoire togolais et traverse le sud-ouest du Bénin avant de se jeter dans l’océan Atlantique au niveau des côtes béninoises. En république togolaise un barrage hydro-électrique celui de Nagbéto est construit sur le fleuve à environs 140 km de son embouchure. Au niveau de la basse vallée du Mono, le fleuve s’étend sur des largeurs allant de 70 à 100 m. dans cette région le fleuve est caractérisé par une pente relativement douce entre 0,006 et 0,04%. Le cours du fleuve est soumis à une influence

sensible du barrage de Nagbéto. Selon les débits lâchés au niveau du barrage, on note une influence sur les crues du fleuve dans la basse vallée du Mono.

5 - Propositions pour une optimisation du réseau d'irrigation

Il s'agit d'un réseau composé d'une station de pompage. L'eau est pompée directement à partir du fleuve et est refoulée d'abord dans une bête à ciel ouvert mais installée à une cote suffisante pour dominer l'ensemble du périmètre. De la bête, l'eau s'écoule gravitairement dans le réseau de canaux en direction des aires aménagées. Le réseau de canaux est composé d'un canal principal qui se jette dans deux secondaires S1 et S2 (voir figure 3). Le secondaire S1 déverse ses eaux dans six canaux tertiaires tandis que le S2 ne dispose que de quatre tertiaires. Cependant l'ensemble du réseau est prévu en remblai de terre compacté.

Au niveau du réseau, certains aspects suscitent encore des réflexions. Il s'agit entre autre de l'emprise des canaux primaire et secondaires sur le site mais aussi des dispositions qualitatives relatives aux tertiaires.

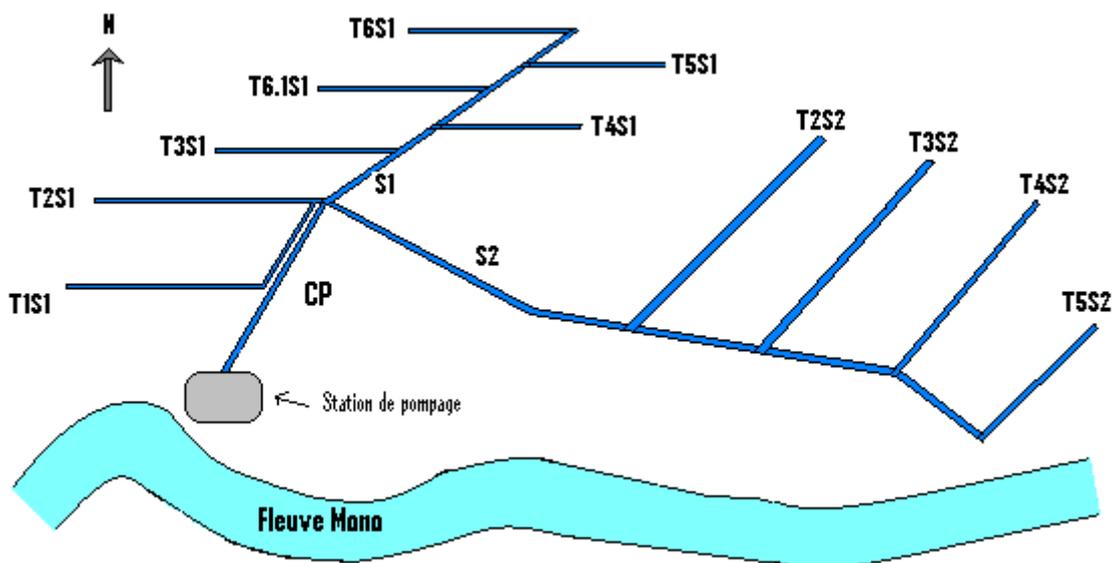


Figure 3 : Le réseau d'irrigation présumé sur le périmètre pilote du PAHV-Mono

5 -1 Le canal principal

Dans sa conception, le canal primaire a une emprise d'environ 22m avec une hauteur d'environ 3m (voir figure 4). Le CP s'étend sur environ 680 m. Cela correspond à une perte en superficie d'environ 1,5 ha. Les caractéristiques du CP sont présentées dans le tableau 2.

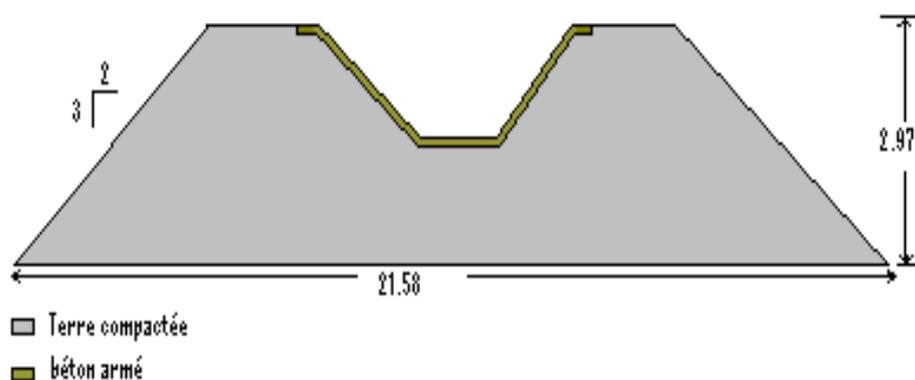


Figure 4 : Coupe transversale en début du canal principal (point numéro 1 du tableau 2)

Tableau 2 : Les caractéristiques en long du canal principal

| Numéro des points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------|-----------------------|-------|-----------------------|-------|-------|-------|
| Côte TN | 12,64 | 12,44 | 12,22 | 12,46 | 12,54 | 13,10 |
| Côte Radier | 13,72 | 13,71 | 13,70 | 13,69 | 13,66 | 13,65 |
| Côte berge | 15,61 | 15,60 | 15,59 | 15,57 | 15,56 | 15,54 |
| Distance cumulée | 0 | 80 | 180 | 340 | 500 | 660 |
| Caractéristiques | Débit Q= 1260L/s | | Largeur plafond B= 1m | | | |
| | Tirant d'eau h= 1,54m | | Vitesse V= 0,25 m/s | | | |
| | Pente= -0,0001 | | | | | |

Source : FADOUL -TECHNIBOIS, 2006

5-1-1 Alternative sur le Canal Principal : option d'un canal porté

L'envergure du CP en remblai est assez impressionnante. Dans ces conditions, le CP s'étale sur une superficie d'environ 15.000 m² et nécessite un volume d'environ 28.850 m³ de terre compactée pour sa réalisation et environ 570 m³ de béton armé (volume de terre estimé en tenant compte d'un encrage de 20 cm). Le CP par sa hauteur posera assez de problèmes de mobilité sur le site.

C'est donc dire en thème d'emprise et de volume de terre, le canal principal suscite assez d'interrogations.

Une des mesures de choix pouvant permettre d'atténuer les inconvénients liés au CP tel que conçu sera d'opter pour un canal porté en lieu et place du canal en remblai (voir figure 5 et 6). Cependant cette option se fera en maintenant les mêmes pentes que celles choisies pour les canaux en remblai. Dans le cadre de l'option du canal porté en béton nous pouvons prendre un $K_s = 75$ puisqu'il s'agira de béton étanche très dosé.

A cet effet nous proposons un canal porté à section rectangulaire et fait en béton armé. Les caractéristiques de ce canal seront interrogations celles indiquées sur les figures suivantes :

Nos calculs seront effectués à partir de la formule du débit en écoulement uniforme :

$$Q = K_s \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}} \sqrt{I}$$

Avec S = section mouillée et P = périmètre mouillé

Coefficient de rugosité $K_s = 75$

Pente I = - 0,0001

Fruit m = 0

Tirant d'eau y = 1,24 m

Largeur radier b = 2 m

Débit Q = 1,26 m³/s

Revanche R = 0,25 m

Vitesse V = 0,5 m/s

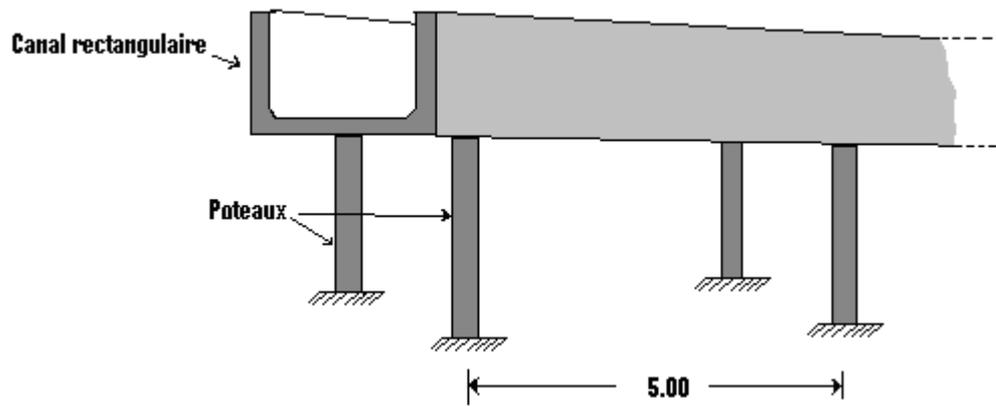


Figure 5 : Canal porté en béton à section rectangulaire

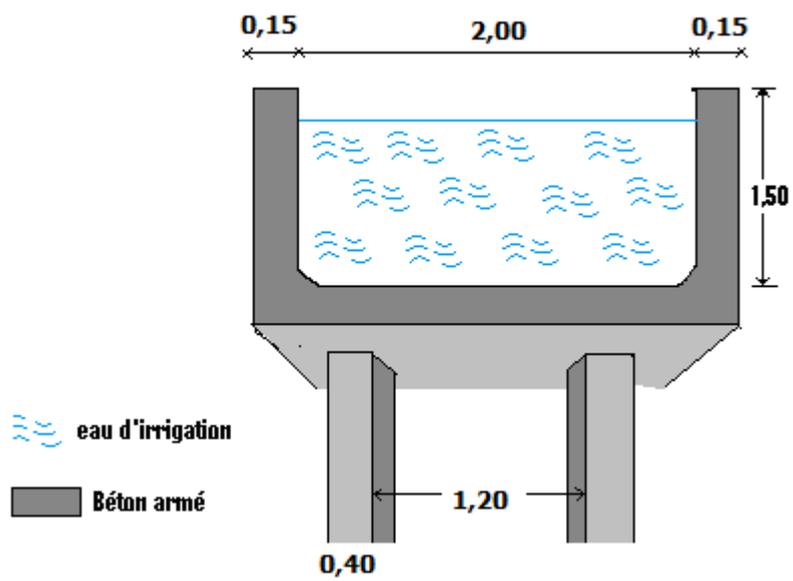


Figure 6 : Coupe transversale du canal porté

5-1-2 Evaluation technique du canal porté sur le CP

Les différentes pièces devant entrer dans la conception du canal porté sont à dimensionner en tenant grand compte des contraintes auxquelles elles seront soumises. Ces contraintes varient suivant la pièce et la fonction qu'elle joue au niveau du canal porté (voir tableau 3).

Il s'agira ici d'évaluer la faisabilité de l'ouvrage à travers une étude technique des pièces. L'étude technique sera menée suivant les règles de dimensionnement proposées par Mougin (2002).

Tableau 3: Les caractéristiques mécaniques des pièces composant le canal porté

| Différents éléments porteurs | Travaille comme : | Types de sollicitation | Forces impliquées |
|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|---|
| Parois | Dalle pleine | Flexion simple | <ul style="list-style-type: none"> - Pression de l'eau sur la paroi - L'effort tranchant lié à l'encastrement |
| Radier | Dalle pleine | Flexion simple | <ul style="list-style-type: none"> - Pression de l'eau sur le radier - Poids des parois |
| Poteaux | Élément vertical porteur | Compression centrée | <ul style="list-style-type: none"> - Le poids de l'eau dans le canal - Le poids du canal - Le poids propre des poteaux |
| Semelles | Semelle rigide | Rupture par cisaillement et rotation | <ul style="list-style-type: none"> - Le poids de l'eau dans le canal - Le poids du canal - Le poids des poteaux |

❖ Evaluation des parois

Lorsque l'eau circule dans le canal, les parois latérales sont soumises à des forces de pression équivalentes à la pression relative de l'eau à des hauteurs d'eau différentes. Ces forces tendent à fléchir les parois vers l'extérieur. Cela veut dire que les parois fonctionnent à l'image d'une pièce soumise à une traction. La pièce étant considérée encastrée dans la dalle du radier, cette dernière est appelée à exercer une force tranchante dont le rôle sera de résister à la pression exercée par l'eau. Le dimensionnement de la paroi sera fait à l'image d'une poutre. Pendant l'écoulement la force la plus importante se retrouve au niveau du fond du canal c'est-à-dire le radier

$$Force = \rho ghS$$

Le schéma mécanique traduisant le phénomène qui a lieu lorsque le canal draine l'eau est présenté par la figure 7 et le schéma de calcul par la figure 8.

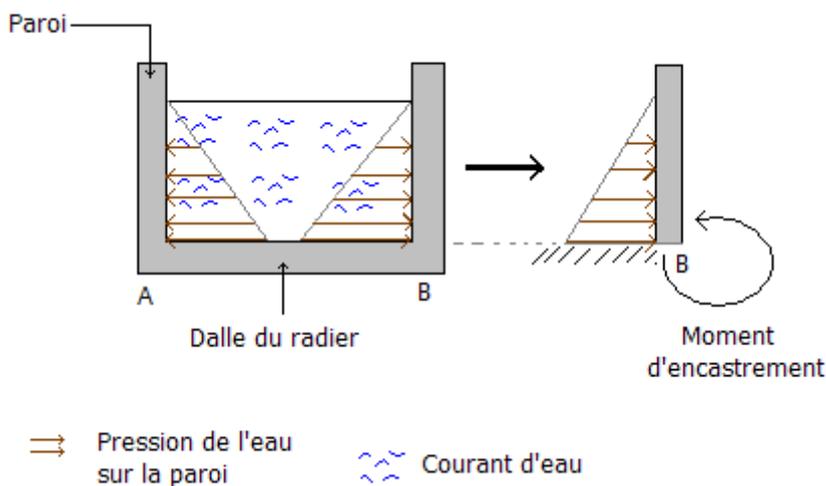


Figure 7: Schéma montrant les sollicitations sur les parois

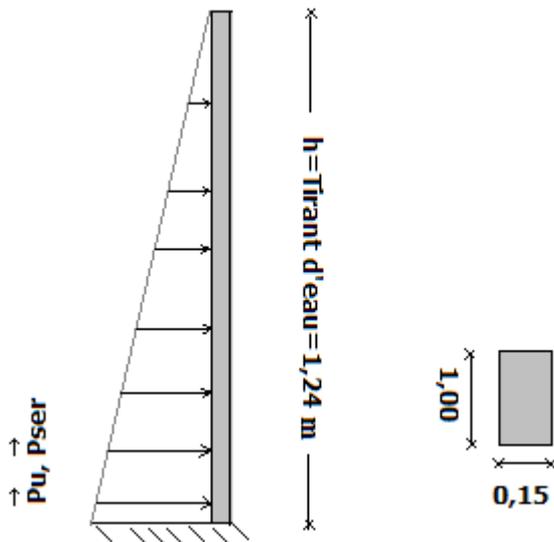


Figure 8: Schéma de calcul de la paroi en service

Evaluation des charges gravitaires agissant sur chacune des parois

La charge permanente sera considérée $N_G = 0$ KN/ml car le poids propre de la paroi est axial et est supporté par la dalle du radier.

La charge d'exploitation $N_Q = \rho g h S = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 10 \text{ N/kg} \times 1,24 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 12,40$ KN/ml

La charge à l'état limite ultime sera $P_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 18,6$ KN/ml

La charge à l'état limite de service sera $P_{Ser} = N_G + N_Q = 12,4$ KN/ml

La réaction aux appuis à l'état limite ultime $V_U = P_U \cdot L/2 = 18,6 \text{ KN/ml} \times 1,24 \text{ m}/2 = 11,53$ KN

La réaction aux appuis à l'état limite de service $V_{Ser} = P_{Ser} \cdot L/2 = 12,4 \text{ KN/ml} \times 1,24 \text{ m}/2 = 7,69$ KN

Le moment d'encastrement à l'état limite ultime $M_U = - P_U \cdot L^2/6 = - 4,77$ KN.m

Le moment d'encastrement à l'état limite de service $M_{Ser} = - P_{Ser} \cdot L^2/6 = - 3,18$ KN.m

$$\begin{cases} M_u = -4,77 \text{ KN.m} \\ V_u = 11,53 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_{ser} = -3,18 \text{ KN.m} \\ V_{ser} = 7,69 \text{ KN} \end{cases}$$

V_U étant l'effort tranchant à l'état limite ultime

V_{Ser} étant l'effort tranchant à l'état limite de service

Ces sollicitations nous permettrons de déterminer la section d'armature dans les parois.

Cependant l'ouvrage est destiné à transporter l'eau d'irrigation, de même le site d'implantation présente assez d'éléments d'agressivité pour les ouvrages. Face à ces réalités, nous convenons de conduire les calculs suivant les conditions de fissuration très préjudiciable. Les calculs se feront à l'état limite de service pour ce qui est relatif au moment de sollicitation et à l'état limite ultime pour ce qui concerne l'effort tranchant. Les détails relatifs aux calculs sont présentés en annexe 3.

Conclusion 1:

Le ferrailage évalué sur 1 mètre linéaire au niveau de la paroi devra nécessiter :

- Pour les armatures principales 1 lit de 12 HA 20 chacun totalisant une section d'armature de 37,68 cm². Avec HA = acier à haute adhérence.
- Pour les armatures de répartition 1 lit de 11 HA 8 chacun totalisant une section d'armature de 5,5 cm².

La figure 9 présente le principe de ferrailage dans cette pièce.

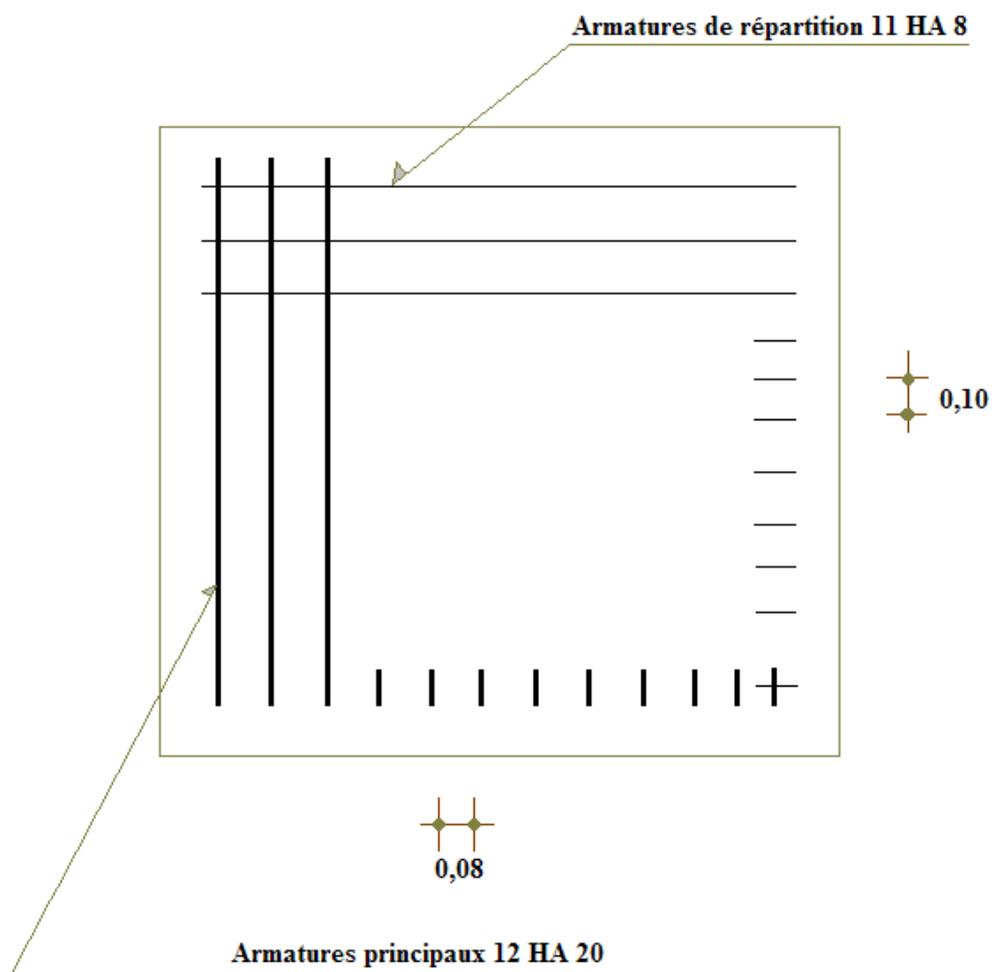


Figure 9: Principe de ferrailage des armatures dans 1 m² de paroi du canal principal

❖ Evaluation des charges gravitaires agissant sur la dalle du radier

Sur sa largeur, le radier du canal principal mesure 2m. Avec l'épaisseur des parois, la dalle du radier fait au total 2,30 m sur sa largeur. La dalle du radier supporte à chacune de ses extrémités le poids \vec{P}_1 des parois puis sur le reste de sa longueur s'étale la pression exercée par l'eau qui ici est uniforme entre les axes des deux poteaux supportant la dalle.

Le schéma mécanique traduisant le phénomène qui a lieu lorsque le canal draine l'eau est présenté par la figure 10 et le schéma de calcul par la figure 11.

A ce niveau si il est important d'identifier la dimension sur laquelle porte la dalle. En considérant la dalle étendue sur 5 mètres d'intervalles entre paires de poteaux et les axes de poteaux, la petite dimension de la dalle sera $l_x = 1,6m$ et la grande $l_y = 5m$.

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,32 \leq 0,4$$

Ce rapport indique que la dalle porte dans le sens de l_x , cela signifie que les déformations de la pièce ont lieu dans le sens de la largeur de la dalle.

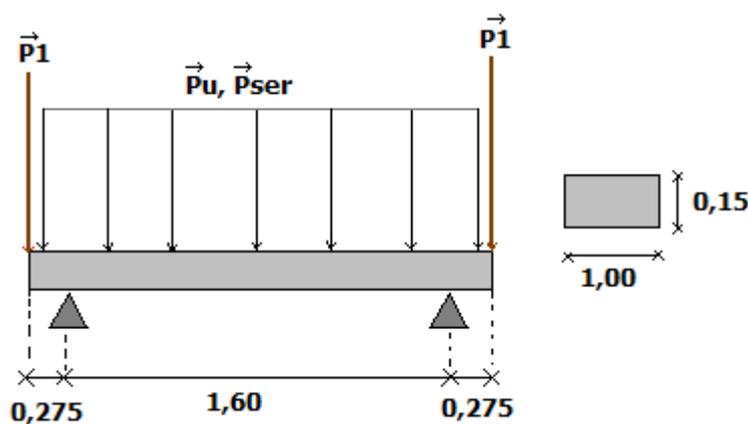


Figure 10 : Schéma mécanique de la dalle du radier

- L'action des forces uniformes sur le radier

La charge permanente $N_G = 2,5T/m^3 \times 10N/kg \times 1m \times 0,15m = 3,75 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation $N_Q = \rho ghS = 1000kg/m^3 \times 10N/kg \times 1,24m \times 1m = 12,40 \text{ KN/ml}$

La charge à l'état limite ultime sera $P_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 23,663 \text{ KN/ml}$

La charge à l'état limite de service sera $P_{Ser} = N_G + N_Q = 16,15 \text{ KN/ml}$

- L'action du poids des parois sur la dalle du radier représente une charge ponctuelle
(Etant donné que c'est la dalle qui est l'élément porteur c'est-à-dire supporte les parois, nous allons considérer la charge ponctuelle comme la paroi longue de 5m)

$$P_{1U} = 1,35 \times 2,5 \cdot 10^3 \text{kg/m}^3 \times 10 \text{N/kg} \times 5 \text{m} \times 1,65 \text{m} \times 0,15 \text{m} = 41,75 \text{KN}$$

$$P_{1Ser} = 2,5 \cdot 10^3 \text{kg/m}^3 \times 10 \text{N/kg} \times 5 \text{m} \times 1,65 \text{m} \times 0,15 \text{m} = 30,95 \text{KN}$$

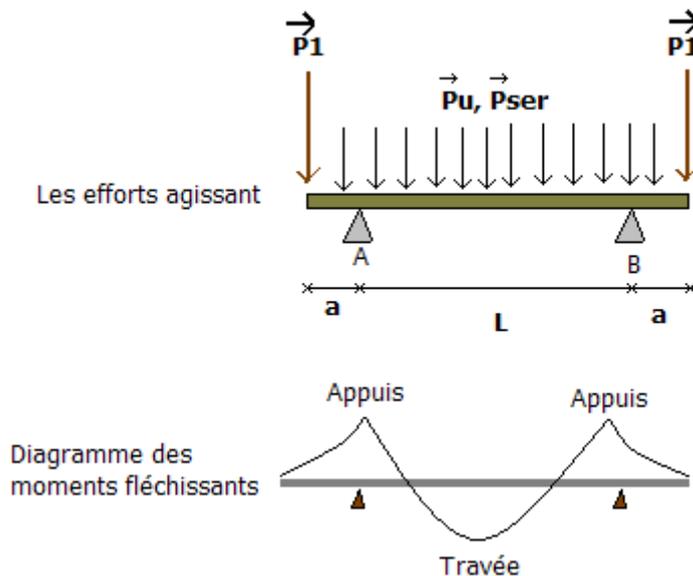


Figure 11: Schémas des efforts et moments sur le radier

Les réactions aux appuis en A et B : $R_A = R_B = p(L+2a)/2 + P_1$

$$\text{Moment en travée : } M_{Trav} = \frac{P}{8} (L^2 - 4a^2) - P_1 \cdot a$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ap} = - p a^2/2 - P_1 \cdot a$$

$$\text{Effort tranchant maximal : } V = p(L+2a)/2 + P_1$$

Le M_{Trav} permettra de déterminer la section d'armature à disposer dans la zone critique de la poutre en travée

Le M_{ap} permettra de déterminer la section d'armature à disposer dans la zone critique de la poutre en appuis

L'évaluation du V permettra de déterminer l'espacement et la section d'armature

A l'état limite ultime

$$R_{AU}=R_{BU}= P_U (L+2a)/2 + P_{1U} = 23,663\text{KN/ml} \times (1,6\text{m} + 2 \times 0,275\text{m})/2 + 41,75\text{KN} = 61,19\text{KN}$$

$$M_{\text{Trav}U} = - 4,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{apU} = - 12,38 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 67,18 \text{ KN}$$

A l'état limite de service

$$R_{ASer}=R_{BSer}=P_{Ser}(L+2a)/2+P_{1Ser} = 16,15 \text{ KN/ml} \times (1,6\text{m} + 2 \times 0,275\text{m})/2+30,95 \text{ KN} = 40,31\text{KN}$$

$$M_{\text{Trav}Ser} = - 3,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{apSer} = - 9,12 \text{ KN.m}$$

$$V_{Ser} = 40,31 \text{ KN}$$

Cependant, le fait que l'ouvrage soit destiné à transporter l'eau d'irrigation, nous convenons de conduire les calculs suivant les conditions de fissuration très préjudiciable. Les calculs se feront à l'état limite de service pour ce qui concerne la flexion simple dépendant du moment de sollicitation. Les différents calculs et les choix des armatures sont présentés en annexe 3.

Conclusion 2 :

Le ferrailage évalué sur 1 mètre linéaire au niveau de la dalle du radier devra nécessiter :

- Pour les armatures principales 1 lit de 12 HA 20 chacun totalisant une section d'armature de $37,68 \text{ cm}^2$.

- Pour les armatures de répartition 1 lit de 11 HA 8 chacun totalisant une section d'armature de $5,5 \text{ cm}^2$;

Le plan de ferrailage indiqué par la figure 12.

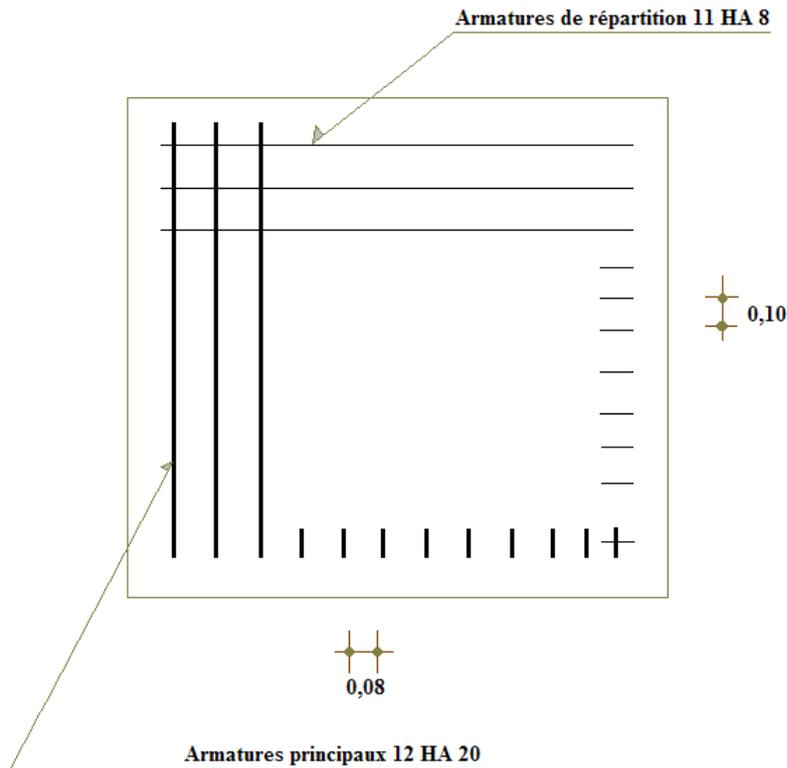


Figure 12: Principe de ferrailage sur 1 m² de la dalle du radier du canal principal

Les conclusions 1 et 2 montrent aisément que l'option des canaux portés est bien réalisable et répond à des conditions techniques pratiques et rationnelles.

C'est d'ailleurs le souci pratique qui a conduit à ces dimensionnements.

❖ **Evaluation des semelles et poteaux**

Le canal porté sera construit en béton armé dosé à 400 kg/m³, les poteaux et semelles seront en béton dosé 350 kg/m³.

Les poteaux seront installés tous les 5m. A chaque emplacement des poteaux des joints water-stop seront disposées pour garantir une bonne étanchéité à l'ouvrage. Ainsi nous fondons notre dimensionnement sur la longueur unitaire de 5m.

D'après ses études de sol sur le site du PAVH- Mono, LERGC (2006) suggère une capacité portante admissible du sol de $\bar{\sigma}_{sol} = 0,7bars$ sur 1,40m de profondeur.

Evaluation de la charge portée sur 5m :

Béton du canal : $5 \text{ m} \times 0,15\text{m} \times 5,3\text{m} \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 9,94 \text{ tonnes}$

Colonne d'eau dans le canal : $5\text{m} \times 2,6 \text{ m}^2 \times 1 \text{ t/m}^3 = 13 \text{ tonnes}$

Soit un total de 23 tonnes à supporter par la paire de poteaux car les paires de poteaux sont prévues avec l'intervalle de 5m.

Le calcul présenté en annexe 5 indique comme armatures pour les poteaux : Choix des filants dans les angles 4 HA 12 et Choix des filants intermédiaires 2 HA 10 (voir figure 13).

La masse de la paire de poteaux (également supportée par les semelles)

$2 \times 0,40 \times 0,40 \times 2,5 \times 2,5 \text{ t/m}^3 = 2 \text{ tonnes}$ (Nous avons considéré la section $0,40 \times 0,40$ pour chaque poteau).

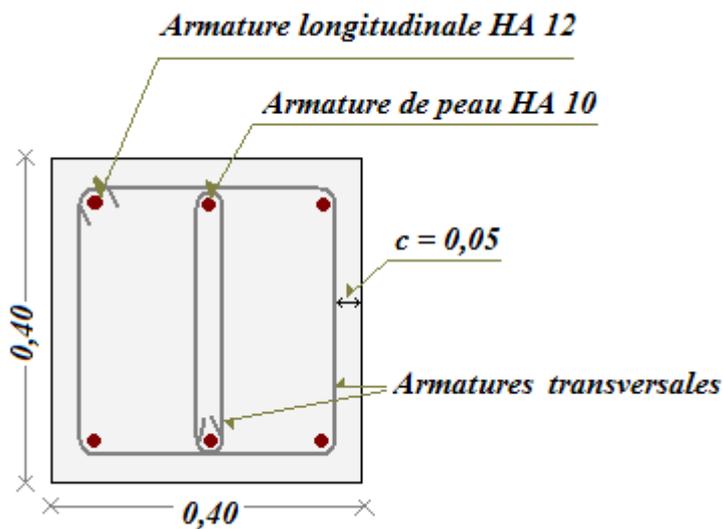


Figure 13 : Principe de ferrailage des poteaux

La charge totale au niveau des semelles s'élève donc à 25 tonnes

La superficie des semelles sera donnée par la formule :

$$\text{Surface (mm}^2\text{)} \geq \frac{\text{Poids de l'ouvrage (N)}}{\text{Capacité portante (MPa)}}$$

Avec : $1\text{MPa} = 10^6 \text{ Pa} = 10 \text{ bars}$

Soit : $25 \cdot 10^3 \times 10 \text{ N} / 0,07 \text{ MPa} = 3,56 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Nous convenons de choisir une section de 2,5m x 2,5m totalisant une superficie de 6,25 m².

La section des poteaux est a x b= 0,4m x0,4m ; celle des semelles est A x B= 2,5m x 2,5m

Pour évaluer l'épaisseur h_t à donner aux semelles nous procéderons par la formule suivante :

$$h_t \geq \max \left(h_t = \max \left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right) + c \right) \text{ où } c \text{ désigne l'enrobage.}$$

En prenant c=5cm, nous avons pour épaisseur de semelle 0,45 m.

Ces éléments nous amènent à vérifier si la semelle porte. Pour cela nous allons procéder au calcul de la contrainte effective sous la semelle :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{semelle}}{A \times B};$$

Avec N_{ser} = poids de l'ouvrage = 0,25MN et P_{semelle} = poids de la semelle = 0,09375MN

Nous obtenons ainsi $\sigma_{sol} = 0,055MPa \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0,07MPa$ donc notre semelle est géométriquement bien dimensionnée.

Calcul des armatures de la semelle :

Soit A_x les armatures parallèles à la largeur de la semelle et A_y celles parallèles à la longueur.

$$A_x = \frac{N'_{ser}(A - l_b)}{8d\sigma_{sol}}; \text{ Avec } l_b = \text{largeur de la poutre de libage et } N'_{ser} = N_{ser} + P_{semelle}$$

A_x = 9,51cm²; et nous convenons de choisir 8 HA 14 totalisant une section de 12,32cm².

$$A_y = \frac{A_x}{3} = 3,17cm^2; \text{ Nous convenons de choisir 6 HA 10 totalisant une section de 4,74cm}^2.$$

Le plan de ferrailage est indiqué par la figure 14.

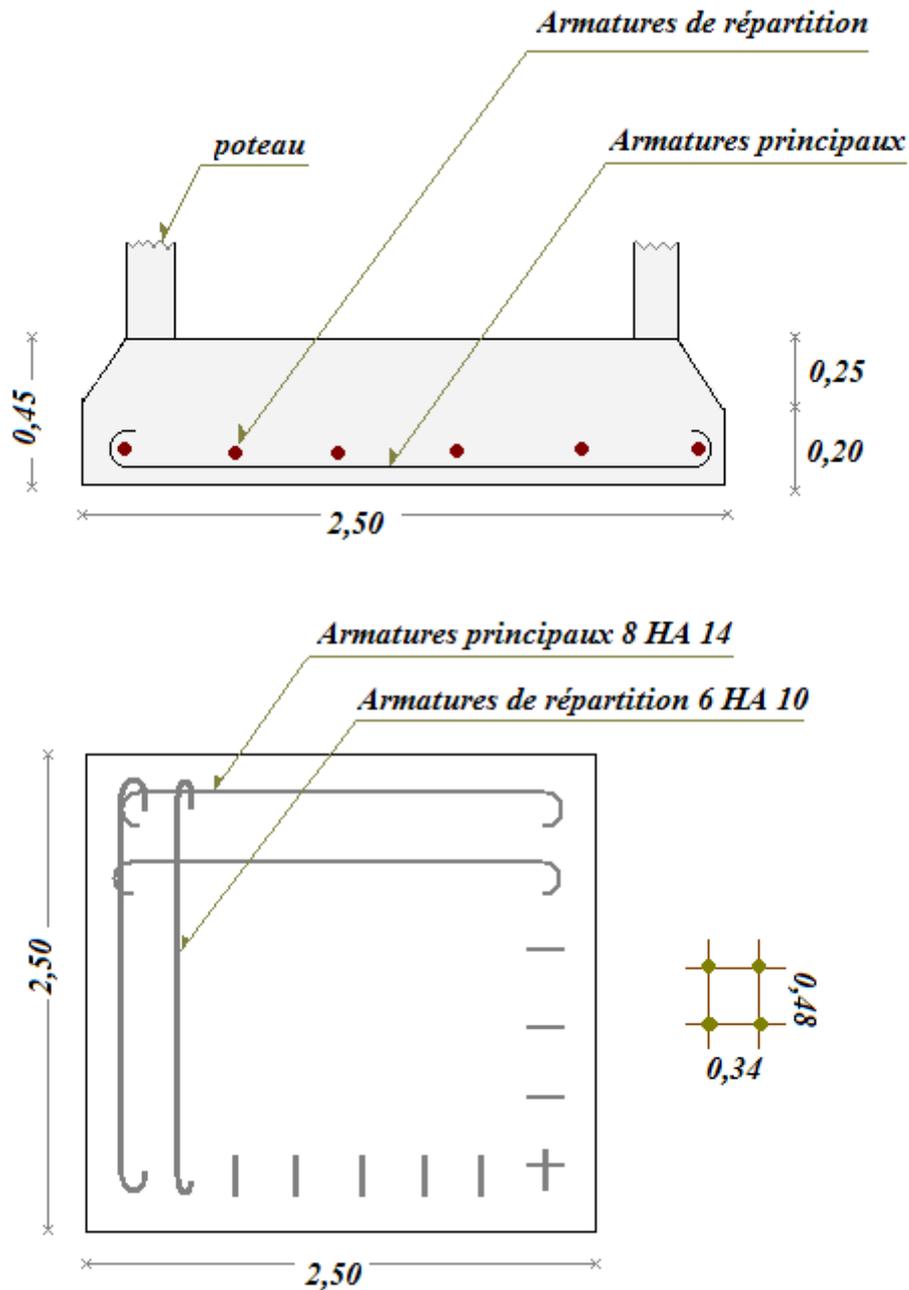


Figure 14 : Principe de ferrailage des semelles

Le nombre total de paires de poteaux est de 136 selon l'intervalle de 5 m adopté.

Le volume total de béton nécessaire pour les semelles s'élève à 382,03 m³

Pour ce qui concerne les poteaux, on estimera la hauteur des poteaux avec un profondeur d'enfouissement de 1,4 m compte tenu des éléments d'études géotechniques.

Le complément en hauteur est déterminé par rapport à la côte radier et la côte TN.

La procédure de calcul présentée dans le tableau 2 donne pour volume total de béton nécessaire de 77, 85 m³ pour la construction des poteaux.

Le volume total de béton pour les poteaux et semelles s'élève donc à environ 459,88 m³

Le tableau 4 présente l'estimation des volumes des semelles et poteaux de ce canal porté.

Contrainte

Tableau 4: Calcul des volumes de poteaux du CP

| Points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|------------------------------------|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Côte TN | 12,64 | 12,44 | 12,22 | 12,46 | 12,54 | 13,1 | 13,1 |
| Côte Radier | 13,72 | 13,71 | 13,7 | 13,69 | 13,66 | 13,65 | 13,65 |
| Distance cumulée | 0 | 80 | 180 | 340 | 500 | 660 | 680 |
| Taille des poteaux | 2,48 | 2,67 | 2,88 | 2,63 | 2,52 | 1,95 | 1,95 |
| Taille moyenne des poteaux | | 2,58 | 2,78 | 2,76 | 2,58 | 2,24 | 1,95 |
| Nombre de paires de poteaux | | 16 | 20 | 32 | 30 | 34 | 4 |
| Volume partiel de béton | | 13,184 | 17,76 | 28,2112 | 24,72 | 24,3168 | 2,496 |
| Volume total de béton | 110,69 m³ | | | | | | |

5-1-3 Evaluation financière et pratique de l'opportunité du canal porté sur le CP

Bien que les dispositions techniques rendent possible le choix des canaux portés, on ne saurait consentir sur l'opportunité sans estimer d'avance l'incidence financière et pratique d'un tel choix.

Les tableaux 5 et 6 présentent une comparaison des avantages de ce canal porté et celui du canal en remblai.

Tableau 5 : Estimation des coûts des différentes options sur le canal principal

| | Matériaux | Volume (m ³) | Prix unitaires | Coût (FCFA) | Total |
|----------------------|--|--------------------------|----------------|-------------|--------------------|
| Canal remblai | béton 350 kg/m ³ | 573 | 120 000 | 68 760 000 | 184 160 000 |
| | Terre de remblai | 28 850 | 4 000 | 115 400 000 | |
| | Joint water-stop | | | | |
| Canal porté | béton armé dosé à 400 kg/m ³ | 550,5 | 200 000 | 110100000 | 194 988 000 |
| | béton 350 kg/m ³ pour poteaux et semelles | 459,88 | 120 000 | 55185600 | |
| | Béton de propreté | 40,8 | 80 000 | 3264000 | |
| | Fouille | 1509,6 | 4 000 | 6038400 | |
| | Joint water-stop | 680 | 30 000 | 20 400 000 | |

NB : Les prix unitaires utilisés pour les matériaux sont ceux couramment utilisés

Tableau 6: Comparaison des deux options de canaux

| Eléments de comparaison | Canal en remblai | Canal porté |
|--|---|---|
| Emprise (m²) | 15 000 | 1632 |
| Coût (FCFA) | 184 160 000 | 194 988 000 |
| Volume de remblai (m³) | 28 850 | 0 |
| Tirant d'eau (m) | 1,54 | 1,24 |
| Durabilité | Risques de dégradation liés aux inondations et pluies | Durable et résistant à l'érosion et dommages très négligeables en cas d'inondation |
| Hauteur des canaux | Canal en remblai assez élevé | Hauteur du canal porté par rapport au TN diminue d'environ 30cm par rapport au canal en remblai |

5 -2 Les canaux secondaires

Le canal principal se jette dans deux secondaires S1 et S2. Les secondaires sont prévus en remblai mais avec un revêtement en maçonnerie. Ces secondaires sont aussi de grandes envergures avec d'importantes emprises. Cependant le terrain naturel impose quelques spécificités aux canaux ce qui rend nécessaire une analyse séparée de ces deux canaux secondaires.

5 -2 -1 Le canal secondaire S1 : analyse de l'opportunité d'un canal porté

Dans les conditions du S1 en remblais, il s'étale sur une superficie d'environ 0,60 ha et nécessite un volume d'environ 11039 m³ de terre compactée pour sa réalisation et près de 256 m³ de béton armé (volume de terre estimé en tenant compte d'un encrage de 20 cm).

L'option de canal porté prévu sur cet axe est présentée par la figure 15. Les tableaux 7, 8 et 9 présentent respectivement les caractéristiques en long du canal tel que prévu en remblai, l'estimation du volume des poteaux puis l'évaluation des coûts.

Nos calculs seront effectués à partir de la formule du débit en écoulement uniforme énoncée plus haut.

Coefficient de rugosité de Strickler $K_s = 75$

Pente $I = 0,0001$

Fruit $m = 0$

Tirant d'eau $y = 0,97$ m

Largeur radier $b = 1,2$ m

Débit $Q = 0,45$ m³/s

Revanche $R = 0,15$ m

Vitesse $V = 0,33$ m/s

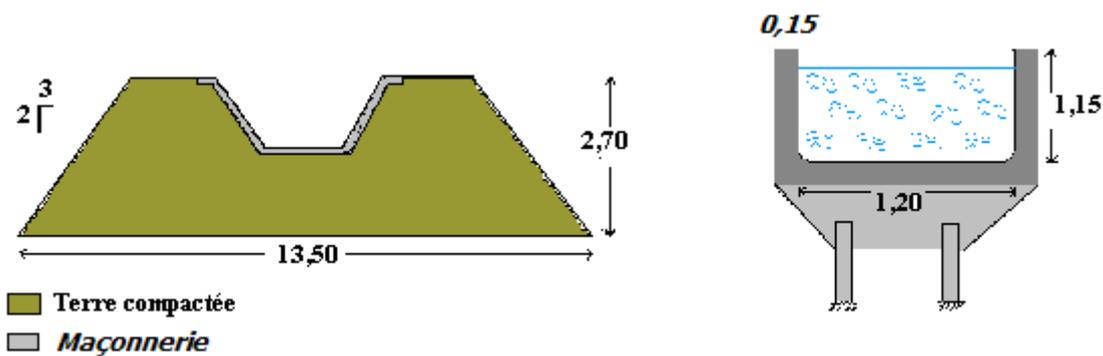


Figure 15 : Coupe transversale des options sur le canal secondaire S1

Tableau 7 : Les caractéristiques en long du canal secondaire S1

| Numéro des points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------------|---------------------------|-------|---------------------------|-------|-------|
| Côte TN | 12,65 | 12,93 | 12,69 | 12,85 | 12,68 |
| Côte Radier | 14,24 | 13,95 | 13,97 | 13,95 | 13,94 |
| Côte berge | 15,35 | 15,09 | 15,08 | 15,06 | 15,05 |
| Distance cumulée | 0 | 70 | 170 | 390 | 457 |
| Caractéristiques | Débit $Q = 420$ L/s | | Largeur plafond $B = 1$ m | | |
| | Tirant d'eau $h = 0,92$ m | | Vitesse $V = 0,19$ m/s | | |
| | Pente = 0,0001 | | | | |

Source : FADOUL -TECHNIBOIS, 2006

❖ Evaluation des semelles et poteaux

Le S1 nécessite 92 paires de poteaux disposées tous les 5 m

- Volume de béton pour le canal = 356,5 m³

- Nous allons considérer la section 0,30 x 0,30 pour les poteaux
et donc le volume de béton pour les 92 paires de poteaux = 43 m³

- Evaluation des semelles :

Superficie semelles par paire de poteaux = $14,35 \cdot 10^4 \text{ N} / 0,07 \text{ MPa} \approx 2,4 \text{ m}^2$

Volume de béton pour les 92 semelles = 88,32 m³ (avec une épaisseur de 0,40 m pour les semelles).

En ce qui concerne les armatures à adopter pour les différentes pièces composant l'ouvrage, nous proposons les mêmes dispositions qu'au niveau du canal principal.

Tableau 8: calcul des volumes de poteaux du S1

| Points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-----------------------------|-------------------------|--------|-------|---------|--------|
| Côte TN | 12,65 | 12,93 | 12,69 | 12,85 | 12,68 |
| Côte Radier | 14,24 | 13,95 | 13,97 | 13,95 | 13,94 |
| Distance cumulée | 0 | 70 | 170 | 390 | 457 |
| Taille des poteaux | 2,99 | 2,42 | 2,68 | 2,5 | 2,66 |
| Taille moyenne des poteaux | | 2,71 | 2,55 | 2,59 | 2,58 |
| Nombre de paires de poteaux | | 14 | 20 | 44 | 14 |
| Volume partiel de béton | | 6,8166 | 9,18 | 20,5128 | 6,5016 |
| Volume total de béton | 43 m³ | | | | |

Tableau 9 : Estimation des coûts des différentes options sur le S1

| | Matériaux | Volume (m ³) | Prix unitaires | Coût (FCFA) | Total |
|----------------------|--|--------------------------|----------------|-------------|-------------------|
| Canal remblai | béton 350 kg/m ³ | 256 | 120 000 | 30 720 000 | 74 876 000 |
| | Terre de remblai | 11 039 | 4 000 | 44 156 000 | |
| | Joint water-stop | | | | |
| Canal porté | béton armé dosé à 400 kg/m ³ | 267,375 | 200 000 | 53475000 | 86 879 000 |
| | béton 350 kg/m ³ pour poteaux et semelles | 131,32 | 120 000 | 15758400 | |
| | Béton de propreté | 18,4 | 80 000 | 1472000 | |
| | Fouille | 662,4 | 4 000 | 2649600 | |
| | | | | | |
| | Joint water-stop | 450,8 | 30 000 | 13 524 000 | |

5 -2 -2 Le canal secondaire S2 : analyse de l'opportunité d'un canal porté

Le S2 se présente en quatre tronçons qui se distinguent par les longueurs, les débits et donc les sections (les pentes étant les mêmes). Le premier tronçon par sa longueur d'environ 944m, son envergure marquée et sa section est de loin le plus important du S2. Ce tronçon fera l'objet de l'analyse de l'option canal porté en remplacement du remblai préalablement prévu sur le S2.

Dans sa conception, ce tronçon du canal S2 a en moyenne une largeur de 13 m avec une hauteur d'environ 2,60 m. L'étalement de ce tronçon correspond à une perte en superficie d'environ 1,3 ha.

L'envergure du premier tronçon du S2 est assez impressionnante. Dans ces conditions, ce tronçon s'étale sur une superficie d'environ 1,23 ha et nécessite un volume d'environ 25.000 m³ de terre compactée pour sa réalisation et environ 374,22 m³ de béton armé (volume de terre estimé en tenant compte d'un encrage de 20 cm).

L'option de canal porté prévu sur cet axe est présentée par la figure 16. Les tableaux 10, 11 et 12 présentent respectivement les caractéristiques en long du canal tel que prévu en remblai, l'estimation du volume des poteaux puis l'évaluation des coûts.

Nos calculs seront effectués à partir de la formule du débit en écoulement uniforme énoncée plus haut.

Coefficient de rugosité de Strickler $K_s = 75$

Pente $I = 0,0005$

Fruit $m = 0$

Tirant d'eau $y = 0,67$ m

Largeur radier $b = 1,2$ m

Débit $Q = 0,63$ m³/s

Revanche $R = 0,15$ m

Vitesse $V = 0,62$ m/s

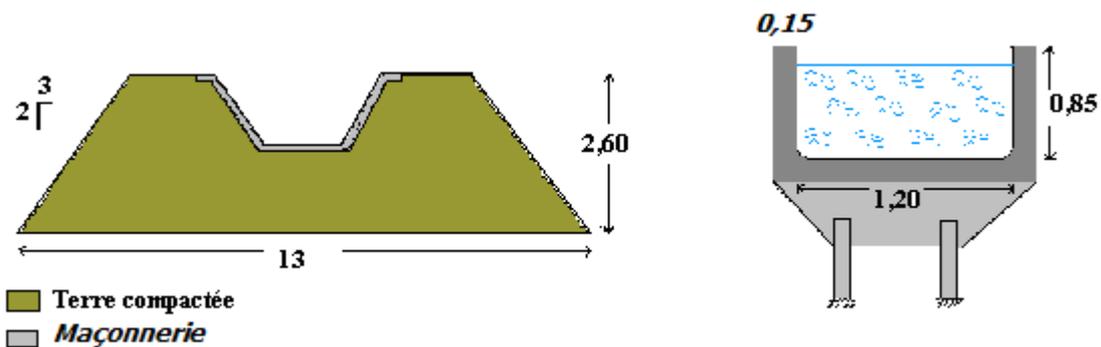


Figure 16 : Coupes transversales des options sur le canal secondaire S2

Tableau 10: Les caractéristiques du profil en long du premier tronçon du S2

| Numéro des points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|-------------------|---------------------------|-------|---------------------------|------------------------|-------|-------|--------|
| Côte TN | 13,08 | 12,97 | 12,82 | 12,29 | 11,93 | 12,19 | 12,53 |
| Côte Radier | 14,22 | 14,19 | 14,16 | 14,08 | 13,98 | 13,84 | 13,62 |
| Côte berge | 15,20 | 15,17 | 15,14 | 15,06 | 14,96 | 14,81 | 14,59 |
| Distance cumulée | 0 | 60 | 124 | 280 | 480 | 670 | 943,95 |
| Caractéristiques | Débit $Q = 630$ L/s | | Largeur plafond $B = 1$ m | | | | |
| | Tirant d'eau $h = 0,76$ m | | | Vitesse $V = 0,39$ m/s | | | |
| | Pente = 0,0005 | | | | | | |

Source : FADOUL -TECHNIBOIS, 2006

❖ *Evaluation des semelles et poteaux*

Le S2 nécessite 189 paires de poteaux disposées tous les 5 m

- Volume de béton pour le canal = $467,25 \text{ m}^3$

- Nous allons considérer la section $0,30 \times 0,30$ pour les poteaux

Et donc le volume de béton pour les 189 paires de poteaux = $102,72 \text{ m}^3$

- Evaluation des semelles :

Superficie semelles par paire de poteaux = $11,56 \cdot 10^4 \text{ N} / 0,07 \text{ MPa} = 1,65 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \approx 2 \text{ m}^2$

Volume de béton pour les 189 semelles = $151,2 \text{ m}^3$ (avec une épaisseur de $0,40 \text{ m}$ pour les semelles).

En ce qui concerne les armatures à adopter pour les différentes pièces composant l'ouvrage, nous proposons les mêmes dispositions qu'au niveau du canal principal.

Tableau 11: Calcul des volumes de poteaux du S2

| Numéro des points | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|-----------------------------|--------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Côte TN | 13,08 | 12,97 | 12,82 | 12,29 | 11,93 | 12,19 | 12,53 |
| Côte Radier | 14,22 | 14,19 | 14,16 | 14,08 | 13,98 | 13,84 | 13,62 |
| Distance cumulée | 0 | 60 | 124 | 280 | 480 | 670 | 943,95 |
| Taille des poteaux | 2,54 | 2,62 | 2,74 | 3,19 | 3,45 | 3,05 | 2,49 |
| Taille moyenne des poteaux | | 2,58 | 2,68 | 2,97 | 3,32 | 3,25 | 2,77 |
| Nombre de paires de poteaux | | 12 | 13 | 31 | 40 | 38 | 55 |
| Volume partielle de béton | | 5,5728 | 6,2712 | 16,5447 | 23,904 | 22,23 | 27,423 |
| Volume total de béton | 102 m³ | | | | | | |

Tableau 12 : Estimation des coûts des différentes options sur le S2

| | Matériaux | Volume (m ³) | Prix unitaires | Coût (FCFA) | Total |
|----------------------|--|--------------------------|----------------|-------------|--------------------|
| Canal remblai | béton 350 kg/m ³ | 374,22 | 120 000 | 44 906 400 | 144 906 400 |
| | Terre de remblai | 25 000 | 4 000 | 100 000 000 | |
| | Joint water-stop | | | | |
| Canal porté | béton armé dosé à 400 kg/m ³ | 467,25 | 200 000 | 93450000 | 151 021 200 |
| | béton 350 kg/m ³ pour poteaux et semelles | 253,2 | 120 000 | 30384000 | |
| | Béton de propreté | 37,8 | 80 000 | 3024000 | |
| | Fouille | 1360,8 | 4 000 | 5443200 | |
| | | | | | |
| | Joint water-stop | 624 | 30 000 | 18 720 000 | |
| | | | | | |

5 -3 Les canaux tertiaires : propositions pour une optimisation

Ces canaux sont prévus sans revêtement alors qu'ils sont pour la plupart de grandes longueurs au-delà de 200m (voir tableau 13). Cette disposition n'est pas pratique en ce sens qu'elle ne garantit pas une bonne efficacité de l'irrigation et encore la durabilité du système n'est pas du tout évidente.

Pour corriger les limites aux niveaux des tertiaires, l'option du revêtement en maçonnerie est l'idéal. Mais il est normal de considérer le coût additionnel des opérations de revêtement de ces tertiaires. Pour atténuer ce facteur coût additionnel, nous suggérons l'option d'un revêtement total des tertiaires à partir de l'amont mais cette fois-ci avec une couche de béton de 5cm.

Tableau 13 : Longueurs des différents canaux tertiaires du réseau

| Tertiaires | Longueur (m) |
|-------------------|---------------------|
| T1S1 | 931 |
| T2S1 | 666 |
| T3S1 | 878 |
| T4S1 | 455 |
| T5S1 | 1684 |
| T6S1 | 1180 |

| | |
|------|------|
| T2S2 | 1365 |
| T3S2 | 1197 |
| T4S2 | 874 |
| T5S2 | 602 |

5 -4 Analyse des mesures correctives proposées sur le réseau de canaux

Les différentes mesures proposées sur le réseau portent sur les canaux portés en remplacement des remblais initialement prévus sur l'ensemble du réseau. Ces mesures correctives concernent aussi le revêtement des canaux tertiaires initialement prévus sans revêtement.

L'option des canaux portés proposée pour le canal primaire CP, le secondaire S1 et le premier tronçon du secondaire S2 est de loin très intéressante de part ses avantages relativement à l'option des remblais. La nature du matériau de construction offre aux canaux portés une longévité et une résistance à l'érosion qui de loin surpassent celles de l'option des canaux en remblai. En terme d'emprise et de facilité à l'entretien, les canaux portés sont peu contraignants et offrent des possibilités de déplacement sur le site contrairement aux canaux en remblai où les déplacements nécessitent la mise en place des ouvrages de franchissement. Sur le plan social, il faudra aussi dire que l'option des canaux portés présente très peu de risques de noyade pour les riverains maladroits. Au niveau environnemental, les canaux portés réduisent considérablement le volume des terres d'apport nécessaire pour la confection des remblais. Ainsi, pour l'ensemble des 3 tronçons (CP, S1 et S2), le volume de terre compactée

ménagé sera d'environ 66.000 m³. L'option de revêtir l'ensemble des tertiaires est indispensable pour assurer une efficacité de l'irrigation. Dans le réseau, les tertiaires sont dans l'ensemble de très grandes longueurs au-delà de 200 m. Laisser des canaux de plus de 200 m sans revêtement serait un gage pour une érosion et donc une dégradation rapide des canaux.

Cependant, l'handicap majeur que présente les différentes mesures correctives proposées sur le réseau est le coût additionnel qu'elles engendrent. Ce coût sera surtout lié à l'option de revêtir les tertiaires qui au départ sont prévus sans revêtement. Certes ces surcoûts sont sans doute moindres face aux avantages qu'offrent ces mesures correctives tant sur le plan opérationnel que technique.

6- Proposition pour une optimisation de la gestion du périmètre après aménagement

6 -1 Aspect gestion de l'eau

La répartition parcellaire sur le site prévoit une superficie nette à aménager de 350,82 hectares dont 300,95 pour la riziculture et 49,87 pour le maraîchage. Les Débits Fictifs Continus (DFC) retenus sont de 3 l/s/ha pour le riz et 2,1 l/s/ha pour les parcelles de maraîchage. La main d'eau retenue sur le périmètre est de 30 l/s. Ceci donne pour quartier hydraulique, la superficie de 10 hectares pour le riz et 14,3 hectares pour le maraîchage. Cependant le découpage parcellaire sur le site prévoit un total de 35 blocs parcellaires dont 31 pour le riz et 4 pour le maraîchage (voir annexe2). Ces blocs ont des superficies très variables qui s'écartent plus ou moins des quartiers hydrauliques indiqués ci-dessous. L'efficacité de la gestion de l'eau se révèle d'avance compromise sur le périmètre. En effet la grande variabilité des superficies des blocs n'est pas de nature à favoriser un bon déroulement du tour d'eau sur le périmètre. Des gaspillages d'eau sont envisageables sur les blocs dont les superficies sont en dessous du quartier hydraulique bien qu'ils reçoivent une main d'eau. De même il est évident de s'attendre à des déficits sur les blocs plus étendus qu'un quartier hydraulique mais recevant une seule main d'eau. Pour Riesgo *and* Gómez-Limón (2006) le mode de gestion de l'irrigation sur un périmètre doit tenir grand compte des critères sociaux, économiques et environnementaux intrinsèques aux groupes des communautés paysannes bénéficiaires. De plus, Poussin *and* Boivin (2002) montrent l'importance de la maîtrise technique et de la dimension organisationnelle dans le fonctionnement des systèmes irrigués sahéliens. Il reste donc important de réfléchir

d'avance au mode d'organisation à promouvoir sur le site. Cependant une solution idéale pour garantir l'équité sur le site serait de réajuster le morcellement parcellaire conformément aux quartiers hydrauliques. Cette mesure permettra d'atténuer au mieux les éventuels conflits et gaspillages d'eau.

6 -2 Analyse de l'efficacité du périmètre

L'atteinte des objectifs est le souci de tout projet de développement. Cependant, on ne peut considérer les objectifs sans prendre en considération l'aspect durabilité. Dans de nombreux cas de projets de développement en Afrique, les objectifs ne sont pas toujours pleinement atteints ou lorsqu'ils le sont, ils ne le sont que temporairement. Bien qu'ils reconnaissent que les projets d'irrigation augmentent le degré d'intensification, de diversification et de commercialisation de l'agriculture, Benjelloun et al (2002) montrent que le revenu lié n'exerce très souvent qu'un effet minime sur les foyers bénéficiaires de parcelles, comparés à ceux qui n'en bénéficient pas. Pour corriger cette situation, ces auteurs trouvent nécessaire d'accompagner les projets d'irrigation par des actions de développement d'infrastructures (marchés, routes et centres de santé). Certaines de ces mesures d'accompagnement sont déjà prévues par le PAHV –Mono, mais il serait opportun de mieux cerner l'ensemble des mesures nécessaires pour une véritable lutte contre la pauvreté (un des principaux objectifs du projet). Au niveau agronomique Popp et al.(2005) ont étudié l'intérêt de la rotation culturale riz et soja (*Glycine max*) d'une part pour bénéficier de l'effet fertilisant du soja mais aussi pour un recyclage des eaux de drainage. Dans cette option, le soja n'est pas irrigué au même titre que le riz. C'est seulement les eaux en excès sur les parcelles rizicoles qui servent à alimenter les parcelles de soja. Encore, la connaissance des stades de sensibilité au déficit hydrique et la régulation de la satisfaction hydrique permet la maîtrise des fluctuations de rendements parcellaires d'une année à l'autre (Péné et al., 1997). Avec ces mesures qu'offre la recherche on peut s'attendre à une agriculture beaucoup plus rationnelle sur le périmètre. Au niveau institutionnel, une expérience au Vietnam montre que l'implication limitée de l'Etat s'est avérée intéressante sur les périmètres irrigués gérés localement par les coopératives communales (Phong and Fontenelle ; 1997). L'Etat gardant son rôle à travers une taxe hydraulique devant permettre d'assurer l'autofinancement de l'activité par les utilisateurs. En se référant à cette expérience on pourra se sentir confiant en ce sens que les dispositions du PAVH -Mono prévoient une gestion intégrée du périmètre où l'implication des bénéficiaires sera en vogue.

7- Analyse d'impact environnemental et social

7 -1 Impact sur l'environnement physique

La réalisation des canaux en remblai devra exiger la mobilisation d'environ 180.000.m³ de terre compactée soit un volume brute de plus de 220.000 m³ de terre d'apport en considérant un coefficient de foisonnement de 1,2. Ce volume de terre à prélever est assez important et nécessite la mobilisation d'une zone de prélèvement importante. L'impact environnemental en terme d'érosion anthropique n'est plus à démontrer sur les zones de prélèvement de terre. Si l'on doit estimer la couche de prélèvement admissible à 2m d'épaisseur, cela représenterait une aire de 110.000 m² soit 11ha de superficie pour la zone de prélèvement. Ceci est d'autant alarmant car sur cette zone de prélèvement environ 11ha de terre seront perdues pour l'agriculture et pire, mobiliser 11ha de terre pour la zone de prélèvement équivaut à une destruction systématique de la végétation sur 11ha. En cela, l'impact direct sur l'écosystème peut être plus ou moins dommageable.

7 -2 Impact social

Depuis l'étude de faisabilité de l'aménagement hydro-agricole de la basse vallée du fleuve Mono, plusieurs années se sont écoulées et la longue attente des paysans a conduit à d'autres réalités sur le site. Des investigations ont permis de noter la présence des plantations de palmiers vignobles installées en divers endroits sur les aires prévues pour être aménagées. La véritable contrainte, c'est que ces palmeraies étant des cultures pérennes suscitent de la part des populations une certaine réticence vis à vis des travaux d'aménagement. Les palmiers vignobles sont très convoités par les populations de la localité pour son usage dans la production du vin de palme. Cependant le vin de palme n'est tiré du palmier qu'après sont abattage et surtout cela est d'autant profitable pour l'exploitant que lorsque la plante arrive à maturité. L'exécution des travaux du projet ne saurait attendre cette phase biologique de la plante et devra exiger l'abattage systématique de tous les palmiers. Sans doute cette situation n'arrangerait pas les propriétaires des palmiers qui penseront à réévaluer les intérêts de l'aménagement par rapport aux profits liées aux palmiers vignobles. Mais il faudra également signaler l'installation de quelques couvents religieux sur le site du projet.

Aucune de ces situations c'est-à-dire les plantations de palmiers vignobles et les couvents religieux n'a été guère mentionnée dans les rapports des premiers travaux d'études de faisabilité. Cela donne donc la preuve que ce sont des situations de néo-naissance. Nous ne saurons attribuer cela qu'à la lenteur et plus précisément à la longue durée séparant la phase d'étude de faisabilité à la phase des travaux d'exécution de l'aménagement. Il est très important de considérer au mieux ces réalités, de mieux les appréhender avant l'exécution de l'aménagement.

Par ailleurs les impacts sociaux de l'aménagement ne sont pas seulement négatifs. Il faudra reconnaître que les hydro-aménagements engendrent des impacts sur le statut social et économique des paysans. En effet les paysans qui exploiteront les parcelles aménagées auront de l'eau à leur disposition tous les douze mois de l'année. Ainsi ces derniers pourront produire toute l'année contrairement à leur passé d'agriculteur de saison pluvieuse c'est-à-dire qui ne peuvent produire que suivant le rythme de la pluviométrie naturelle. Les problèmes d'irrégularité des pluies en thème de rareté ou d'insuffisance feront partir du passé de ces paysans puisqu'ils auront suffisamment d'eau pour leurs activités agricoles. On conçoit aisément une future amélioration économique et donc du niveau de vie de ces paysans. Cette amélioration économique réduit au mieux la vulnérabilité des foyers agricoles. On pourra s'attendre donc à une bonne possibilité financière à faire face aux maladies hydriques. C'est ce qui a permis à Plaen *and* Geneau (2002) de montrer que les aménagements agricoles affectent positivement la capacité des exploitants à gérer les maladies hydriques et le paludisme en particulier. Cela se comprend aisément lorsque l'on admet les avantages financiers de ces ouvrages.

7-3 Mesures correctives

La plus importante mesure à prendre pour estomper au mieux les dégâts sur le milieu physique serait d'opter pour les canaux portés en remplacement des canaux en remblais. L'option des canaux portés représente sans doute une solution idéale pour l'atténuation des impacts sur le milieu physique. Sur l'ensemble du réseau, des siphons inversés pourront être installés afin de faciliter les accès aux différents compartiments du site.

Dans une moindre mesure on pourrait également penser à des canaux en charge mais enterrés mais cela demandera encore des études et dimensionnements. Cependant, si le choix doit toujours se porter sur les remblais en terre compactés, il est primordial de prévoir

un audit environnemental approfondi, surtout pour ce qui concerne le site de prélèvement de terre.

Sur le plan social, il faudra de commun accord avec les populations locales identifier les stratégies adéquates pour une meilleure délocalisation des couvents religieux. De l'autre côté il faudra à travers une approche participative aborder le problème lié aux palmiers vignobles. Il est important pour l'unité de gestion du projet d'aborder ces aspects socioculturels avec beaucoup de prudence afin de prévenir au maximum les sources de frustration et de conflits.

8- Conclusion et recommandations

De part sa taille et sa complexité, le périmètre pilote du PAHV–Mono exige beaucoup de souplesse dans l'ensemble des activités et décisions concourant à sa réalisation. Le site présente une topographie assez irrégulière avec un terrain naturel à pentes souvent discontinues. Cela influence très fortement le réseau d'irrigation dont les canaux et leurs pentes sont dimensionnés pour épouser au mieux le terrain naturel et dominer l'ensemble des terres à irriguer. Conciliation faite des contraintes topographiques du milieu puis des aspects techniques et économiques ; les canaux ont été au départ dimensionnés en remblai avec revêtement sur certains axes.

Cependant, ces prévisions semblent tenir peu compte de l'aspect pratique. C'est justement ce qui a fait l'objet de notre étude. Les résultats qui en découlent montrent que l'on peut penser autrement en ce qui concerne la réalisation du périmètre et les prévisions pour une gestion efficace. En lieu et place des canaux en remblai, la possibilité d'une option de canaux portés a été étudiée tant sur le plan technique, socio-économique que environnemental. La durabilité des ouvrages, l'esthétique, la praticabilité ainsi que les intérêts environnementaux sont autant d'éléments qui militent pour le choix des canaux portés. En plus de cela, l'étude a également mis l'accent sur la nécessité de revêtir les canaux tertiaires et de revoir les dispositions pratiques pour garantir un bon fonctionnement au périmètre. Cependant, le choix de ces mesures correctives devra exiger des coûts additionnels qui objectivement paraissent beaucoup moindres en face des avantages. En cela l'Etat béninois, devra y consentir assez d'attention afin de soutenir au mieux les efforts des cadres impliqués dans la réalisation du projet.

Loin d'être exceptionnels, les résultats présentés dans ce document viennent renforcer les bases d'analyses déjà entreprises pour une perfection du dossier d'exécution de l'aménagement.

A l'étape actuelle des réflexions menées dans le cadre du périmètre pilote, nous suggérons une prise en considération des résultats de la présente étude afin de mieux confirmer ou encore d'infirmer les futures décisions relatives à l'exécution du périmètre pilote du PAHV -Mono.

Bibliographie

Akponikpe P.B.I., 1999. Contribution à l'évaluation de l'impact des changements climatiques sur la production agricole : cas du maïs (*Zea mays* L.) au Sud-Bénin. Thèse d'ingénieur agronome de la Faculté des Sciences Agronomique de l'Université Nationale du Bénin. Pp 85

Benjelloun S., Rogers B.L. and Berrada M., 2002. Impacts économiques, alimentaires et nutritionnels des projets de développement agricole : le cas du projet d'irrigation du Loukkos au Maroc. In *Cahiers d'études et de recherches francophones / Agricultures. Volume 11, Numéro 1. Pg 45-50*

FADOUL -TECHNIBOIS , 2006. Profil en long des canaux d'irrigation. Projet d'aménagement du périmètre pilote de la basse vallée du fleuve Mono. Pg 28.

Fox P., Rockström J. and Barron J., 2005. Risk analysis and economic viability of water harvesting for supplemental irrigation in semi-arid Burkina Faso and Kenya. In *Agricultural Systems Volume 83, Issue 3, Pg 231-250*

Gigou J., Traoré K., Giraudy F., Coulibaly H., Sogoba B. and Doumbia M., 2006. Aménagement paysan des terres et réduction du ruissellement dans les savanes africaines. In *Cahiers d'études et de recherches francophones / Agricultures. Volume 15, Numéro 1, 116-122*

INGEMA- BENIN CONSULT , 2001. Etude d'aménagement du périmètre pilote de 620 ha ruts. Mémoire technique. Pg 41.

LERGC , 2006. Rapport d'étude de sol. Projet construction d'un immeuble R + O à Athiémé pour le compte de l'entreprise FADOUL -TECHNIBOIS . Laboratoire d'Essais et de Recherche en Génie Civil. Cotonou R. Bénin. Pg 16.

Mougin J. P. 2002. Béton armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Deuxième édition 2000, deuxième tirage. Edition Eyrolles. Pg 288.

- Plaen R. and Geneau R., 2002.** Riziculture de bas-fond, autonomie des femmes et paludisme dans le Nord de la Côte d'Ivoire. *In Cahiers d'études et de recherches francophones / Agricultures. Volume 11, Numéro 1, 17-22.*
- Péné C.B., Chopart J.L. and Assa A., 1997.** Gestion de l'irrigation à la parcelle en culture de canne à sucre (*Saccharum officinarum* L.) sous climat tropical humide, à travers le cas des régions Nord et Centre de la Côte d'Ivoire. *In Science et changements planétaires / Sécheresse. Volume 8, Numéro 2, pg 87*
- Phong D. T. and Fontenelle J.P., 1997.** Le passage à la gestion locale de l'irrigation dans le delta du fleuve Rouge : cas du district de Nam Thanh. *In Cahiers d'études et de recherches francophones / Agricultures. Volume 6, Numéro 5, 93-9*
- Popp M., Manning P., Counce P. and Keisling T., 2005.** Rice–soybean rotations: opportunities for enhancing whole farm profits or water savings. *In Agricultural Systems Volume 86, Issue 2 . Pg 223-238*
- Poussin J.C. and Boivin P., 2002.** Performances des systèmes rizicoles irrigués sahéliens. *In Cahiers d'études et de recherches francophones / Agricultures. Volume 11, Numéro 1, 65-73.*
- Riesgo L. and Gómez-Limón J. A., 2006.** Multi-criteria policy scenario analysis for public regulation of irrigated agriculture. *In Agricultural Systems, Volume 91, Issues 1-2. Pp1-28.*
- Somot S., 2005.** Régionalisation des scénarios de changement climatique. *In environnement, Risques & Santé. Volume 4, Numéro 2, 89-94.*

Annexes

Annexe 1: Sujets d'entretien

A- Volet agronomique

- Expérience en riziculture
- Expérience en culture maraîchère
- Quels sont selon vous les modes d'acquisition de la terre dans le village :

- Quels autres cultures souhaitez-vous irriguer

Pourquoi ?.....

.....

B. Volet gestion du périmètre

- Compréhension sur la nécessité des taxes sur l'eau (redevance pour le fonctionnement et l'entretien du périmètre)

.....

.....

- Implication de l'état sur le périmètre :

.....

.....

- Niveau d'expérience des paysans dans le travail en coopérative ou entraide

- Perceptions sur le travail en groupement

.....

.....

- Fréquence des inondations sur le site :.....

Annexe 2 : Dispositions sur les parcelles

Tableau 1: Répartition parcellaire

| Spéculation | Les blocs parcellaires | Superficies partielles (ha) | Total (ha) | |
|--------------------|------------------------|-----------------------------|---------------|--|
| Riziculture | 1 7- 1 | 10,5 | | |
| | 1 7- 2 | 10,5 | | |
| | 1 7- 3 | 11,73 | | |
| | 1 7- 4 | 7,48 | | |
| | 1 7- 5 | 9,21 | | |
| | 1 7- 6 | 9,32 | 58,74 | |
| | | | | |
| | 1 8- 1 | 11,15 | | |
| | 1 8- 2 | 11,13 | | |
| | 1 8- 3 | 9,94 | | |
| | 1 8- 4 | 9,92 | | |
| | 1 8- 5 | 7,02 | | |
| | 1 8- 6 | 8,82 | 57,98 | |
| | | | | |
| | 1 9- 3 | 13,64 | | |
| | 1 9- 4 | 8,08 | | |
| | 1 9- 5 | 13,09 | | |
| | 1 9- 6 | 10,15 | | |
| | 1 9- 7 | 10,47 | | |
| | 1 9- 8 | 10,47 | | |
| | 1 9- 9 | 8,25 | | |
| | 1 9- 10 | 5,39 | 79,54 | |
| | | | | |
| | 2 0- 1 | 12,09 | | |
| | 2 0- 2 | 11,83 | | |
| | 2 0- 3 | 9,63 | | |
| | 2 0- 4 | 6,21 | | |
| | 2 0- 5 | 10,26 | 50,02 | |
| | | | | |
| | 2 1- 3 | 9,63 | | |
| 2 1- 4 | 9,58 | | | |
| 2 1- 5 | 10,51 | | | |
| 2 1- 6 | 10,4 | | | |
| 2 1- 7 | 7,25 | | | |
| 2 1- 8 | 7,3 | 54,67 | | |
| | | | 300,95 | |
| Maraîchage | 1 9- 1 | 9,05 | | |
| | 1 9- 2 | 10,84 | | |
| | 2 1- 1 | 15,03 | | |
| | 2 1- 2 | 14,95 | 49,87 | |

Tableau 2: Caractéristiques parcellaires des tertiaires

| Tertiaires | blocs arrosés | superficie dominée | spéculations | Débit affecté (l/s) |
|-------------------|--------------------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| T1S1 | 21-2 et 21-1 | 29,98 | Maraîchage | 60 |
| T2S1 | 21-3 et 21-4 | 19,21 | Riziculture | 60 |
| T3S1 | 21-5, 21-6, 21-7 et 21- 8 | 35,46 | Riziculture | 120 |
| T4S1 | 18-1 et 18-2 | 22,28 | Riziculture | 60 |
| T5S1 | 18-3, 18-4, 18,5 et 18-6 | 35,7 | Riziculture | 120 |
| T6S1 | 17-1, 17-2, 17-3, 17-4, 17-5 et 17-6 | 58,74 | Riziculture | 180 |
| T2S2 | 19-1, 19-2, 19-3, 19-4, 19-5 et 19-9 | 62,95 | Maraîchage et riziculture | 180 |
| T3S2 | 19-6, 19-7, 19-8 et 19-10 | 36,48 | Riziculture | 120 |
| T4S2 | 20-1, 20-2 et 20-3 | 33,55 | Riziculture | 90 |
| T5S2 | 20-4 et 20-5 | 16,47 | Riziculture | 60 |

Annexe 3 : Dimensionnement de la paroi du canal principal

Tableau 1 : Détermination des armatures principales dans la paroi du canal principal à L'E.L.S

| Détermination des armatures principaux dans la paroi du canal à L'E.L.S (selon B.A.E.L 91 révisé 99) | | |
|---|---|-----------------------------|
| Données | | |
| Dimensions caractéristiques | Largeur de la poutre | b = 1,00 m |
| | Hauteur utile des aciers tendus | d = 0,14 m |
| | Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire) | d' = 0,01 m |
| Contrainte de l'acier utilisé | Fe = 400 MPa | |
| Contrainte du béton à 28 jours | Fc28 = 25 MPa | |
| Moment de service | Mser = 0,00318 MN.m | |
| Conditions de fissuration (1) FP , (2) FTP | Type : 2 | |
| Calcul des contraintes admissibles | | |
| Contrainte de compression du béton | (0.6 x Fc28) | σ_{bc} = 15 MPa |
| Contrainte limite de traction du béton | 0.6 + (0.06 x Fc28) | Ft28 = 2,10 MPa |
| Contrainte limite de traction des aciers | FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj) ^{1/2}))) | σ_{st} = 161,31 MPa |
| | FTP = 0.80 x σ_{st} (FP) | |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| Coefficient de la fibre neutre | $\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$ | α = 0,582 |
| Ordonnée de la fibre neutre | d x α | y = 0,079 m |
| Bras de levier du couple interne | d - (y / 3) | Zb = 0,109 m |
| Moment résistant du béton de service | 0.5 x σ_{bc} x b x α (1 - (α / 3)) x d ² | Mrbser = 0,064 MN.m |
| Etat limite de compression du béton | si Mrbser > Mser | Système d'armatures retenu |
| | =>> Pas d'aciers comprimés | |
| | si Mrbser < Mser | |
| | =>> Aciers comprimés nécessaires | Pas d'aciers comprimés |
| Détermination des sections théoriques d'aciers | | |
| Section des aciers tendus | si pas d'aciers comprimés =>> Mser / (σ_{st} x Zb) | Ast = 36,56 cm ² |
| | si aciers comprimés nécessaires =>> [Mrbser / (σ_{st} x Zb)] + [(Mser - Mrbser) / (σ_{st} x (d - d'))] | |
| Choix d'une section commerciale | Lit n° 1 | Choix 1 : 12 HA 20 |
| Contrainte des aciers comprimés | 15 x [(σ_{bc} x (y - d')) / y] | σ_{sc} = 0,00 MPa |
| Section des aciers comprimés | (Mser - Mrbser) / (σ_{sc} x (d - d')) | Asc = 0,00 cm ² |
| Vérification | Mser - Mrbser < 0.4 x Mser | vérifié |

Tableau 2: Détermination des armatures de répartition dans la paroi du canal principal

| Détermination des armatures de répartition dans la paroi du canal (selon B.A.E.L 91 révisé 99) | | |
|--|---|-----------------|
| Données | | |
| Dimensions caractéristiques | Largeur de la poutre | b = 1,00 m |
| | Hauteur totale de la poutre | h = 0,15 m |
| | Hauteur utile de la poutre | d = 0,14 m |
| | Longueur de la poutre | l = 2,15 m |
| Contrainte de l'acier utilisé | | Fe = 400 MPa |
| Contrainte du béton à 28 jours | | Fc28 = 25 MPa |
| Effort tranchant ultime | | Vu = 0,01153 MN |
| Coefficient K | K = 0 si (reprise de bétonnage , FTP) | K = 0 |
| | K = 1 si (flexion simple , FPP et FP) | |
| Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP | | 3 |

| Calcul des contraintes admissibles | | |
|---|--|---------------------------------|
| Contrainte limite de traction du béton | $0.6 + (0.06 \times Fc28)$ | Ft28 = 2,10 MPa |
| Contrainte tangente de travail | $Vu / (b \times d)$ | $\tau_u = 0,08$ MPa |
| Contrainte tangente de travail admissible | FPP = mini [(0.2 x Fc28) / 1.5 ; 5 MPa] | $\tau_u \text{ adm} = 2,50$ MPa |
| | FP et FTP = mini [(0.15 x Fc28) / 1.5 ; 4 MPa] | |
| Vérification | $\tau_u < \tau_u \text{ adm}$ | vérifié |

| Détermination des armatures transversales | | |
|---|--|---------------------------|
| Diamètre des armatures filantes | | $\phi_l = 20$ mm |
| Diamètre maxi des aciers transversaux | mini (ϕ_l , h / 35 , b / 10) | $\phi_{t,maxi} = 4,29$ mm |
| Choix des armatures transversales | | $\phi_t = 8$ mm |
| Section des armatures transversales | | At = 6 cm ² |
| Espacement maxi des aciers transversaux | mini [0.9 x d , 40 cm , (At x Fe) / (0.4 x b)] | St maxi = 12,60 cm |
| Espacement des aciers transversaux | (0.9 x At x Fe) / [b x 1.15 x ($\tau_u - (0.3 \times Ft28 \times K)$)] | St' = 228,06 cm |
| Vérification | St < St maxi et St > 7 cm | vérifié |
| Espacement choisi | Si aciers comprimés => St maxi = 15 ϕ_l | St = 10 cm |

Annexe 4 : Dimensionnement de la dalle du radier du canal principal

Tableau 1: Détermination des armatures principales dans la dalle du radier du canal principal

| Détermination des armatures principaux de la dalle du radier à L'E.L.S (B.A.E.L 91 révisé 99) | | |
|---|---|--|
| Données | | |
| Dimensions caractéristiques | Largeur de la poutre | b = 1,00 m |
| | Hauteur utile des aciers tendus | d = 0,14 m |
| | Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire) | d' = 0,01 m |
| Contrainte de l'acier utilisé | Fe = 400 MPa | |
| Contrainte du béton à 28 jours | Fc28 = 25 MPa | |
| Moment de service | Mser = 0,00912 MN.m | |
| Conditions de fissuration (1) FP , (2) FTP | Type : | 2 |
| Calcul des contraintes admissibles | | |
| Contrainte de compression du béton | (0.6 x Fc28) | $\sigma_{bc} = 15$ MPa |
| Contrainte limite de traction du béton | 0.6 + (0.06 x Fc28) | Ft28 = 2,10 MPa |
| Contrainte limite de traction des aciers | FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj) ^{1/2}))) | |
| | FTP = 0.80 x σ_{st} (FP) | $\sigma_{st} = 161,31$ MPa |
| Paramètres caractéristiques de la section | | |
| Coefficient de la fibre neutre | $\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$ | $\alpha = 0,582$ |
| Ordonnée de la fibre neutre | d x α | y = 0,079 m |
| Bras de levier du couple interne | d - (y / 3) | Zb = 0,109 m |
| Moment résistant du béton de service | 0.5 x σ_{bc} x b x α (1 - (α / 3)) x d ² | Mrbser = 0,064 MN.m |
| Etat limite de compression du béton | si Mrbser > Mser =>> Pas d'aciers comprimés si Mrbser < Mser =>> Aciers comprimés nécessaires | Système d'armatures retenu Pas d'aciers comprimés |
| Détermination des sections théoriques d'aciers | | |
| Section des aciers tendus | si pas d'aciers comprimés =>> Mser / (σ_{st} x Zb) si aciers comprimés nécessaires =>> [Mrbser / (σ_{st} x Zb)] + [(Mser - Mrbser) / (σ_{st} x (d - d'))] | Ast = 36,56 cm ² |
| | | Choix 1 : 12 HA 20 vérifié |
| Choix d'une section commerciale | Lit n° 1 | |
| Vérification | Mser - Mrbser < 0.4 x Mser | |

Tableau 2: Détermination des armatures de répartition dans la dalle du radier canal principal

| Détermination des armatures de répartition dans la dalle Radier du canal (B.A.E.L 91 révisé 99) | | |
|--|---|---------------------------|
| Données | | |
| Dimensions caractéristiques | Largeur de la poutre | b = 1,00 m |
| | Hauteur totale de la poutre | h = 0,15 m |
| | Hauteur utile de la poutre | d = 0,14 m |
| | Longueur de la poutre | l = 2,15 m |
| Contrainte de l'acier utilisé | | Fe = 400 MPa |
| Contrainte du béton à 28 jours | | Fc28 = 25 MPa |
| Effort tranchant ultime | | Vu = 0,06718 MN |
| Coefficient K | K = 0 si (reprise de bétonnage , FTP) K = 1 si (flexion simple , FPP et FP) | K = 0 |
| Conditions de fissuration (1) FPP , (2) FP , (3) FTP | | 3 |
| Calcul des contraintes admissibles | | |
| Contrainte limite de traction du béton | $0.6 + (0.06 \times Fc28)$ | Ft28 = 2,10 MPa |
| Contrainte tangente de travail | $Vu / (b \times d)$ | $\tau_u = 0,50$ MPa |
| Contrainte tangente de travail admissible | FPP = mini [(0.2 x Fc28) / 1.5 ; 5 MPa] FP et FTP = mini [(0.15 x Fc28) / 1.5 ; 4 MPa] | $\tau_{u adm} = 2,50$ MPa |
| Vérification | $\tau_u < \tau_{u adm}$ | vérifié |
| Détermination des armatures transversales | | |
| Diamètre des armatures filantes | | $\phi_l = 20$ mm |
| Diamètre maxi des aciers transversaux | mini (ϕ_l , h / 35 , b / 10) | $\phi_{t,maxi} = 4,29$ mm |
| Choix des armatures transversales | | $\phi_t = 8$ mm |
| Section des armatures transversales | | At = 6 cm ² |
| Espacement maxi des aciers transversaux | mini [0.9 x d , 40 cm , (At x Fe) / (0.4 x b)] | St maxi = 12,15 cm |
| Espacement des aciers transversaux | (0.9 x At x Fe) / [b x 1.15 x ($\tau_u - (0.3 \times Ft28 \times K)$)] | St' = 37,74 cm |
| Vérification | St < St maxi et St > 7 cm | vérifié |
| Espacement choisi | Si aciers comprimés => St maxi = 15 ϕ_l | St = 10 cm |

Annexe 5 : Dimensionnement des armatures dans les poteaux du canal principal

| Détermination des armatures dans les poteaux du canal principal (B.A.E.L 91 révisé 99) | | |
|--|---|---|
| Données | | |
| Dimensions du poteau | Grand coté du poteau | b = 0,40 m |
| | Petit coté du poteau | a = 0,40 m |
| Contrainte de l'acier utilisé | | Fe = 400 MPa |
| Contrainte du béton a 28 jours | | Fcj = 25 MPa |
| Hauteur d'étage | | Lo = 2,5 m |
| Poteau de rive : (1) oui ; (2) non | | Type : 2 |
| Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q | | Nu = 0,125 MN |
| Nu/2 appliq. avt 28 j ==>> K= 1.2 ==>> On remplace Fc28 par Fcj | | Coefficient réducteur |
| Nu/2 appliq. avt 90 j ==>> K= 1.1 | | K = 1,1 |
| Résultats | | |
| Périmètre de la section | $(2 \times a) + (2 \times b)$ | u = 1,60 m |
| Moment quadratique de la section | $(b \times a^3) / 12$ | I.mini = 0,002133 m ⁴ |
| Aire de la section | $(a \times b)$ | B = 0,1600 m ² |
| Aire de la section - 2 cm périphérique | $(a - 0.02) \times (b - 0.02)$ | Br = 0,1444 m ² |
| Longueur de flambement | si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo | Lf = 1,75 m |
| Rayon de giration | $(I.mini / B) ^{1/2}$ | i = 0,1155 m |
| Elancement | (Lf / i) | $\lambda = 15,16$ |
| Control : Elancement <70 | | Control : vérifié |
| Coefficient d'élancement | si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$ | $\alpha = 0,745$ |
| Section théorique d'acier | $[(Nu / \alpha) - ((Br \times Fc28) / 1.35)] \times (1.15 / Fe)$ | Ath = -72,05 cm ² |
| Section maximale d'acier | $(5 \% B)$ | A.maxi = 80,00 cm ² |
| Section de calcul minimale | maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath) | Asc = 6,40 cm ² |
| Control : Asc < A.maxi | | Control : vérifié |
| Choix d'une section commerciale | Choix des filants dans les angles Choix des filants intermédiaires sur b Choix des filants intermédiaires sur a | Choix 1 : 4 HA 12 Choix 2 : 2 HA 12 Choix 3 : Néant |
| Diamètre des armatures comprimées | | $\phi l = 12$ mm |
| Diamètre des aciers transversaux | $\phi t < (\phi l / 3)$ | $\phi t = 6$ mm |
| Espacement des aciers transversaux | si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm) sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 ϕl ; 40 cm) | St = 40 cm |
| Jonctions par recouvrement | Ir = 0.6 ls (soit 24 ϕl pour HA 400) (soit 30 ϕl pour HA 500 et RL 235) | Lr = 28,8 cm |
| Dispositions constructives | | |
| Espacement maxi des aciers comprimés | $e < (a + 10 \text{ cm })$ | vérifié |
| Armatures longitudinales | si $\lambda < 35 \Rightarrow$ Asc à placer dans les angles si $\lambda > 35 \Rightarrow$ Asc à placer le long de b | vérifié |