

GUINEE, MALI, MAURITANIE, SENEGAL



OMVS / HAUT-COMMISSARIAT



# Aménagement Hydroélectrique de Boureya en Guinée

ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

VOLUME 1 : RAPPORT PRINCIPAL - FINAL

Artelia Eau & Environnement  
**EBH**



DATE : FEVRIER 2013 REF : TVT | 1 36 0821

ARTELIA, L'union de Coteba et Sogreah

# SOMMAIRE

<b>1.</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1.	CADRE CONTRACTUEL, OBJET DU RAPPORT	1
1.1.1.	Objet du rapport	1
1.1.2.	Contexte général	1
<b>2.</b>	<b>DONNEES DE BASE</b>	<b>3</b>
2.1.	HYDROLOGIE	3
2.1.1.	Généralités	3
2.1.1.1.	LE BAFING	3
2.1.1.2.	DONNEES CLIMATIQUES	3
2.1.2.	Analyse pluviométrique	5
2.1.2.1.	ANALYSES DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE	5
2.1.2.2.	DISTRIBUTION MENSUELLE DE LA PLUIE ANNUELLE	5
2.1.3.	Apports liquides annuels	6
2.1.3.1.	DONNEES	6
2.1.3.2.	ANALYSE DES APPORTS LIQUIDES DU BAFING	7
2.1.3.3.	RELATION PLUIE-LAME D'EAU ECOULEE	7
2.1.4.	Etude des crues	8
2.1.4.1.	DONNEES	8
2.1.4.2.	DETERMINATION DES CRUES CARACTERISTIQUES DU BAFING	8
2.1.4.3.	HYDROGRAMMES DE CRUES	9
2.1.5.	Transport solides	9
2.1.6.	Impact de l'aménagement de Koukoutamba	10
2.2.	GEOLOGIE / GEOTECHNIQUE	10
2.2.1.	Contexte géologique	10
2.2.1.1.	CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL	10
2.2.1.2.	GEOLOGIE AU DROIT DU BARRAGE	11
2.2.1.3.	GEOLOGIE DU RESERVOIR	12
2.2.2.	Investigations géophysiques	13
2.2.2.1.	CONTENU DE LA CAMPAGNE	13
2.2.2.2.	RESULTATS ET CONCLUSIONS	13
2.2.3.	Investigations géotechniques	14
2.2.3.1.	CAMPAGNE ANTERIEURE	14
2.2.3.2.	CAMPAGNE DE 2011	14
2.2.4.	Hydrogéologie	21
2.2.5.	Séisme	21
2.2.6.	Conséquences pour l'aménagement	22
2.3.	TOPOGRAPHIE	23
2.4.	ENVIRONNEMENT	24
2.4.1.	Objet de l'étude	24
2.4.2.	Synthèse préliminaire des impacts	24
2.4.2.1.	IMPACTS LIES A LA LOCALISATION DU PROJET	24
2.4.2.2.	IMPACTS LIES A LA CONSTRUCTION	25
2.4.2.3.	IMPACTS LIES A L'EXPLOITATION DES OUVRAGES	27
2.4.3.	Conclusions générales en termes d'impact	28
2.5.	PRIX UNITAIRES	29
2.5.1.	Base d'établissement des prix unitaires	29
2.5.1.1.	TRAVAUX DE GENIE CIVIL	29
2.5.1.2.	EQUIPEMENTS HYDRO-ELECTROMECHANIQUES ET ELECTRIQUES	30
2.5.2.	Coûts indirects	30
2.5.3.	Coûts de compensation des submersions, rétablissement des communications	30
2.5.4.	Evaluation de la répartition part locale / part devises	31
2.5.5.	Charges annuelles d'entretien et de maintenance	31
2.6.	TRANSPORTS, ACCES AU SITE	31
2.6.1.	Moyens d'accès à la région du projet	32
2.6.2.	Transport du matériel et des matériaux au site	32

	2.6.3.   Recommandations _____	33
2.7.	<b>DEMANDE EN ENERGIE</b> _____	<b>33</b>
2.7.1.	Analyse de la demande en électricité _____	33
<b>3.</b>	<b>DISPOSITIONS TECHNIQUES ET CARACTERISTIQUES FONCTIONNELLES DE L'AMENAGEMENT</b> _____	<b>58</b>
3.1.	<b>REGULARISATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE LA RETENUE</b> _____	<b>58</b>
3.1.1.	Bases de départ _____	58
3.1.2.	Approche simplifiée _____	59
3.1.3.	Approche détaillée _____	61
	3.1.3.1.   GENERALITES ET PRINCIPES _____	61
	3.1.3.2.   DONNEES DE BASE _____	61
	3.1.3.3.   INFLUENCE DU NIVEAU DE RN SUR L'ENERGIE PRODUCTIBLE _____	65
	3.1.3.4.   BASES DU CALCUL D'OPTIMISATION _____	67
	3.1.3.5.   RESULTATS DU CALCUL D'OPTIMISATION DU NIVEAU DE RETENUE _____	68
	3.1.3.6.   RESULTATS DU CALCUL D'OPTIMISATION DU DEBIT D'EQUIPEMENT _____	70
	3.1.3.7.   INFLUENCE DE L'AMENAGEMENT DE BOUREYA SUR LA PRODUCTION DE L'AMENAGEMENT DE MANANTALI _____	71
3.2.	<b>CONCEPTION DES OUVRAGES PRINCIPAUX – ETUDE DES VARIANTES</b> _____	<b>72</b>
3.2.1.	Variantes d'implantation _____	72
	3.2.1.1.   IMPLANTATION GENERALE _____	72
	3.2.1.2.   IMPLANTATION LOCALE _____	73
3.2.2.	Variantes de matériaux de construction _____	74
	3.2.2.1.   RAPPEL DES AMENAGEMENTS DEFINIS PAR LES ETUDES ANTERIEURES _____	74
	3.2.2.2.   VARIANTE BARRAGE EN BETON _____	74
	3.2.2.3.   VARIANTE BARRAGE EN REMBLAI _____	75
3.2.3.	Variantes des ouvrages _____	76
	3.2.3.1.   EVACUATEUR DE CRUES _____	76
	3.2.3.2.   USINE _____	80
	3.2.3.3.   LIGNES D'INTERCONNEXION _____	81
3.3.	<b>AMENAGEMENT RETENU – BARRAGE</b> _____	<b>85</b>
3.3.1.	Implantation et disposition générale _____	85
3.3.2.	Dérivation provisoire _____	85
	3.3.2.1.   PHASE 1 _____	85
	3.3.2.2.   PHASE 2 _____	86
	3.3.2.3.   PHASE 3 _____	86
3.3.3.	Barrage en remblai et digue de col _____	86
	3.3.3.1.   DESCRIPTION GENERALE DU BARRAGE EN REMBLAI _____	86
	3.3.3.2.   COUPE-TYPE DU BARRAGE EN REMBLAI _____	87
	3.3.3.3.   TRAITEMENT DES FONDATIONS _____	90
	3.3.3.4.   ANALYSES DE STABILITE DES PENTES DU BARRAGE _____	91
	3.3.3.5.   DIGUE DE COL _____	91
3.3.4.	Evacuateur de crues / Vidanges _____	92
	3.3.4.1.   GEOLOGIE AU SITE DE L'EVACUATEUR _____	92
	3.3.4.2.   CRITERES DE CONCEPTION _____	92
	3.3.4.3.   IMPLANTATION _____	92
	3.3.4.4.   DIMENSIONNEMENT OPTIMAL _____	92
	3.3.4.5.   FOSSE DE DISSIPATION _____	93
	3.3.4.6.   DESCRIPTION DE L'OUVRAGE _____	93
	3.3.4.7.   VANNES ET BATARDEAUX _____	95
	3.3.4.8.   COMMANDE DE VANNES ET SERVICES AUXILIAIRES _____	95
3.3.5.	Vidanges de fond _____	95
	3.3.5.1.   GEOLOGIE AU SITE DES VIDANGES DE FOND _____	95
	3.3.5.2.   CRITERES DE CONCEPTION _____	95
	3.3.5.3.   IMPLANTATION _____	96
	3.3.5.4.   DESCRIPTION DE L'OUVRAGE _____	96
	3.3.5.5.   VANNES DE VIDANGE _____	97
	3.3.5.6.   COMMANDE DE VANNES ET SERVICES AUXILIAIRES _____	97
3.3.6.	Plots de raccordement _____	97
	3.3.6.1.   GEOLOGIE AU SITE DES PLOTS DE RACCORDEMENT _____	97
	3.3.6.2.   CRITERES DE CONCEPTION _____	97
	3.3.6.3.   DESCRIPTION DES OUVRAGES _____	98
3.4.	<b>AMENAGEMENT RETENU – USINE</b> _____	<b>99</b>
3.4.1.	localisation et géologie _____	99
3.4.2.	Prises d'eau usinières _____	99
	3.4.2.1.   DESCRIPTION ET CONCEPTION _____	99
	3.4.2.2.   EQUIPEMENT _____	100
3.4.3.	Centrale hydroélectrique _____	101
	3.4.3.1.   CRITERES DE CONCEPTION _____	101

**Aménagement Hydroélectrique de Boureya en Guinée**

ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

VOLUME 1 : RAPPORT PRINCIPAL - FINAL

3.4.3.2.	CRITERES D'EQUIPEMENT	101
3.4.3.3.	AMENAGEMENT	102
<b>3.4.4.</b>	<b>Equipement hydro-électromécanique</b>	<b>103</b>
3.4.4.1.	TURBINES	103
3.4.4.2.	VANNES PAPILLON DE GARDE	104
3.4.4.3.	ALTERNATEURS	104
3.4.4.4.	TRANSFORMATEURS ELEVATEURS DE GROUPE	105
3.4.4.5.	AUXILIAIRES ELECTRIQUES	105
3.4.4.6.	AUXILIAIRES MECANQUES	107
3.4.4.7.	PONT ROULANT DE LA CENTRALE	107
3.4.4.8.	BATARDEAUX DE L'ASPIRATEUR	108
<b>3.5.</b>	<b>AMENAGEMENT RETENU – POSTES 225 KV ET LIGNES D'INTERCONNEXION</b>	<b>108</b>
<b>3.6.</b>	<b>BASE VIE ET AMENAGEMENT DE BUREAUX</b>	<b>109</b>
3.6.1.	Installations de chantier	109
3.6.2.	Cité d'exploitation	109
3.6.3.	Aire des entrepreneurs	110
3.6.4.	Disposition des matériaux excédentaires	110
<b>3.7.</b>	<b>COUTS ET CALENDRIER DES TRAVAUX</b>	<b>111</b>
3.7.1.	Coûts de génie civil	111
3.7.2.	Coûts d'équipement mécanique et électrique	113
3.7.3.	Coût environnemental	114
3.7.4.	Coût global	114
3.7.5.	Calendrier de réalisation	116
<b>3.8.</b>	<b>ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE</b>	<b>118</b>
3.8.1.	Analyse économique et financière du projet	118
3.8.1.1.	PREAMBULE	118
3.8.1.2.	ANALYSE ECONOMIQUE	118
3.8.1.3.	ANALYSE FINANCIERE	119
3.8.1.4.	RESULTATS DE L'ANALYSE FINANCIERE	125
3.8.1.5.	ANALYSES DE SENSIBILITE	127
3.8.1.6.	CONCLUSIONS DE L'ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE	129
<b>3.9.</b>	<b>RECOMMANDATIONS POUR LES PHASES ULTERIEURES D'ETUDE</b>	<b>130</b>
<b>ANNEXES</b>		<b>131</b>

## TABLEAUX

PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU PROJET	1
TABL. 1 - REPARTITION MENSUELLE (EN %) DE LA PLUVIOMETRIE ANNUELLE DU BASSIN DU BAFING	5
TABL. 2 - VALEURS DES PLUIES MAXIMALES ANNUELLES POUR DIFFERENTS TEMPS DE RETOURS T	6
TABL. 3 - BOUREYA – DEBITS MOYENS MENSUELS	7
TABL. 4 - DEBITS DE CRUES CARACTERISTIQUES A BOUREYA	8
TABL. 5 - DEBITS DE CRUES MENSUELLES A BOUREYA	8
TABL. 6 - COMPARATIF ENTRE LE VOLUME TOTAL DES HYDROGRAMMES ET LES APPORTS MOYENS ANNUELS	9
TABL. 7 - BOUREYA – INFLUENCE DE KOUKOUTAMBA SUR LES DEBITS MOYENS MENSUELS	10
TABL. 8 - RECAPITULATIF DES PROFILS ELECTRIQUES REALISES	13
TABL. 9 - ESSAIS DE LABORATOIRE AU DROIT DU BARRAGE ET DE LA CENTRALE	16
TABL. 10 - CARACTERISTIQUES MECANQUES RETENUES EN FONDATION DES OUVRAGES	17
TABL. 11 - ESSAIS DE LABORATOIRE REALISES POUR LES CARRIERES	20
TABL. 12 - RESUME DES CONSEQUENCES GEOTECHNIQUES SUR L'AMENAGEMENT	22
TABL. 13 - IMPACTS LIES A LA LOCALISATION DU PROJET	25
TABL. 14 - IMPACTS LIES A LA CONSTRUCTION DU PROJET	26
TABL. 15 - IMPACTS LIES A L'EXPLOITATION DU PROJET	27
TABL. 16 - LISTE DES POLITIQUES OPERATIONNELLES DE LA BANQUE MONDIALE ACTIVEES PAR LE PROJET	28
TABL. 17 - TABLEAU DES PRIX UNITAIRES	30
TABL. 18 - TABLEAU DE REPARTITION PART LOCALE / PART DEVICES	31
TABL. 19 - DATES DE RACCORDEMENT DES PROJETS MINIERES EN GUINEE	38
TABL. 20 - HISTORIQUE DE LA DEMANDE EN ENERGIE ET PUISSANCE DE POINTE SUR LE RI MALIEN	41
TABL. 21 - PUISSANCES INSTALLEES DU PARC DE PRODUCTION AU 31 DECEMBRE 2008	45
TABL. 22 - HISTORIQUE DE LA DEMANDE EN ENERGIE ET PUISSANCE DE POINTE SUR LE RI SENEGALAIS	46
TABL. 23 - MAURITANIE – PRODUCTION D'ELECTRICITE (MW)	50
TABL. 24 - HISTORIQUE DE L'ENERGIE DESSERVIE EN MAURITANIE	51
TABL. 25 - CARACTERISTIQUES DE L'AMENAGEMENT D'APRES ETUDES ANTERIEURES	59

**Aménagement Hydroélectrique de Boureya en Guinée**

ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

VOLUME 1 : RAPPORT PRINCIPAL - FINAL

TABL. 26 -	LOIS HAUTEUR/VOLUME ET HAUTEUR/SURFACE DE LA RETENUE	62
TABL. 27 -	RETENUE DE BOUREYA – PERTES BRUTES, PERTES NETTES ET APPORTS – MOYENNES MENSUELLES	63
TABL. 28 -	PUISSANCE GARANTIE ET PRODUCTION MOYENNE ANNUELLE SUIVANT LA COTE DE RETENUE NORMALE	65
TABL. 29 -	EVOLUTION DE LA PUISSANCE GARANTIE EN FONCTION DE LA COTE DE RETENUE NORMALE	66
TABL. 30 -	PRODUCTION MOYENNE ANNUELLE EN FONCTION DU DEBIT D'EQUIPEMENT	70
TABL. 31 -	TEMPS DE FONCTIONNEMENT ANNUEL EN FONCTION DU DEBIT D'EQUIPEMENT	70
TABL. 32 -	MANANTALI – PRODUCTIBLE AVANT ET APRES CONSTRUCTION DE BOUREYA	72
TABL. 33 -	TABLEAU DE CONCEPTION DES BASSINS DE DISSIPATION DE L'ALTERNATIVE N°7	79
TABL. 34 -	RESULTATS DES CALCULS DE STABILITE– PROFIL AU DROIT DE LA FAILLE	91
TABL. 35 -	DETAIL DES COUTS DE GENIE CIVIL	111
TABL. 36 -	DETAIL DES COUTS D'ACCES	112
TABL. 37 -	DETAIL DES COUTS D'EQUIPEMENT	113
TABL. 38 -	DETAIL DES COUTS D'INTERCONNEXION AU RESEAU OMVS	113
TABL. 39 -	DETAIL DU COUT GLOBAL DE L'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA	115
TABL. 40 -	PLANNING PREVISIONNEL DE L'AMENAGEMENT DE BOUREYA – APS	117
TABL. 41 -	DEPENSES D'EXPLOITATION ET DE MAINTENANCE DE L'AMENAGEMENT	122
TABL. 42 -	DETAIL DES INVESTISSEMENTS INITIAUX CONSIDERES	122
TABL. 43 -	PRISE EN COMPTE DES IMPREVUS TECHNIQUES ET FINANCIERS	123
TABL. 44 -	PLANNING DE REALISATION DES INVESTISSEMENTS	123
TABL. 45 -	DUREE D'AMORTISSEMENT DES EQUIPEMENTS	124
TABL. 46 -	HYPOTHESES DE CARACTERISTIQUES DES PRETS	124
TABL. 47 -	HYPOTHESES DE STRUCTURE DU PLAN DE FINANCEMENT	125

**FIGURES**

FIG. 1.	CARTE GENERALE DE LA GUINEE – LOCALISATION DE L'AMENAGEMENT	2
FIG. 2.	MOYENNES DES TEMPERATURES MAXIMALES ET MINIMALES MENSUELLES A MAMOU	4
FIG. 3.	COURBE DES DEBITS CLASSES A BOUREYA – 0 – 3500 M <sup>3</sup> /S	7
FIG. 4.	COURBE DES DEBITS CLASSES A BOUREYA – ZOOM 0-500 M <sup>3</sup> /S	8
FIG. 5.	HYDROGRAMMES DES CRUES EXTREMES A BOUREYA	9
FIG. 6.	DIAGRAMME DE CASAGRANDE POUR LES ZONES D'EMPRUNT	19
FIG. 7.	SISMICITE HISTORIQUE DANS LA SOUS-REGION	21
FIG. 8.	ZONAGE SISMIQUE DE LA GUINEE	22
FIG. 9.	RESEAU ELECTRIQUE GUINEEN ACTUEL	35
FIG. 10.	PREVISION DE LA DEMANDE PUBLIQUE DU RESEAU INTERCONNECTE ET DES LOCALITES NON RACCORDEES (D'APRES ETUDE DECON-SE)	36
FIG. 11.	PREVISION DE LA PUISSANCE DE POINTE PUBLIQUE DU RESEAU INTERCONNECTE ET DES LOCALITES NON RACCORDEES (D'APRES ETUDE DECON)	36
FIG. 12.	PREVISION DE LA DEMANDE DU RESEAU INTERCONNECTE AVEC LES AUTOPRODUCTEURS ET LES PROJETS MINIERES (D'APRES ETUDE DECON)	37
FIG. 13.	PREVISION DE LA PUISSANCE DE POINTE DU RESEAU INTERCONNECTE AVEC LES AUTOPRODUCTEURS ET LES PROJETS MINIERES (D'APRES ETUDE DECON)	37
FIG. 14.	PREVISION DE LA DEMANDE DU RESEAU INTERCONNECTE GUINEEN A L'HORIZON 2030	38
FIG. 15.	PREVISION DE LA PUISSANCE DE POINTE DU RESEAU INTERCONNECTE GUINEEN A L'HORIZON 2030	39
FIG. 16.	RESEAU ELECTRIQUE GUINEEN FUTUR AVEC LES INDUSTRIES MINIERES	39
FIG. 17.	RESEAU ELECTRIQUE MALIEN EXISTANT	41
FIG. 18.	PREVISION DE LA DEMANDE EN ENERGIE SUR LE RI MALIEN (EXTRAIT DU PLAN DE PRODUCTION D'EDM)	42
FIG. 19.	PREVISION DE LA DEMANDE EN POINTE SUR LE RI MALIEN (EXTRAIT DU PLAN DE PRODUCTION D'EDM)	43
FIG. 20.	RESEAU ELECTRIQUE MALIEN FUTUR AVEC LES INDUSTRIES MINIERES	44
FIG. 21.	RESEAU ELECTRIQUE SENEGALAIS	46
FIG. 22.	VENTES D'ENERGIE SUR LE RI SENEGALAIS (EXTRAIT ETUDE SENELEC)	47
FIG. 23.	PUISSANCE DE POINTE SUR LE RI SENEGALAIS (EXTRAIT ETUDE SENELEC)	48
FIG. 24.	RESEAU ELECTRIQUE SENEGALAIS FUTUR	49
FIG. 25.	OFFRE/DEMANDE SUR LE RI MAURITANIEN	52
FIG. 26.	RESEAU INTERCONNECTE MAURITANIEN FUTUR (EXTRAIT DE LA TABLE RONDE DE JUIN 2010)	53
FIG. 27.	OMVS - SYNTHESE DES PREVISIONS - ENERGIE (GWH)	55
FIG. 28.	OMVS - SYNTHESE DES PREVISIONS - POINTE (MW)	56
FIG. 29.	PLAN D'EXPANSION DE L'OPTION MIXTE HYDRAULIQUE ET THERMIQUE	56
FIG. 30.	SCHEMA DU RESEAU INTERCONNECTE DE L'OMVS	57
FIG. 31.	SIMULATION DE REGULARISATION DES DEBITS DU BAFING CLEE SUR UNE ANNEE MOYENNE MAIS ETENDUE A LA PERIODE 1954-2010 – APPORTS, NIVEAU DE RETENUE, DEVERSEMENTS	60
FIG. 32.	LOIS HAUTEUR/VOLUME ET HAUTEUR/SURFACE DE LA RETENUE	62
FIG. 33.	APPORTS LIQUIDES DANS LA RETENUE – DEBITS MENSUELS REGULARISES	63
FIG. 34.	EVOLUTION DE LA PRODUCTION MOYENNE ANNUELLE EN FONCTION DE LA COTE DE RETENUE NORMALE	66
FIG. 35.	FONCTIONS DE COUTS PAR POSTES PRINCIPAUX SUIVANT LA COTE DE RETENUE NORMALE	68
FIG. 36.	DETERMINATION DE LA COTE DE RETENUE NORMALE OPTIMUM SUIVANT LE CRITERE DE RENTABILITE ET COUT DE L'ENERGIE – AMENAGEMENT DE BOUREYA SEUL	69

FIG. 37.	DETERMINATION DE LA COTE DE RETENUE NORMALE OPTIMUM SUIVANT LE CRITERE DE RENTABILITE ET COUT DE L'ENERGIE – AMENAGEMENT DE BOUREYA AVEC AMENAGEMENT DE KOUKOUTAMBA _____	69
FIG. 38.	DETERMINATION DU DEBIT D'EQUIPEMENT OPTIMUM SUIVANT LE CRITERE DE RENTABILITE ET COUT DE L'ENERGIE _____	71
FIG. 39.	IMPLANTATION GENERALE DES SITES IDENTIFIES LORS DES ETUDES ANTERIEURES _____	73
FIG. 40.	AXES D'IMPLANTATION POTENTIELLE A L'ECHELLE LOCALE _____	73
FIG. 41.	COUPES TYPES DES OUVRAGES DEFINIS PAR LES ETUDES ANTERIEURES _____	74
FIG. 42.	ALTERNATIVES D'INTERCONNEXION ENVISAGEABLES _____	83
FIG. 43.	EVOLUTION DU CRITERE DE RENTABILITE B/C EN FONCTION DU PRIX DE VENTE DU KWH ET DU TAUX D'ACTUALISATION _____	119
FIG. 44.	ARCHITECTURE GENERALE DE MODELISATION FINANCIERE _____	120
FIG. 45.	MODELISATION FINANCIERE - INTERACTIONS _____	121
FIG. 46.	CHARGE DE LA DETTE _____	126
FIG. 47.	EVOLUTION DES CHARGES D'EXPLOITATION _____	126
FIG. 48.	IMPACT D'UNE VARIATION DE LA DUREE DE CONSTRUCTION _____	127
FIG. 49.	IMPACT D'UNE DIMINUTION DU PRODUCTIBLE _____	128

oOo

**Principales caractéristiques du projet**

	COMPOSANTE	CARACTERISTIQUES
<b>RESERVOIR</b>	Niveau maximal normal (RN)	385.00 m
	Niveau maximal exceptionnel (PHE)	387.20 m
	Niveau minimum d'exploitation (NME)	356.00 m
	Superficie à RN	251 km <sup>2</sup>
	Volume total	6140 hm <sup>3</sup>
	Volume utile	5500 hm <sup>3</sup>
<b>HYDROLOGIE</b>	Bassin versant au droit du site	14 800 km <sup>2</sup>
	Apports moyens annuels au droit du site	6 800 hm <sup>3</sup>
	Débit moyen du Bafing au droit du site	216 m <sup>3</sup> /s
	Débit de pointe entrant des crues au site	
	Crue de chantier saison sèche (50 ans)	150 m <sup>3</sup> /s
	Crue de chantier saison humide (50 ans)	3540 m <sup>3</sup> /s
	Crue de projet (10 000 ans)	7260 m <sup>3</sup> /s
<b>CENTRALE</b>	Nombre et type de turbines	4 groupes Francis
	Chute nette maximale	55 m
	Débit d'équipement	230 m <sup>3</sup> /s
	Puissance totale équipée (sortie alternateur)	114 MW
	Energie annuelle garantie à 95% du temps	733 GWh/an
<b>BARRAGE</b>	Type	Barrage en remblai en enrochement à noyau
	Longueur en crête (y compris ouvrages béton et digue de col)	1 775 m
	Hauteur maximale sur terrain naturel	63 m
	Niveau de la crête	389 m
<b>EVACUATEUR</b>	Capacité	7260 m <sup>3</sup> /s
	Type	Seuil vanné et cuillère
	Nombre de passes et dimensions	8 passes
	Type de vannes	Vannes secteurs H=14.5m x B=9.0m
	Dissipation	Fosse d'érosion pré-excavée pour Q1000à Q10000
<b>VIDANGE DE FOND</b>	Critère de dimensionnement	Vidange de la retenue en saison sèche < 3 mois
	Type	2 pertuis vannés – Vannes sous carter 3.5mx3.5m
	Localisation	Equipement d'un des pertuis de dérivation provisoire, plot évacuateur de crues
<b>LIGNE DE TRANSPORT D'ENERGIE</b>	Longueur	140 km
	Tension	225 kV, simple terre
	Point de raccordement au réseau interconnecté OMVS	Poste de Koukoutamba

	<i>COMPOSANTE</i>	<i>CARACTERISTIQUES</i>
<b>TRAVAUX DE CONSTRUCTION</b>	Durée totale des travaux	4 ans
	Déblais en terrain meuble	110 000 m <sup>3</sup>
	Déblais en terrain rocheux	550 000 m <sup>3</sup>
	Remblais barrage et digue	4 240 000 m <sup>3</sup>
	Volume total de béton (BCR + béton de structure)	740 000 m <sup>3</sup>
<b>COUTS ESTIMATIFS DE L'AMENAGEMENT</b>	Barrage et ouvrages hydrauliques	180 M€
	Centrale, ligne et postes	125 M€
	Mesures environnementales et sociales	40 M€
<b>POPULATION A RECASER</b>		Environ 13 000 personnes
<b>RETOMBÉES DU PROJET</b>	Développement de périmètres irrigués	300 à 600 ha
	Développement de la pêche dans la retenue	500 à 700 t/an
	Développement des communications	Amélioration et création de routes et pistes
	Développement régional et création d'emplois pendant et après la construction	Emplois locaux pour la construction, emplois pour la pêche
	Amélioration de la production d'énergie à Manantali	Environ 30 GWh/an

oOo



# **1. INTRODUCTION**

## **1.1. CADRE CONTRACTUEL, OBJET DU RAPPORT**

### **1.1.1. Objet du rapport**

Dans le cadre de son Programme de Gestion Intégré de Ressources en Eau, l'Organisation pour la Mise en Valeur du fleuve Sénégal a entrepris des projets d'aménagement hydroélectrique parmi lesquels le projet d'aménagement hydroélectrique de Bouréya situé sur le fleuve Bafing en République de Guinée.

Le Groupement ARTELIA (ex-SOGREAH) / C3I a été consulté pour la réalisation des Etudes de Faisabilité/Avant-Projet Sommaire de l'Aménagement de Bouréya, projet à vocation principale hydroélectrique.

Ce document constitue le rapport principal préparé par le Groupement pour le projet. Ce rapport conclut ainsi la phase de réalisation de l'étude d'Avant-Projet Sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya.

### **1.1.2. Contexte général**

L'Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal a été créée le 11 mars 1972 ; elle regroupe aujourd'hui l'ensemble des quatre Etats riverains du Fleuve Sénégal : la République de Guinée, la République du Mali, la République Islamique de Mauritanie et la République du Sénégal.

Son objectif est d'améliorer les conditions de vie des populations par la mise en valeur des ressources naturelles du bassin à travers la maîtrise des eaux des cours d'eaux.

Par ailleurs, la situation énergétique des quatre pays membres de l'Organisation se caractérise par un déficit chronique, occasionnant des délestages fréquents, préjudiciables à tout le développement économique et social.

Pour faire face aux besoins de plus en plus pressants des populations, l'OMVS a engagé des actions pour la réalisation, dans un premier temps des ouvrages au fil de l'eau de Félou et de Gouina, de même que les études d'Avant-Projet Détaillé de Koukoutamba sur le Bafing et les études d'Avant-Projet Sommaire de Gourbassi sur la Falémé.

L'Aménagement de Bouréya dont les études de faisabilité et d'Avant-Projet Sommaire font l'objet du présent rapport s'inscrit dans ce cadre.



Base 802846AI (C00295) 2-02

**Fig. 1. Carte générale de la Guinée – Localisation de l'aménagement**

## 2. DONNEES DE BASE

### 2.1. HYDROLOGIE

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – **Etudes sectorielles – Volume 1 : Hydrologie** – Septembre 2011 – Sogreah (Artelia)

#### 2.1.1. Généralités

##### 2.1.1.1. LE BAFING

Le Bafing, dont le nom signifie « rivière noire » en malinké est la principale composante du fleuve Sénégal dont il représente plus de 60% des apports. Le Bafing est long de 450km en territoire guinéen.

Le fleuve prend sa source près de Mamou à près de 900 m d'altitude. Le bassin du Bafing s'étend Sud-Ouest – Nord-Est. Lorsqu'on se dirige vers le Nord, on passe successivement à une série de reliefs sub-tabulaires d'altitude moindre (800m) et prolongé encore plus au nord par des plateaux culminants (600m). Le point le plus élevé du bassin est à une altitude de 1 372m (Mont Kavendou près de Dalaba). L'altitude de sa partie méridionale est sensiblement voisine de 1 000m.

La surface du bassin versant du Bafing est de 14 800 km<sup>2</sup> au droit du site de Bouréya et de 15 700 km<sup>2</sup> au droit de Dakka Saïdou.

##### 2.1.1.2. DONNEES CLIMATIQUES

###### 2.1.1.2.1. Le climat

La Guinée appartient à la zone de climat tropical dont la caractéristique principale est l'alternance, au cours de l'année, de périodes sèches et humides. La répétition de situations météorologiques est conditionnée par la présence en zone intertropicale de cellules anticycloniques où l'air s'accumule lentement en s'affaissant.

Le climat guinéen est caractérisé par une pluviométrie supérieure à 1 500 mm/an, des températures de l'ordre de 22-24°C en moyenne, une humidité relative supérieure à 50% et la saison des pluies dure huit mois d'avril à Novembre.

###### 2.1.1.2.2. Données pluviométriques

Les données de pluies mensuelles et de pluies moyennes annuelles ont été collectées auprès de la Direction Nationale de la Météorologie Guinéenne et auprès de l'OMVS à Conakry.

Ces données ont été collectées sur :

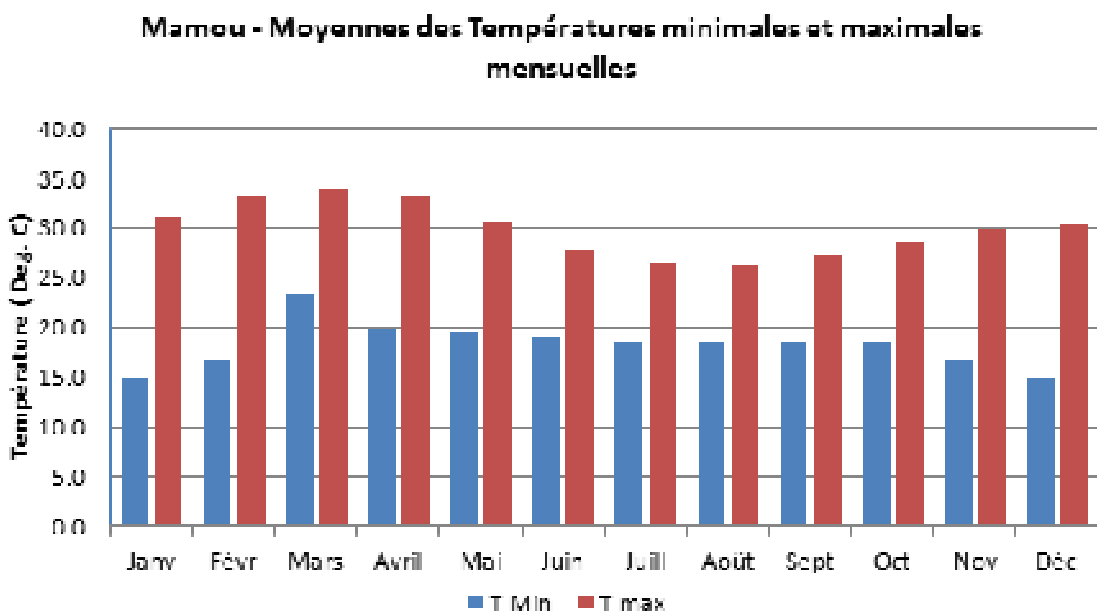
- 3 stations situées dans le bassin versant du Bafing au droit de Bouréya : Tougué, Dalaba et Labé.
- 6 stations situées à proximité du bassin versant : Mali, Siguiri, Dabola, Faranah, Mamou et Dinguiraye.

### 2.1.1.2.3. Données de températures

Les données de températures maximum et minimum mensuelles ont été collectées à 3 stations climatologiques de la zone d'étude sur la période 1971 – 2005 : Mamou (altitude 782 m, Labé (altitude 1050 m), Siguiri (altitude 361 m).

Les plus fortes amplitudes thermiques sont observées durant la période sèche, entre Novembre et Février quand souffle l'Harmattan, et les plus faibles amplitudes de juin à Septembre, pendant la saison humide.

La figure suivante représente les moyennes mensuelles interannuelles des températures maximales et minimales à Mamou, situé à l'extrémité du bassin versant.



**Fig. 2. moyennes des températures maximales et minimales mensuelles à Mamou**

### 2.1.1.2.4. Données de vent

Les valeurs de vitesses moyennes du vent et la direction moyenne à l'échelle mensuelle ont été collectées aux 3 stations climatiques de Mamou, Labé et Siguiri.

Sur la région étudiée la **vitesse moyenne du vent est de l'ordre de 2.5 à 3 m/s**. La direction générale des vents est Nord – Est pendant la saison sèche (l'Harmattan). Pendant la saison humide la direction s'inverse et les vents proviennent de l'Ouest – Sud-Ouest, liée au flux de la mousson.

### 2.1.1.2.5. Humidité

L'humidité relative a été mesurée aux stations climatiques de Mamou, Labé et Siguiri.

Entre mai et septembre, période de la saison humide, les valeurs maximales d'humidité sont en moyenne supérieure à 90% alors que les minimales ne s'abaissent qu'en mai au-dessous de 65%.

#### 2.1.1.2.6. Evaporation

Afin d'évaluer l'évaporation sur le retenue de Bouréya, les valeurs de l'ETP (évapotranspiration potentielle) recueillis à la station climatologique de Labé sur la période 1985-1955 ont été analysées.

L'ETP annuelle moyenne à Labé s'établit à 1510 mm ; l'évaporation ne présente pas une forte variabilité au long de l'année. L'ETP la plus importante se situe durant les mois les plus chauds (décembre à mai) et également les plus ventés.

Ces valeurs sont représentatives de l'évaporation que peut se produire sur la retenue de Bouréya et ont été retenues pour la suite des études.

### 2.1.2. Analyse pluviométrique

Une analyse pluviométrique a été menée en collectant les données pluviométriques au droit des huit stations. Ces données ont été analysées et partiellement reconstituées pour les données manquantes.

#### 2.1.2.1. ANALYSES DE LA PLUIE MOYENNE ANNUELLE

Une analyse probabiliste de ces séries de données pluviométriques a ensuite été réalisée par application du système SPEED (Système Probabiliste d'Etude par Evènement Discret) développé par SOGREAH. A partir de ces ajustements, on peut en déduire graphiquement la pluie moyenne annuelle pour chaque période de retour considérée.

La pluviométrie annuelle sur le bassin versant du Bafing à Bouréya a été évaluée à 1 590 mm environ.

#### 2.1.2.2. DISTRIBUTION MENSUELLE DE LA PLUIE ANNUELLE

La répartition des précipitations sur les stations pluviométriques a été analysée afin d'établir la distribution mensuelle de la pluie annuelle figurant dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 1 - Répartition mensuelle (en %) de la pluviométrie annuelle du bassin du Bafing**

	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPTEMBRE	OCTOBRE	NOVEMBRE	DECEMBRE	JANVIER	FEVRIER	MARS	AVRIL
Pourcentage mensuel (%)	7.7	13.1	19.6	24.9	19.2	9.6	1.8	0.3	0.1	0.2	0.8	2.9

Le régime pluviométrique de la région se présente donc bien selon deux saisons distinctes : une saison sèche de Novembre à Avril/mai et une saison des pluies de Mai à Octobre, avec un mois d'Août qui représente 25% de la pluie annuelle.

#### 2.1.2.2.1. Analyse de la pluie maximum journalière annuelle

Les valeurs journalières des pluies ont été collectées au droit des stations pluviométriques et analysées pour fournir les valeurs des pluies maximales annuelles pour différentes périodes de retour T.

**Tabl. 2 - Valeurs des pluies maximales annuelles pour différents Temps de retours T**

T (AN)	2	MOY.	5	10	20	50	100	200	500	1000	5000	10000
Y(T)	0.366	0.5772	1.499	2.250	2.970	3.902	4.600	5.296	6.213	6.907	8.517	9.21
Pj(T) (mm)	78	82	100	115	129	148	161	175	193	207	238	251

#### 2.1.2.2. Changement climatique

Les impacts du changement climatique ont été évalués à l'aide de modèle de simulation à grande échelle de temps et d'espace.

Le 4<sup>ème</sup> rapport du GIEC (Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Evolution du Climat) (2007) a utilisé les résultats de 23 modèles couplés globaux de référence mondiale. L'inter comparaison des modèles globaux est un exercice permanent qui permet in fine d'obtenir une synthèse consensuelle des futurs climatiques possibles.

Toute l'Afrique se réchauffera au cours du 21<sup>ème</sup> siècle de façon plus marquée que la moyenne planétaire. Les modèles globaux parviennent à simuler les climats passés et présents (20<sup>ème</sup> siècle). La partie Afrique évoque 4 régions (WAF, EAF, SAF et SAH). La zone qui nous concerne, le bassin versant du Bafing se situe dans la région WAF (West African).

L'analyse des résultats de ces modèles, on constate que lorsque l'on s'intéresse à la réponse des précipitations et de la température pour les périodes de Décembre, Janvier, Février (DJF) et pour Juin, Juillet, Août (JJA), on constate :

- Une légère augmentation des précipitations et une augmentation plus conséquente des températures (+3°C) sont constatées sur la période DJF.
- Sur la période JJA, en ce qui concerne les précipitations aucun scénario n'indique de véritable augmentation ou diminution de la pluviométrie. Par contre, on constate également une augmentation des températures de 1 à 2 points.

En ce qui concerne les pluies extrêmes, aucune conclusion n'a été dégagée des modèles climatiques pour la zone d'étude.

**A ce jour et en l'état des connaissances, on ne s'attend pas à une modification significative des précipitations sur la zone d'étude.**

### 2.1.3. Apports liquides annuels

#### 2.1.3.1. DONNEES

Au droit du site de Bouréya, le bassin versant du Bafing a une superficie de 14 800 km<sup>2</sup>. Dans la zone du projet, trois stations hydrométriques ont été identifiées : Bouréya (14 800 km<sup>2</sup>), Dakka Saidou (15 700 km<sup>2</sup>) et Bafing Makana (21 000 km<sup>2</sup>).

La station de Bouréya n'a fourni que des données partielles de débits moyens mensuels sur la période 1969-2007. Les stations de Dakka Saidou et de Bafing Makana ont fourni des séries pratiquement complètes de débits moyens journaliers sur les périodes respectivement de 1953 à 2010 et de 1950 à 2010. Les données de la station de Bafing Makana ont été recueillies principalement pour vérifier la cohérence des informations fournies par la station la plus représentative du Bafing à Bouréya : Dakka Saïdou.

2.1.3.2. ANALYSE DES APPORTS LIQUIDES DU BAFING

Les volumes d'apports annuels (en Mm<sup>3</sup>) ont pu être reconstitués sur les périodes suivantes :

- 1954 – 2009, soit 56 années pour Dakka Saïdou,
- 1961 – 2009, soit 49 années pour Bafing Makana.

Ces deux longues séries ont été transformées en lames d'eau écoulées moyennes annuelles et ajustées par une loi de Gauss : les racines carrées des valeurs annuelles s'ajustent à une loi de Gauss. Les deux échantillons sont parallèles, ce qui confirme la bonne qualité des données recueillies.

2.1.3.3. RELATION PLUIE-LAME D'EAU ECOULEE

La relation annuelle pluie-lame d'eau écoulée a été établit en application du système hydrologique SPEED développé par Sogreah.

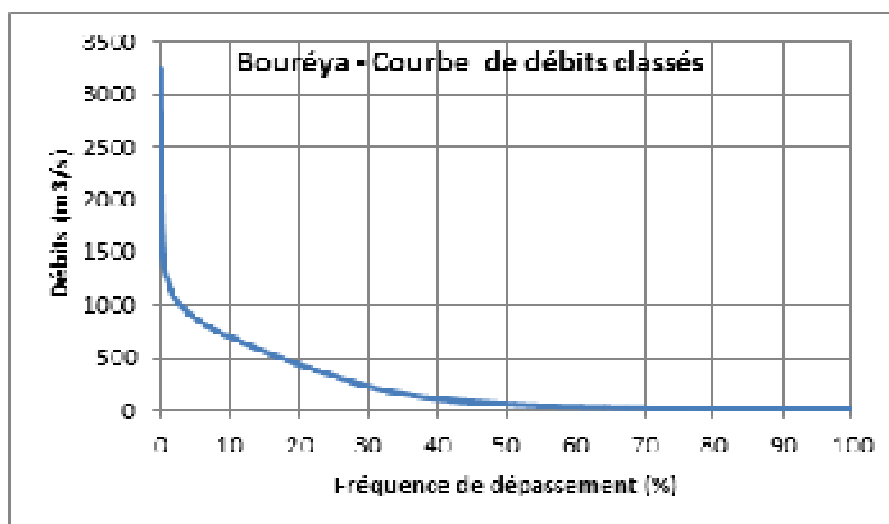
**Le débit moyen annuel du Bafing à Bouréya a été évalué à 216 m<sup>3</sup>/s.**

Les débits moyens mensuels du Bafing à Bouréya ont été établis à partir des débits moyens mensuels à Dakka Saïdou que l'on a transposé au site de Bouréya.

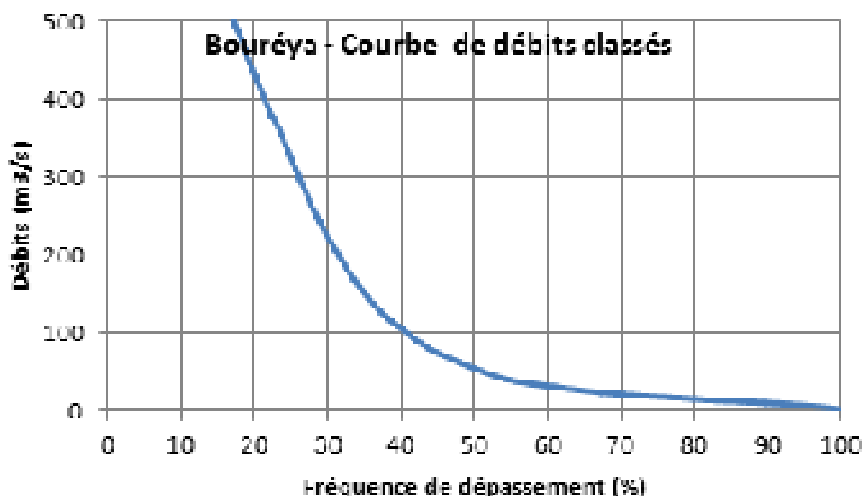
**Tabl. 3 - Bouréya – débits moyens mensuels**

MOIS	MAI	JUIN	JUILLET	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	JANV.	FEVR.	MARS	AVRIL
Débit moyen (m <sup>3</sup> /s)	13	55	248	691	774	452	176	70	38	24	16	11

A partir de la longue série de débits journaliers à Dakka Saïdou (période 1954-2010 soit plus de 20 000 valeurs) une courbe de débits classés à Bouréya a été réalisée, en affectant les débits moyens journaliers à Dakka Saïdou d'un coefficient 0,94 représentatif du rapport des bassins versants.



**Fig. 3. Courbe des débits classés à Bouréya – 0 – 3500 m<sup>3</sup>/s**



**Fig. 4. Courbe des débits classés à Bouréya – Zoom 0-500 m³/s**

## 2.1.4. Etude des crues

### 2.1.4.1. DONNEES

Pour caractériser les débits de pointe de crues à Bouréya, la longue série d'observations à la station de Dakka Saïdou a été utilisée.

### 2.1.4.2. DETERMINATION DES CRUES CARACTERISTIQUES DU BAFING

Les crues caractéristiques du Bafing ont été évaluées grâce à la méthode Speed. Elle est fondée d'une part sur une analyse particulière et régionale des pluies et d'autre part sur la relation probabiliste mise en évidence par Sogreah entre pluie et débit de crue.

La démarche d'analyse a permis d'évaluer les débits de crues suivants au droit du site de Bouréya :

**Tabl. 4 - Débits de crues caractéristiques à Bouréya**

T (ANNEES)	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	10 000
P(T) mm	77	100	115	129	148	161	175	193	207	251
Q crues (m³/s)	1170	1520	2090	2620	3340	3840	4370	5050	5590	7260

Afin d'évaluer les valeurs des crues de chantier à prendre en compte, une analyse statistique des crues mensuelles a été réalisée à partir des débits maximums journaliers mensuels à Dakka Saïdou puis transposés au site de Bouréya.

**Tabl. 5 - Débits de crues mensuelles à Bouréya**

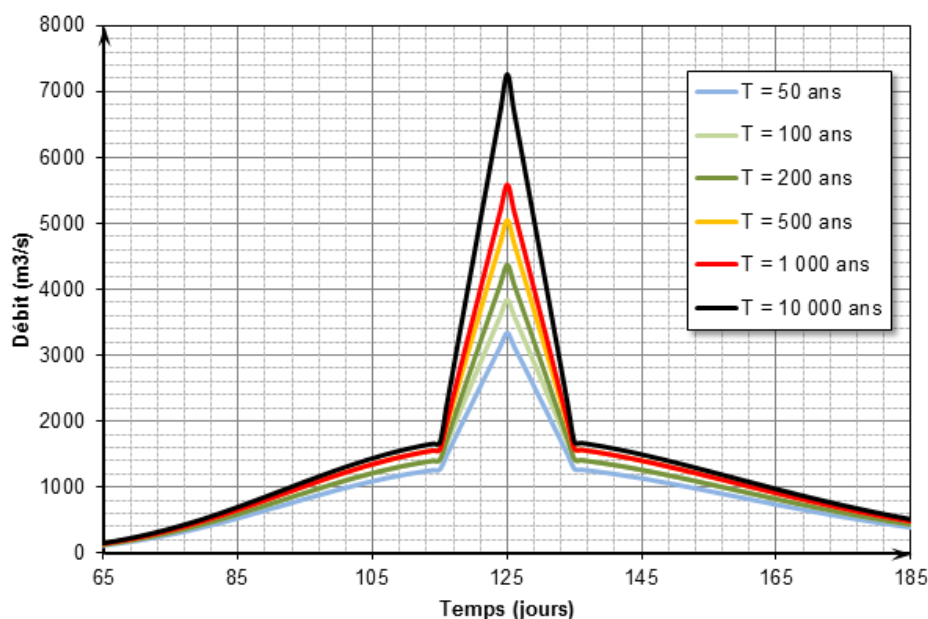
DEBIT (M³/S)	MAI	JUIN	JUI	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	JANV	FEV	MARS	AVR
Q <sub>5</sub>	33	198	733	1337	1337	941	446	144	67	40	25	18
Q <sub>10</sub>	48	277	861	1584	1485	1188	545	188	89	50	32	22
Q <sub>20</sub>	61	366	990	2475	1683	1535	663	233	111	59	38	25
Q <sub>50</sub>	81	475	1158	3516	1881	2030	812	292	149	73	44	28



2.1.4.3. HYDROGRAMMES DE CRUES

Les hydrogrammes de crues ont été déterminés à partir de l'analyse de la forme des hydrogrammes de crues à la station de Dakka Saïdou, pour laquelle on dispose des débits journaliers sur 57 années.

Le graphique et le tableau suivants présentent les hydrogrammes des crues extrêmes à Bouréya.



**Fig. 5. Hydrogrammes des crues extrêmes à Bouréya**

**Tabl. 6 - Comparatif entre le volume total des hydrogrammes et les apports moyens annuels**

T (ANS)	VOLUME DE LA POINTE (Mm³)	VOLUME TOTAL DE L'HYDROGRAMME (SUR 365 JOURS) (Mm³)	APPORT MOYEN ANNUEL (Mm³)	RATIO VOLUME TOTAL / APPORT
50	1 790	11 400	12 000	0.95
100	2 090	12 800	12 800	1.00
200	2 550	13 300	13 500	0.99
500	3 010	14 900	14 600	1.02
1 000	3 470	15 400	15 100	1.02
10 000	4 820	17 600	16 900	1.04

**2.1.5. Transport solides**

Aucune mesure de transport solide n'a été réalisée sur le Bafing depuis la création des stations hydrométriques.

Le cours du Bafing dans le Haut Bassin est caractérisé par la présence de nombreux rapides et chutes dus à des seuils rocheux qui fixent les niveaux des biefs intermédiaires. Cela conduit à penser que le transport par charriage de fond dans le haut Bassin est insignifiant, ce que préconisaient déjà les études passées et les recherches bibliographiques réalisées sur le sujet.

On retient pour les études la même valeur que celle retenue dans l'étude « Senegal Consult » de 1969, à savoir **0,9 Mm³/an, soit un envasement de 45 Mm³ sur 50 ans.**

### 2.1.6. Impact de l'aménagement de Koukoutamba

A la date de rédaction de ce rapport, les études de l'aménagement de Koukoutamba ont dépassé le stade d'avancement de l'Avant-Projet Sommaire, l'APD étant en cours d'élaboration. Cependant, en l'absence d'étude globale intégrée de la chaîne d'aménagement, hors du champ d'application de la présente étude, il n'est possible d'appréhender que de façon approximative l'impact de la création de la retenue de Koukoutamba sur l'aménagement de Bouréya.

Comme cela est indiqué plus avant dans le présent rapport à propos de l'étude de régularisation des débits et de dimensionnement de la retenue, cet impact a toutefois été approché avec une bonne fiabilité en ce qui concerne les apports liquides hors crue. Les hypothèses prises en compte sont réalistes, en moyenne, mais ne préjugent en rien du mode de gestion qui sera adopté pour l'aménagement amont ni même des caractéristiques de laminage des crues. Par conséquent, et concernant les organes de sécurité que constituent les ouvrages d'évacuation des crues, aucune réduction des débits de projet ne saurait être considéré pour leur dimensionnement.

On retiendra alors en termes d'impacts au niveau hydrologie les éléments suivants :

- La modification du régime d'apport liquide au cours de l'année moyenne avec une certaine régularisation des débits (avec comme conséquence directe la réduction du débit d'équipement de l'usine de Bouréya tel qu'expliqué plus avant dans ce rapport).
- La diminution du transport solide (déjà faible) par stockage dans la retenue de Koukoutamba, cet impact restant sans conséquence sur le dimensionnement de l'aménagement de Bouréya.

**Ainsi, même si le débit moyen annuel du Bafing à Bouréya reste inchangé à 216m<sup>3</sup>/s, les débits moyens mensuels du Bafing à Bouréya en présence de l'aménagement de Koukoutamba (tel que dimensionné à l'APS, débit d'équipement de l'usine de 400m<sup>3</sup>/s) peuvent être revus comme suit :**

**Tabl. 7 - Bouréya – Influence de Koukoutamba sur les débits moyens mensuels**

MOIS	MAI	JUIN	JUILLET	AOUT	SEPT.	OCT.	NOV.	DEC.	JANV	FEVR.	MARS	AVRIL
Débit moyen sans Koukoutamba (m <sup>3</sup> /s)	13	55	248	691	774	452	176	70	38	24	16	11
Débit moyen avec Koukoutamba (m <sup>3</sup> /s)	147	76	198	337	386	314	178	138	57	152	164	160

## 2.2. GEOLOGIE / GEOTECHNIQUE

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Géologie-Géotechnique – novembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

### 2.2.1. Contexte géologique

#### 2.2.1.1. CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL

*Le plan GEO 001 du cahier de plans relatif au présent APS présente la Carte géologique de la région de Dinguiraye.*

La vallée du Bafing où se trouve le site du barrage de Bouréya se situe à la retombée Est des montagnes du Fouta Djallon et à l'Ouest des plateaux du pays Malinké, près de la frontière malienne.

La région se situe sur le socle précambrien archéen et paléoprotérozoïque, qui a été remodelé ultérieurement plusieurs fois au gré de diverses phases orogéniques ou de sédimentation. C'est une zone de collines assez molles et de dépressions correspondant à de petits affluents du Bafing.

La région entourant le site du barrage de Bouréya se situe dans la partie centrale du bassin de Madina-Kouta. Les affleurements dominants sont des coulées de dolérites et de gabbro sombres du Mésozoïque (200 millions d'années environ) qui ont traversé des argilites, grès et conglomérats du Néoprotérozoïque (600 millions d'années environ) et se sont répandues par-dessus.

La zone étudiée a subi plusieurs phases orogéniques et des déformations qui rendent la disposition des différentes formations relativement compliquée. Chaque phase ayant remanié les formations antérieures et permis la remontée éventuelle de coulées magmatiques profondes à l'origine des masses intrusives granitiques et de dykes variés.

#### 2.2.1.2. GEOLOGIE AU DROIT DU BARRAGE

*Le plan GEO 002 du cahier de plans relatif au présent APS présente le Schéma géologique de l'aménagement – Vue en plan.*

La cartographie géologique du site a été réalisée en 1969 et a pu être complétée lors des missions successives de reconnaissances géologiques/géotechniques de 2011. Les observations réalisées lors de ces missions ont permis de confirmer la justesse de cette carte géologique.

**Les formations rocheuses**, faisant partie du substratum ancien et présentes sur le site du barrage, sont les suivantes :

- Des granites à gros grains et à biotite (éventuellement de l'Archéen supérieur, 2 800 millions d'années) sont associés à des gneiss qui ont vraisemblablement été produits par la thermalisation des terrains sédimentaires encaissants, au moment de la mise en place des granites ;
- Des granites à grain fin, monzonitiques et probablement mis en place au Paléoprotérozoïque (2 000 millions d'années) ;
- Des dolérites qui apparaissent en dyke épais, ayant traversé les formations anciennes précédentes. Ces dolérites sont en principe datées du Mésozoïque (200 millions d'années).

Les dolérites apparaissent en rive droite en position haute, au sommet de la colline sur le site, mais également en rive gauche de la retenue. C'est une roche grenue, massive, sombre qui se débite en blocs anguleux.

**Les terrains récents** (post-tertiaires), plutôt meubles, viennent en couverture. Ils sont dus à la dégradation/décomposition des formations rocheuses anciennes, mais aussi à l'érosion et aux dépôts des débris de pente.

Ils comprennent :

- Des éboulis au voisinage des affleurements rocheux du substratum énumérés ci-dessus. Ces éboulis sont grossiers avec des blocs de la roche mère comme autour des affleurements doléritiques ;
- Des arènes avec des débris plus fins proviennent essentiellement de la dégradation des granites.

Les épaisseurs des éboulis et arènes ont pu être vérifiées au moyen de la géophysique et des sondages.

- De la latérite, sous ses formes soit meuble, soit indurée, tapisse le bas des pentes, essentiellement en rive droite sur le site.

La partie inférieure non indurée de la couche latéritique provient de la décomposition très avancée des roches du substratum cristallin.

Elle est souvent très argileuse mais contient aussi des grains de quartz et du mica.

L'épaisseur peut être de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, ce que confirment les investigations géophysiques et géotechniques réalisées sur site.

Localement, la partie supérieure de la couche latéritique est encroutée par concentration d'oxyde de fer, sur une épaisseur de quelques décimètres à quelques mètres.

Cette cuirasse forme des plateaux horizontaux ou faiblement inclinés vers la vallée.

Les bords de la cuirasse se disloquent en blocs que l'on retrouve souvent sur les pentes jusqu'au fleuve.

- Des alluvions sous forme de limons, sables et plus rarement graviers, essentiellement en bordure du fleuve et dans quelques thalwegs affluents. Ces alluvions comprennent quelques blocs provenant de l'érosion du substratum et de la destruction de la cuirasse latéritique.

C'est sur les terrasses alluviales que quelques champs sont cultivés en arachide, près du fleuve.

**Les roches** qui constituent le substratum, sur le site du barrage, sont toutes **très peu perméables** à grande échelle. **Même si, localement, elles présentent une fissuration ENE-OSO ou NE-SO, c'est-à-dire à peu près amont-aval par rapport à la direction du barrage.**

**Les latérites sont peu perméables**, ce qui est confirmé par les essais in-situ.

**Les matériaux pour la construction** des digues pourront vraisemblablement être obtenus à partir des niveaux latéritiques meubles aux environs du site.

**Pour les enrochements et les granulats**, les roches dures du substratum pourront convenir (granites et/ou dolérites).

#### 2.2.1.3. GEOLOGIE DU RESERVOIR

Le réservoir du barrage s'étend sur près de 50 km à l'amont du barrage, sur les formations principales suivantes :

- Des roches métamorphisées (quartzites, amphibolites, migmatites) de l'Archéen terminal ou du Paléoprotérozoïque précoce datant essentiellement de moins de 2 600 millions d'années) ;
- Des schistes, siltites, argilites et des grès fins plus ou moins métamorphisés, anciens et datant probablement du Paléoprotérozoïque (2 100 millions d'années) ;
- Des argilites, grès plus ou moins grossiers, conglomérats et calcaires du Néoprotérozoïque (600 millions d'années environ) ;
- Des dolérites et gabbros effusifs du Mésozoïque (200 millions d'années environ).

Toutes ces formations rocheuses du substratum sont pratiquement imperméables à l'état sain. La zone d'altération superficielle qui recouvre les affleurements est généralement relativement peu épaisse et de faible perméabilité.

**Des fuites à partir du réservoir sont donc très improbables**, à travers du substratum rocheux. Et si, localement, il peut y avoir des sources plus ou moins temporaires, celles-ci proviennent uniquement du ressuyage des terrains superficiels meubles.

## 2.2.2. Investigations géophysiques

Les propos ci-dessous sont illustrés par les plans GEO0015 et GEO0016 du cahier de plans relatif au présent APS.

### 2.2.2.1. CONTENU DE LA CAMPAGNE

Une campagne d'investigations géophysiques a été réalisée en mars 2011 afin de :

- Caractériser par géophysique, la nature des terrains depuis la surface,
- Localiser les éventuelles variations latérales de faciès et/ou d'épaisseur,
- Localiser les possibles accidents tectoniques.

La profondeur d'investigation des profils électriques est de 25 à 30 m pour le dispositif utilisé lors de la campagne (Wenner Schlumberger) avec 5 m entre les électrodes.

Le tableau ci-dessous regroupe les détails des investigations réalisées.

**Tabl. 8 - Récapitulatif des profils électriques réalisés**

NOM DES PROFILS	LONGUEUR (m)	COMMENTAIRES
P1	1385	Sur l'axe y compris dans le Bafing
P2	235	Sur le col rive droite
P3	235	En milieu de rive gauche
P4 – P7	235 - 235	Sur les terrasses en rives droite et gauche
P5 – P6	115 - 185	Dans le Bafing – sens du courant
P8	235	Possible carrière rive droite
TOTAL	2860	

L'étude géologique et les missions sur site ont montré que le socle est affleurant sur la quasi-totalité du Bafing au droit de l'axe du barrage.

Les terrains composant le socle sont résistants à très résistants quand ils sont massifs et deviennent plus conducteurs dans les zones fracturées. L'altération se marque quant à elle par des terrains de plus en plus conducteurs, sauf pour la cuirasse latéritique qui redevient résistante.

La zone étant aurifère, on peut s'attendre à trouver d'éventuels terrains hydrothermaux.

L'interprétation des profils électriques a été réalisée en utilisant les résultats des sondages géotechniques comme étalonnage.

### 2.2.2.2. RESULTATS ET CONCLUSIONS

Les résultats de la campagne géophysique sont détaillés dans le rapport principal des études géologiques et géotechniques en date de novembre 2011. Le présent paragraphe n'en reprend que les principales conclusions.

La campagne géophysique a montré :

- **Rive gauche : Elle est caractérisée par la présence d'une cuirasse latéritique sur les pentes, recouvrant une épaisseur d'altération du rocher très irrégulière et parfois importante (30 mètres sur le SC4). En bas de pente, la seule faille majeure de la zone a été reconnue par le sondage SC6 qui montre également au moins 30 mètres de terrains altérés et fissurés. Dans la plaine allant jusqu'au lit du Bafing, les argiles latéritiques se**

développent sur 5 à 10 mètres en moyenne (voir SP1 et SP2) avant de reposer sur des terrains rapidement résistants (massifs).

- **Sous le Bafing : le rocher massif est affleurant mais hétérogène** sur la quasi-totalité de la zone. On remarque toutefois une zone plus fissurée orientée nord-ouest / sud-est.
- **Rive droite** : Elle se caractérise par l'absence de cuirasse latéritique et la présence d'un rocher relativement résistant (massif) situé entre 1 et 5 mètres de profondeur sur la plaine et par un mélange d'éboulis argileux et de blocs dans les pentes sur 0 à 5 mètres d'épaisseur en moyenne. **Le rocher sain et massif se situe vers –5 à – 15 mètres de profondeur.** A part quelques zones de plus forte fissuration, on ne remarque pas de faille à proprement parler.
- **Carrière rive droite** (située dans la retenue et à une distance de l'ordre de 1km en amont de l'axe du barrage) : Au droit de la possible future carrière et dans la pente, le **rocher se caractérise par un recouvrement massif en surface, puis par des zones plus fissurées et enfin par le rocher sain en profondeur.** Il s'agit d'une altération en pelure d'oignon, caractéristique de ce type de formation. Les essais Los Angeles dans les zones les plus défavorables permettront d'estimer la qualité du gisement. En bas de pente, l'altération devient rapidement plus importante.
- **En plan** : La cartographie géologique finale a pu être complétée à l'aide des informations fournies par la campagne géophysique.

### 2.2.3. Investigations géotechniques

#### 2.2.3.1. CAMPAGNE ANTERIEURE

Une campagne a été réalisée en 1971 dans le cadre de l'étude de Sénégal Consult.

9 échantillons de sol meubles remaniés provenant de 3 puits manuels ont subis des essais en laboratoire (analyse granulométrique, poids spécifique et limites d'Atterberg). (A noter que ces échantillons ont été prélevés uniquement en rive gauche du Bafing, quelques centaines de mètres en amont de l'axe retenu pour l'actuel APS, au droit de la zone d'emprunt E3 identifiée sur le plan GEO0012 du cahier de plans relatif au présent APS).

Ces échantillons ont été remaniés pour subir les essais de laboratoire suivants : analyse granulométrique, limite d'Atterberg, essai de compactage Proctor normal, densité sèche, essai triaxial non consolidé, non drainé avec expansion latérale empêchée (essai oedométrique) avec mesure de pression interstitielle et essai de perméabilité à l'oedomètre sous charge.

Une réinterprétation des essais mécaniques réalisés a fourni les caractéristiques suivantes pour ces matériaux compactés proches de l'Optimum Proctor Normal et à des teneurs en eau proches de l'optimum :

- $c' = 30 \text{ kPa}$ ,
- $\varphi' = 28^\circ$ ,
- $\gamma_d = 1,85 \text{ t/m}^3$ .

#### 2.2.3.2. CAMPAGNE DE 2011

La campagne de reconnaissances géotechniques s'est déroulée de janvier à mai 2011 pour les reconnaissances et jusqu'à juillet 2011 pour les essais de laboratoire.

### 2.2.3.2.1. Axe du barrage

#### A. Sondages et essais in situ

Les sondages suivants ont été réalisés à l'axe du barrage :

- 5 sondages carottés avec essais Lugeon tous les 5 m (certains de ces essais n'ont atteint que 0,3 MPa et sont nommés test d'absorption dans la suite du document),
- 10 puits manuels,
- 2 sondages destructifs avec essais pressiométriques tous les 2 mètres.

Ces sondages associés à la prospection géophysique ont permis de réaliser un modèle géologique du site du barrage, qui **met notamment en évidence une faille en rive gauche** (localisée grâce à la géophysique et investiguée par le sondage SC06).

Les différents faciès rencontrés sont :

- **La latérite** : localisée sur les pentes en rive gauche (recoupée par les sondages SC04, PMA13, SP02, SC06 et PM12, et également en amont de l'axe du barrage sur le profil géophysique de l'axe de la centrale).

C'est un faciès à dominante sableuse ocre jaune à marron plus ou moins induré (cuirasse latéritique), d'épaisseur variable allant de quelques mètres à plus de vingt mètres.

Les deux essais pressiométriques ont permis de retenir un module pressiométrique inférieur à 200 Mpa.

Les trois essais d'absorption (sous 0,3 MPa) indiquent des résultats inférieurs à 0,22 l/min/m sous 0,3 MPa.

Il est nécessaire de prendre en compte dans le choix des caractéristiques mécaniques les variations de faciès importantes.

- **La saprolithe** : rencontrée sur presque l'ensemble du site (exception faite de lit du Bafing où elle a été érodée et d'une fenêtre dans la pente en rive droite) directement sous la fine couverture de terre végétale ou sous le faciès latéritique qui le recouvre.

Ce faciès est à dominante argileuse. Elle est décrite comme des argiles sableuses bariolées brunes avec des passages sableux (plus ou moins grossier), des blocs et des concrétions peu résistantes. Son épaisseur varie de quelques mètres à quinze mètres maximum. Il s'agit du stade avancé de l'altération sur place de la roche composant le substratum.

Les six essais pressiométriques réalisés dans les saprolithes montrent des pressions limites comprises entre 0,72 et 1,88 MPa et des modules entre 16 et 23 MPa. Les valeurs de modules semblent homogènes mais semblent un peu faibles au vu du matériau.

Les quatre essais d'absorption (sous 0,3 MPa) indiquent des résultats inférieurs à 0,88 l/min/m sous 0,3 MPa et les trois essais Lugeon (sous 1 MPa) des absorptions comprises entre 2 et 8 unités Lugeon.

- **La roche altérée** : elle est rencontrée sur presque la totalité du site (excepté aux abords du lit du Bafin ou le substratum est affleurant) et d'épaisseur variable allant de 2 m jusqu'à une vingtaine de mètre.

Il s'agit de la roche du substratum fracturé qui a relativement peu évolué. Elle se présente comme des blocs entrecroisés à interfaces argilo-sableuses voire sableuses. Les valeurs RQD dans ce faciès sont très faibles avec une moyenne de 5.

Les deux essais pressiométriques ont conduits à retenir un module de l'ordre de 600 MPa, les pressions limites étant sous-évaluées.

Les deux essais d'absorption (sous 0,3 MPa) indiquent des résultats inférieurs à 0,1 l/min/m sous 0,3 MPa et les trois essais Lugeon (sous 1 MPa) des absorptions nulles 0 unités Lugeon.

- **La roche saine** : elle est présente sur l'ensemble du site et affleure sur les rives du lit du Bafing mais certains sondages ne l'ont pas atteinte. Cette roche est de type granitique (à grains fins ou grossier) et/ou gneissique.

Les valeurs RQD caractérisent un rocher de qualité médiocre à bonne avec des valeurs comprises entre 7 à 92.

Les trois essais Lugeon (sous 1 MPa) montrent des absorptions de nulles à 4 unités Lugeon.

- **Filons de Dolérite** : localement au sein du substratum des dykes de dolérites plurimétriques sont présents. Il s'agit de remontées secondaires qui ont injectés les roches du substratum.

## B. Essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire figurent dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 9 - Essais de laboratoire au droit du barrage et de la centrale**

SONDAGE	DE	A	GEOLOGIE	GRANULOMETRIE					DENSITE	ATTERBERG			COMPRESSION SIMPLE	FENDAGE/BRESILIEN
				1,6 mm	0,4 mm	0,08 mm	50 μ	5 μ		Spécifique γ (gcm <sup>3</sup> )	WL (%)	WP (%)		
SC01	4,5	5,1	Frange d'altération substratum						2,37					
SC01	8	8,4	Frange d'altération substratum						2,721				127,5	
SC01	10,75	11	Substratum										123,8	
SC01	10,5	11,5	Substratum											1,3
SC01	11		Substratum						2,615					
SC02	4,7	5,3	Frange d'altération substratum						2,565				61,5	2,1
SC02	8,8	10,5	Frange d'altération substratum										54	
SC02	9		Frange d'altération substratum						2,58					2,1
SC03	7,5	8	Substratum						2,6				86,1	1,5
SC03	8,8	10,5	Substratum											
SC03	10,5	10,8	Substratum						2,803				68,2	2,1
SC06	6,7	7	Saprolithe	96,5	59,5	56,7	45,2			50,84	26,29	24,5		
SC06	29	30	Frange d'altération substratum	83,5	78,5	74	51,2			53	23,29	29,7		
SC04	19	19,5	Frange d'altération substratum	95	86	73	60,5	19,6		34	18,3	15,8		
SC04	20	20,7	Frange d'altération substratum	96,1	89	72	61,9	17,2		34,06	18,27	15,8		

Les essais de compression simple et de traction par fendage montrent une roche saine très résistante. Les densités apparentes, voisines des densités spécifiques, sont également élevées à très élevées, traduisant également la bonne qualité de la roche

Les essais d'identification dans les Saprolithes, dans la frange d'altération du substratum et dans les passes très altérées du substratum montrent une composante limono-argileuse importante et des IP autour de 20.



### C. Interprétations et conséquences

#### a) Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux retenues à l'issue des observations de terrains et des résultats des essais de laboratoire sont les suivantes :

**Tabl. 10 - Caractéristiques mécaniques retenues en fondation des ouvrages**

MATERIAU	$\gamma_b$	$\varphi$	C	REMARQUE
	(t/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	
Latérite	1,7	30	8	Prennent en compte les importantes variations de faciès – provient des essais pressiométriques et des observations
Saprolithe	1,8	30	15	Provient des corrélations usuelles en mécanique des sols
Rocher altéré	2,2	44	122	Provient de la classification Hoek and Brown et du critère de Mohr Coulomb
Rocher sain	2,6	47	300	Provient de la classification Hoek and Brown et du critère de Mohr Coulomb

#### b) Conséquences pour l'aménagement

**Les ouvrages béton de la rive droite et du lit du Bafing seront fondés au toit du rocher sain ou dans la partie profonde de la frange altérée.** On pourra retenir des profondeurs d'excavation moyennes de l'ordre de 10 m par rapport au TN avec localement des surcreusements.

**La centrale devra, elle aussi être fondée au rocher sain ou dans la partie profonde de la frange altérée.** Le profil en long à l'axe de la centrale montre de fortes variations de la cote du rocher sain. On pourra retenir une profondeur d'excavation moyenne de 10 m par rapport au TN et faire une provision pour purger les zones défavorables.

**La digue en enrochements à noyau étanche pourra être fondée sur les latérites après un léger décapage. Les tassements seront importants** et seront à intégrer dans la conception de la digue (contreflèche à définir au stade APD par calculs en contraintes/déformations). Le raccordement entre la digue en enrochements et la section béton sera fondé au rocher, ce qui limitera les tassements différentiels.

**Les essais Lugeon et d'absorption montrent des perméabilités très faibles dans le substratum mais également dans sa frange altérée ainsi que dans les saprolithes.**

Il sera tout de même **nécessaire de réaliser un rideau d'injection dans le rocher** (ou rocher altéré) **pour le barrage et les ouvrages de prise et d'évacuation de crue, ainsi que des puits de drainage à l'aval.** Le rideau d'injection sera sans doute « léger ». Seule une méthode évolutive (avec injections primaires, secondaires, tertiaires et quaternaires) à adapter en fonction des résultats pourra permettre l'optimisation et donc la réduction de son coût.

**Dans les latérites, en rive gauche, on prévoit de réaliser une coupure étanche de type clé d'étanchéité.** Les injections seront réalisées à travers cette clé. Les excavations pourront rencontrer des niveaux durs (cuirasse) qui nécessiteront des moyens spécifiques. La stabilité des fouilles sera bonne dans ces matériaux.

**La digue de col de la rive droite pourra être une digue homogène fondée sur une clé et dont la fondation sera également traitée par un rideau d'injection.**

#### 2.2.3.2.2. Zones d'emprunt

*Le plan GEO0013 du cahier de plans relatif au présent APS présente les 3 zones d'emprunt identifiées.*

3 zones d'emprunt ont été identifiées :

- Zone d'emprunt n°1 : située en rive gauche du Bafing à l'amont de son méandre à 90° vers l'Est,
- Zone d'emprunt n°2 : située en rive droite du Bafing en face de la zone n°1,
- Zone d'emprunt n°3 : située à l'aval de la zone 1 en rive gauche du Bafing.

#### **A. Sondages et essais in situ**

Les sondages suivants ont été réalisés pour prospecter les zones d'emprunt :

- 7 puits manuels de reconnaissance géologique PM 101 à 107 pour la zone n°1,
- 12 puits manuels de reconnaissance géologique PM 201 à 212 pour la zone n°2,
- 5 puits manuels de reconnaissance géologique PM 301 à 305 pour la zone n°3.

26 petits échantillons (5kg) ont été prélevés pour identification et 14 gros échantillons (35kg) pour essais de compaction et mécaniques.

#### **B. Essais de laboratoire**

De nombreux essais de laboratoire ont été réalisés sur les matériaux de la zone d'emprunt :

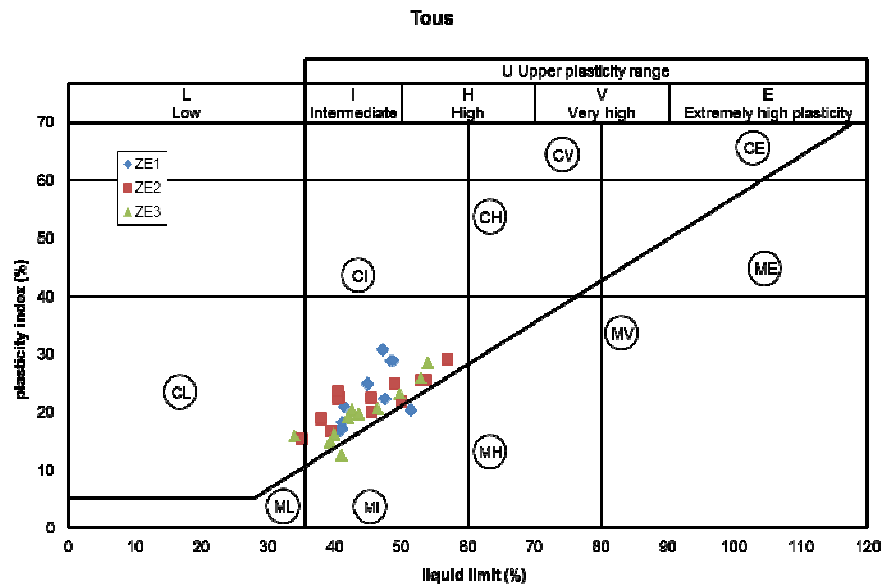
- 40 mesures de la teneur en eau,
- 40 analyses granulométriques complétées de X analyses sédimentométriques,
- 39 mesures des limites d'Atterberg,
- 1 mesure de l'équivalent sable (ES),
- 14 essais proctor normal.

Par souci de clarté, l'ensemble des résultats n'a pas été reporté dans ce rapport et ils figurent dans l'annexe au rapport géotechnique daté de novembre 2011.

#### **C. Interprétations et conséquences**

Les puits manuels de reconnaissance géologique ont rencontré principalement des argiles sableuses peu plastiques d'origine colluviale ou latéritique.

Les résultats des essais de laboratoire ont été reportés sur le diagramme de Casagrande suivant :



**Fig. 6. Diagramme de Casagrande pour les zones d'emprunt**

D'après les résultats de la campagne précédente, les perméabilités attendues sur ces matériaux compactés seront de l'ordre de  $10^{-8}$  à  $10^{-9}$  m.s<sup>-1</sup>. Ces valeurs sont compatibles avec les données recueillies lors des essais de perméabilité effectués pour la présente étude sur les matériaux en place.

**Ces matériaux sont aptes à une utilisation en noyau étanche** d'une digue en remblai ou en enrochements.

On pourra retenir **les caractéristiques mécaniques** suivantes dans les calculs :

- $c'=30$  kPa
- $\varphi'=28^\circ$
- $\gamma_d=1.85$  t/m<sup>3</sup>

Les **volumes disponibles** estimés sont à 1 125 000 m<sup>3</sup> pour la zone n°1 (ZE1) et 1 180 000 m<sup>3</sup> pour la zone n°2 (ZE2). La zone ZE3 moins régulière et moins étendue pourra être utilisée en zone de secours. En effet, la cuirasse latéritique est largement présente à l'affleurement et les puits manuels ont été réalisés loin de ces affleurements

Toutes ces **zones d'emprunt sont situées dans la retenue.**

### 2.2.3.2.3. Carrières

#### A. Sondages et essais in situ

2 prélèvements d'échantillons rocheux ont été réalisés sur la carrière potentielle en rive gauche figurant sur le plan GEO0013 du cahier de plans relatif au présent APS

Un autre prélèvement a été réalisé dans le carottage SC5 réalisé sur la carrière potentielle de la rive droite.

#### B. Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire suivants ont été réalisés :

- 2 essais d'alcali-réaction,
- 4 mesures de la densité apparente et du poids spécifique,
- 3 essais de traction par fendag,
- 3 essais Los Angeles,
- 4 essais de résistance à la compression simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

**Tabl. 11 - Essais de laboratoire réalisés pour les carrières**

SONDAGE	DE	A	W%	DENSITE	COMPRESSION	BRESILIEN	LOS ANGELES
				Spécifique $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_t$ (Mpa)	LA %
Granite rose	Surface			2.557			13.76
Dolérites RG	Surface			2.988			4.32
<b>SC05</b>	6	10		2.627	133.1		11.36
<b>SC05</b>	9	10			141.4	2.7	
<b>SC05</b>	14	14.5			126.3	2.7	
<b>SC05</b>	19.5			2.617	129.4	2.3	

### C. Interprétations et conséquences

#### a) Enrochements

Les investigations de terrain ainsi que les essais de laboratoire montrent que des affleurements rocheux propices à être exploités en carrière sont présents en rive **droite** et en rive gauche (voir plan GEO0013 du cahier de plans relatif au présent APS). **Les quantités disponibles sont très importantes et suffiront largement au projet.**

#### b) Filtres et drains

Le site n'offrant pas la possibilité d'exploiter des graviers et du sable en grande quantité, **les filtres et drains seront obtenus par concassage** des granites à grains fins ou des dolérites.

#### c) Bétons

D'après la norme XP P18-594 « Méthodes d'essai de réactivité aux alcalis », méthode chimique, les granites roses à grains fins sont classés « PRP pour Potentiellement Réactifs à essai Pessimium » et les Dolérites sont classées « PR pour potentiellement réactifs » à 24 et 48 heures et « PRP » à 72 heures.

Dans l'état actuel des connaissances, on peut conclure que **les granulats testés sont tous potentiellement réactifs** et qu'il sera nécessaire de réaliser des essais physiques à court et à long terme afin de caractériser et de quantifier précisément les gonflements potentiels des ouvrages en béton.

Les quantités de granulats potentiellement réactifs sont importantes dans les deux carrières identifiées. Aucune autre source de granulats de nature différente n'a été identifiée. Il faudra donc utiliser ces granulats, moyennant les précautions nécessaires à l'utilisation de ce type de matériau (utilisation des seuls matériaux PRP, tant pour les agrégats de granulométrie grossière que pour les sables, utilisation de ciments à faible teneur en alcalins).

Le sable sera de même obtenu par concassage car aucune autre source importante de sable « roulé » de rivière n'a été identifiée.

## 2.2.4. Hydrogéologie

Les résultats des essais Lugeon ont montré de très faibles absorptions, même dans les zones fissurées et altérées. Les venues d'eau dans les forages de reconnaissance n'ont pas été significatives.

Quelques zones humides ont été observées au contact entre le rocher sain et sa frange altérée, ou plus rarement à la faveur de fissures dans le rocher sain. On peut donc s'attendre à de très faibles circulations d'eau dans ces fissures.

Il ne semble pas exister de nappe à l'échelle du massif. Cependant il doit exister des nappes ou des circulations qui sont utilisées par les villages des plateaux.

Les piézomètres implantés en rive droite et en rive gauche et suivis par l'Agent de l'OMVS du village de Diatiferé fourniront des informations supplémentaires pour la compréhension de l'hydrogéologie locale.

## 2.2.5. Séisme

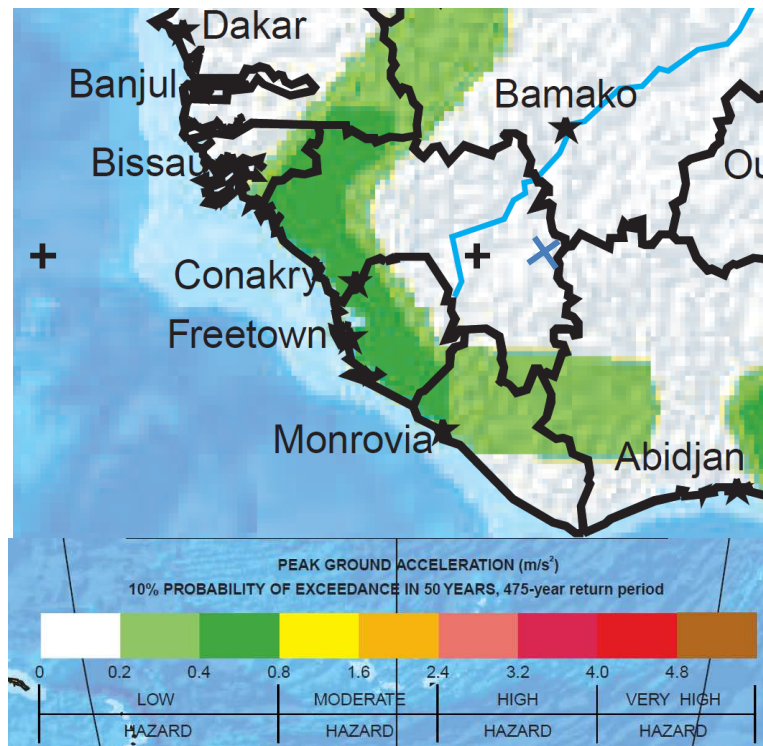
La Guinée est connue pour être une zone de faible activité sismique, les secousses téluriques les plus importantes restant d'intensité plus que modeste et la répartition des séismes restant très localisée sur les contreforts nord-ouest du Fouta Djalon.

On rappelle que les recherches effectuées sur la sismicité historique de la région (GSHAP précédemment cité, catalogue du NOAA : National Oceanic and Atmospheric Administration, Commission Géologique d'Énergie, Mines et Ressources du Canada, le catalogue du ANSS : Advanced National Seismic System catalog, etc.) n'ont mis en évidence l'existence dans la région que de très rares séismes de magnitude significative (seulement deux séismes documentés dans cette région ayant un magnitude supérieure à 5,0 à l'échelle Richter), tous localisés à des distances variant entre 300 et 600 km du site.



**Fig. 7. Sismicité historique dans la sous-région**

Enfin, d'après les données fournies par le GSHAP (Global Seismic Hazard Assesment Program), la zone du site de l'aménagement de Bouréya est en sismicité faible comme montré sur la carte ci-dessous.



**Fig. 8. Zonage sismique de la Guinée**

L'accélération sismique à retenir pour les calculs de l'aménagement devra donc prendre une valeur de l'ordre de **0.1g**, représentative de la zone dans laquelle se situe l'aménagement (intérieur du bouclier africain, zone considérée de très faible sismicité).

### 2.2.6. Conséquences pour l'aménagement

**Tabl. 12 - Résumé des conséquences géotechniques sur l'aménagement**

Conception des ouvrages	Barrage	Digue en enrochements avec noyau étanche
	Evacuateur	Evacuateur en béton situé en rive droite
	Centrale	Centrale aérienne située en pied de barrage
	Digue de col	Ouvrage homogène en terre
Modalités de fondation	Ouvrages béton rive droite et lit du Bafing	Fondés au toit du rocher ou dans la partie profonde de la frange altérée (profondeur d'excavation moyenne d'environ 10 m / TN avec localement des surcreusements).
	Centrale	Fondée au toit du rocher ou dans la partie profonde de la frange altérée. Le profil en long à l'axe de la centrale montre de fortes variations de la cote du rocher sain. On retient une profondeur d'excavation moyenne d'environ 10 m / TN avec localement des surcreusements.
	Barrage remblai	Fondé sur les latérites après décapage de la terre végétale. Les tassements seront importants. Le raccordement entre la digue en enrochements et la section béton sera fondé au rocher, ce qui limitera les tassements différentiels.

**Aménagement Hydroélectrique de Boureya en Guinée**

ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

VOLUME 1 : RAPPORT PRINCIPAL - FINAL

Etanchéité	Barrage et ouvrages annexes	Perméabilités très faibles dans le substratum, dans sa frange altérée et dans les saprolithes Réalisation d'un rideau d'injection dans le rocher ou dans le rocher altéré et de puits de drainage à l'aval. Réalisation selon la méthode évolutive (injections primaires, secondaires, tertiaires et quaternaires) afin d'adapter le rideau à l'avancement et d'optimiser les coûts.			
	Digue de col	Digue homogène fondée sur une clé d'ancrage et reliée au rideau d'injection			
Caractéristiques mécaniques	<i>Matériau</i>	$\gamma_d (t/m^3)$	$\varphi' (^\circ)$	$c' (kPa)$	<i>Module (MPa)</i>
	Latérite	1,7	30	8	< 200
	Saprolithe	1,8	30	15	20
	Rocher altéré	2,2	44	1220	600
	Rocher sain	2,6	47	3000	
	Enrochements	2,0	45	0	
	Noyau	1,85	28	30	
Matériaux de construction	Enrochements	Carrières exploitables en rive droite et en rive gauche, dans l'emprise de la retenue Quantités disponibles importantes et largement suffisantes au projet			
	Filtres et drains	Obtenus par concassage des granites à grains fins ou des dolérites			
	Bétons	Dans l'état actuel des connaissances, les granulats testés sont tous potentiellement réactifs. Quantité disponible importante dans les deux zones de carrière			
	Sable	Obtenu par concassage avec précaution de caractérisation vis-à-vis de l'alcali réaction			

## 2.3. TOPOGRAPHIE

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Topographie – Rapport principal – Novembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

Avant le démarrage des études, la **topographie à grande échelle** du site disponible a été recensée. Les données disponibles offraient une couverture géographique relativement complète mais ancienne. Afin d'actualiser et de compléter ces cartes topographiques, les cartes satellites de la zone ont été acquises et ont fourni des données récentes (2009-2010) et précises (résolution au sol de 50 cm).

Parallèlement à l'exploitation de ces données à grande échelle, une campagne topographique de terrain a été réalisée sur le site de Bouréya afin de :

- recalculer le modèle utilisé (SRTM),
- implanter des bornes topographiques,
- réaliser un profil en long de la rivière et de 14 profils en travers aux échelles 1/5000<sup>ème</sup> et 1/500<sup>ème</sup>,

- réaliser un plan du site du barrage à l'échelle 1/1000<sup>ème</sup> avec un filage de courbes de niveau de 0,25 m,
- réaliser un plan de la retenue (zones d'emprunt) du barrage à l'échelle 1/5000<sup>ème</sup> avec un filage de courbes de niveau de 0,5 m,
- réaliser un plan de la cité du barrage à l'échelle 1/5000<sup>ème</sup> avec un filage de courbes de niveau de 0,5 m,
- réaliser un profil en long du tracé de la route aux échelles 1/5000<sup>ème</sup> et 1/500<sup>ème</sup>,
- réaliser un levé planimétrique et altimétrique des points de sondages géotechniques
- observer 10 points GPS de contrôle pour le rattachement en XYZ (points remarquables sur l'emprise de la retenue).

L'ensemble de ces données (générales et de terrain) est utilisé pour le présent Avant-Projet Sommaire et est mis en œuvre dans les plans du dossier de plans annexé au présent rapport d'APS.

## **2.4. ENVIRONNEMENT**

Ce chapitre reprend les principales conclusions du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - **Etude de faisabilité – Evaluation Initiale Environnementale et Sociale** – Septembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

### **2.4.1. Objet de l'étude**

L'objet de l'EIES préliminaire produite était d'identifier, au travers d'une analyse préalable des données existantes et d'une reconnaissance de la zone de projet :

- Tout impact majeur pouvant entraîner des effets rédhibitoires vis-à-vis de la réalisation même du projet,
- L'ensemble des impacts significatifs probables et la proposition de mesures correctives appropriées,
- Le contenu des études détaillées d'impact sur l'environnement qu'il conviendra de réaliser lors des études détaillées du projet,
- Le budget prévisionnel à anticiper pour les études environnementales et sociales et la mise en œuvre des plans de gestion environnementale et sociale et de déplacement des populations.

### **2.4.2. Synthèse préliminaire des impacts**

#### **2.4.2.1. IMPACTS LIES A LA LOCALISATION DU PROJET**

Le tableau suivant synthétise l'ensemble des impacts identifiés liés à la localisation même du projet et les propositions de mesures correctives ou d'accompagnement à prévoir.



**Tabl. 13 - Impacts liés à la localisation du projet**

COMPOSANTES DU PROJET	RISQUES & IMPACTS POTENTIELS	MESURES CORRECTIVES OU D'ACCOMPAGNEMENT DESCRIPTION
<b>Inondation par la retenue : 23 895 ha à la cote 381 m et 27 637 ha à la cote 385 m</b>	Perte de superficie agricole et bâtie : 3 334 ha (381 m) et 3 595 ha (385)	Compensation et réinstallation
	Perte de ressource forestière : 2400 ha de savane arborée à 381 m (3 058 ha à 385 m), 516 ha de forêt riveraine à 381 m (564 ha à 385 m) ; 11 723 ha de savane arbustive à 381 m (13 686 ha à 385 m)	Favoriser l'exploitation des bois commerciaux par la population locale avant les travaux
	Perte d'habitat pour la faune : - forêt : 516 ha à 381 m (564ha à 385 m) ; - savane arbustive : 11 723 ha à 381 m (13 686 ha à 385 m).	Défrichement avant ennoisement favorisant la fuite des animaux avant mise en eau
	Gain d'habitat pour l'avifaune (zone d'eau plus large)	-
	Perte de produits forestiers non ligneux utilisée par la population locale notamment dans la retenue et sur les îles	Favoriser l'exploitation par la population locale avant les travaux
	Gain de superficie pour la pêche	-
	Perte de revenus liés à l'exploitation de l'or	Etude du potentiel aurifère du réservoir ; exploitation préventive du gisement.
<b>Emprise permanente des ouvrages en milieu terrestre</b>	Perte d'habitat pour la faune terrestre dont l'avifaune, mais impact réductible si implantations faites en zone de savane plutôt qu'en forêt secondaire	Limiter les besoins de défrichement Localiser les installations en zone de savane plutôt que de forêt
	Perte de ressources forestière	Localiser les installations en zone de savane plutôt qu'en zone forestière Favoriser l'exploitation des bois commerciaux par la population locale avant les travaux
<b>Emprise de la ligne HT et des pylônes</b>	Perte d'habitat pour la faune terrestre	Limiter le défrichement à un couloir de 10 m, et abattage sélectif des arbres sur les autres 30 m
	Présence d'habitations ou d'activités industrielles le long du couloir (scierie)	Choix du tracé de la ligne afin de minimiser le déplacement des habitations Compensation éventuelle si présence d'habitations ou gêne pour l'activité industrielle
		Optimisation du tracé de la ligne, maintenir les arbres fruitiers jusqu'à 3 m de hauteur maximum
	Perte des plantations de plus de 3 m	Compensation des cultures perdues ou affectées temporairement
		Limitation du défrichement aux arbres de plus de 3 m dans le corridor, et abattage sélectif des arbres en bordure susceptibles de tomber

#### 2.4.2.2. IMPACTS LIES A LA CONSTRUCTION

L'analyse des impacts liés à la construction synthétisée dans le tableau suivant montre :

- que la plupart des actions correctives sont du ressort de l'entreprise, d'où l'importance qui doit être donnée à la préparation des DCE établissant de façon détaillée toutes les obligations contractuelles environnementales et sociales de ces entreprises ;
- que les mesures correctives s'appuyant sur la sensibilisation ou la formation des employés sont toujours très incertaines quant à leurs résultats et demandent une attention constante et des efforts prolongés tout au long du chantier ;
- que la gestion des produits dangereux représente le risque majeur de pollution d'un tel projet ;
- que la réhabilitation des sites présente toujours un fort risque d'inachèvement en raison des coûts résultants et du fait que ces activités ont lieu en fin de projet, d'où l'importance de lier l'entreprise par une garantie de bonne fin sur cet aspect qui soit suffisamment incitative ;
- que du point de vue social, l'afflux de population spontanée est le risque le plus important ; un programme détaillé et opérationnel doit être mis en place avant l'engagement des travaux afin de maîtriser ce risque avant qu'il ne survienne.

- que l'impact sur la santé des travailleurs mais aussi de la population locale peut être important, d'où la nécessité de mettre en place une série de mesures correctives avant et tout au long de la construction.

**Tabl. 14 - Impacts liés à la construction du projet**

ACTIVITES	RISQUES / IMPACTS POTENTIELS	MESURES CORRECTIVES OU D'ACCOMPAGNEMENT
<b>Route : création et réhabilitation des accès ; trafic poids lourds</b>	Interruption/détournement de trafic routier	Réduction de la durée et signalisation des contournements
	Risques d'accident de la route	Contrôle du chargement ; entretien ; signalisation, ralentisseurs, formation
<b>Transport, manipulation et stockage de produits dangereux ou contaminants</b>	Risque de pollution par les huiles usagées et autres produits	Équipements appropriés : déshuileurs ; Collecte et stockage sur plates-formes dédiées ; Identification de sites d'élimination ; suivi
	Risque d'accident (explosion, incendie, déversement...)	Prévention & détection des fuites et des déversements accidentels ; Sélection de produits chimiques peu dangereux ; Contrôle des accès ; procédures et bonnes pratiques de manipulation, de stockage et de gestion des déchets ; Formation ; Procédure d'alerte et de réponse d'urgence ; équipement approprié (incendie, etc.)
<b>Mise en eau de la retenue</b>	Risque pour les villageois à l'amont du barrage	Procédure d'alerte et information préalable
	Ennoiment d'animaux	Favoriser l'évacuation par le défrichement préalable
	Résidus (troncs & branches imbrûlés) mis en flottation et pouvant affecter les ouvrages	Programme de récupération des flottants pendant la mise en eau
<b>Toutes activités</b>	Production de poussière	Arrosage et acquisition d'arrosoirs ; couverture des chargements pulvérulents ; choix des sites de production de poussière
	Pollution par les eaux usées	Réseau d'assainissement et unité de traitement des eaux usées, suivi qualitatif des effluents, bassins de sédimentation
	Pollution par les déchets solides	Site de dépôts d'ordures aux normes internationales ; poubelles ; collecte régulière ; collecte sélective et recyclage ; sensibilisation ;
	Risques sur la Santé & Sécurité	contrôle des vecteurs de maladies ; drainage ; prophylaxie, sensibilisation des ouvriers et résidents des villages proches, mise à disposition de protections, services médicaux sur site ; Fourniture d'équipements personnels de protection aux ouvriers ; fourniture d'eau potable aux ouvriers
	Impact lié au bruit et aux vibrations	Respect de standards, qualité des équipements et entretien ; Choisir les sites ; adapter les heures d'activité et définir des plages horaires ; fournir des protections aux ouvriers
	Destruction d'habitats naturels ou de terres agricoles	Choix approprié des sites de construction, de dépôts et des tracés ; mesures de réhabilitation ou d'élimination des accès en fin de chantier ; revégétalisation des zones dénudées et préservation de la couche superficielle du sol pour réutilisation
	Production de fumées, gaz d'échappements et de GES	Choix des techniques de brûlage des résidus ; entretien des moteurs ; gestion appropriée des approvisionnements et du trafic poids lourds
	Braconnage et trafic de biodiversité	Contrôles et sensibilisation
	Blocage du drainage naturel & inondation	Respect du drainage naturel ou réhabilitation après dépôt ; respect des bonnes pratiques
	Erosion et instabilité des pentes de dépôts ou de versants excavés	Bonnes pratiques ; Mesures antiérosives préventives ; suivi des ruissellements issus des zones de dépôt
	Destruction de patrimoine culturel	Procédure d'arrêt d'urgence des travaux et d'information
	Impact à long terme sur le paysage	Plan de réhabilitation des sites incluant reboisement
	Développement de populations spontanées autour des camps	Choix de localisation des camps et procédures de recrutement appropriées ; Strict contrôle de l'accès aux sites et organisation de l'approvisionnement et des services avec les autorités locales

2.4.2.3. IMPACTS LIES A L'EXPLOITATION DES OUVRAGES

L'analyse des impacts liés à l'exploitation de l'aménagement est synthétisée dans le tableau suivant.

**Tabl. 15 - Impacts liés à l'exploitation du projet**

COMPOSANTE	RISQUES / IMPACTS POTENTIELS	MESURES CORRECTIVES OU D'ACCOMPAGNEMENT
<b>Création de la retenue : 239 / 276 km<sup>2</sup></b>	Nouvelles opportunités pour la pêche dans le réservoir (potentiel de 500 à 700 t/an)	Redéploiement des pêcheurs sur le site de la retenue Programme de développement de la pêche
	Perte d'habitat pour la faune et l'avifaune ; création d'une grande zone humide attractive pour certaines espèces d'oiseaux	Pas de certitude sur l'impact réel, La faune et l'avifaune pouvant se déplacer vers des sites similaires proches et étendus. Le défrichement des zones boisées, les plus riches en biodiversité animales, va créer un départ de la faune anticipé, limitant ainsi les impacts de la mise en eau.
	Apparition de zones d'eau stagnante avec développement de vecteurs (moustiques)	Sensibilisation des personnes et traitement des zones infestées si justifié
	Modification du transport sédimentaire avec risques d'érosion et surcreusement du lit à l'aval des ouvrages	Risque limité par la présence de nombreux seuils rocheux et d'un lit bien incisé. Suivi les premières années.
	Passage d'une berge de la rivière à l'autre entravée par la retenue	Utiliser le barrage pour permettre un franchissement routier prolongé d'accès par pistes carrossables parallèles aux deux rives de la retenue
	Fort potentiel de transport des produits et des personnes par bateau sur le réservoir	Prévoir des postes de débarquement accessibles toute l'année et judicieusement répartis pour desservir l'ensemble des villages relocalisés autour de la retenue
<b>Ennoiement de la végétation existante</b>	Altération de la qualité de l'eau et conséquences sur la faune aquatique et la pêche aval	Identifier les modes de compensation à accorder aux résidents riverains pour perte d'exploitation de la pêche les premières années après la mise en eau.
	Emissions de GES en particulier les premières années après la première mise en eau de la retenue	Défrichement au maximum de la biomasse ligneuse et brûlage aussi extensif que possible de la végétation de la retenue afin de transformer au maximum le carbone en CO <sub>2</sub> avant ennoiement plutôt qu'en CH <sub>4</sub> par voie anaérobie après ennoiement
	Dégradation de la qualité de l'eau dans le réservoir, avec conditions anaérobiques	Réduction maximum de la biomasse aérienne par défrichement et brûlage avant la première mise en eau
	Relargage à l'aval par les turbines d'une eau de qualité incompatible avec l'alimentation en eau des résidents et des animaux	Mise en place de programmes d'alimentation en eau à partir des ressources en eau souterraine (forage et pompe à main) pour les populations riveraines ; programmes devant être achevés avant la première mise en eau
<b>Modification de l'hydrologie aval</b>	Laminage des crues et renforcement des débits de saison sèche, rendant plus difficile la traversée de la rivière en saison sèche	Mise en place d'ouvrages de franchissement pour piétons et motos
	La régulation du débit à l'aval offre un fort potentiel pour le développement de l'irrigation, fournissant une possibilité de réinstaller une partie de la population déplacée	Potentiel dépendant de la qualité des sols le long de la rivière. Des études pédologiques sont nécessaires
	Risque de sécurité publique lors de l'arrêt et du redémarrage des turbines par entrainement de personnes ou animaux et noyade	Mise en place d'une procédure d'alerte et de modalités de redémarrage des installations (montée progressive en puissance)
<b>Présence de la ligne HT</b>	Obstacle possible à la migration des oiseaux (risque de percussion et d'électrocution)	Impact peu probable, aucun couloir n'ayant été identifié à ce jour. Selon besoins, amélioration de la visibilité de la ligne par mise en place de signes fixés sur les câbles
	Risque d'électrocution au niveau des pylônes	Sensibilisation de la population et en particulier des enfants
	Actes de malveillance entraînant la rupture de pylône	Sensibilisation de la population, soudure des boulons, contrôles réguliers

### 2.4.3. Conclusions générales en termes d'impact

Au terme de l'évaluation initiale environnementale et sociale du projet de Bouréya, diverses conclusions peuvent être formulées. Le projet implique la création d'un réservoir de grande taille (environ 250 km<sup>2</sup>) qui aura des impacts significatifs sur l'environnement et la population :

- La zone est peuplée, dénuée de zones forestières conséquentes et présente donc un intérêt limité pour la biodiversité animale. Cependant, la dimension de la zone ennoyée aura un impact direct sur la réduction des habitats terrestres et par conséquent sur la faune terrestre fusse-t-elle constituée d'espèces communes à la région ;
- Malgré le défrichement préalable des zones boisées et le brûlage de la végétation avant la mise en eau, des quantités considérables de carbone organique issues de la biomasse aérienne résiduelle et des premiers centimètres de sol seront noyées, provoquant une rapide consommation de l'oxygène dissous de l'eau et favorisant la production de gaz méthane. La qualité de l'eau de la retenue et donc de l'eau relâchée à l'aval de l'usine sera mauvaise pendant certainement quelques années et impropre à la consommation, nécessitant la mise en place d'un programme d'actions correctives et compensatoires pour les populations à l'aval.
- Le réservoir offrira un potentiel significatif pour la pêche voire pour une production piscicole intensive de type cage flottante. Il importera de définir un programme permettant de développer la filière piscicole (alevinage, matériel de pêche, chaîne de conservation, commercialisation) afin d'optimiser l'impact économique de cette activité ;
- La régularisation des débits à l'aval des ouvrages et la disponibilité de terres sur les deux rives du fleuve offre un potentiel pour le développement de l'irrigation (sous réserve de l'aptitude des sols qui reste à étudier) ; Pour ce volet, l'étude d'impact devra prendre en compte les incidences de l'irrigation à Bouréya sur le remplissage du lac de Manantali en cas d'exploitation à grande échelle des superficies irrigables en culture de contre-saison ;
- La retenue impose le déplacement d'environ 13 000 personnes, un impact majeur qui représente 30% de la population des 2 sous-préfectures concernées. Le problème de la réinstallation doit donc être abordé non comme une simple compensation mais comme un véritable plan de développement économique et social de la région, articulé autour du projet de Bouréya. Le développement de la pêche, de l'irrigation sont des potentialités qui devront être exploitées au maximum dans le cadre de ce déplacement ;
- Le budget prévisionnel pour réaliser ce déplacement de population, la réinstallation des familles et la restauration de leurs revenus est globalement estimé à 35 millions de dollars américains. Le coût lié à la mise en œuvre des mesures de protection environnementale pendant la période de construction par les entreprises et le suivi par le maître d'œuvre est estimé à environ 5 millions de dollars.

L'ensemble de ces considérations conduit à classer le projet dans la catégorie A selon le code de la Banque Mondiale projet. Le tableau suivant liste les directives opérationnelles de la Banque Mondiale activées par le projet.

**Tabl. 16 - Liste des politiques opérationnelles de la Banque Mondiale activées par le projet**

<i>POLITIQUE OPERATIONNELLE</i>	<i>RESUME DU CONTENU</i>
4.01 - Évaluation environnementale, janvier 1999	Cadre de référence aux évaluations environnementales ; contribue à garantir que les projets soient écologiquement rationnels et viables, améliorant ainsi le processus de décision des projets.
4.04 - Habitats naturels, juin 2001	Vise la protection, la préservation et la réhabilitation des habitats naturels et de leurs fonctions durant les phases d'étude, de financement et de mise en œuvre des projets. La Banque Mondiale demande aux promoteurs de se conformer à une approche prudente de la gestion des ressources naturelles, afin de rendre possible un développement écologiquement durable.

<i>POLITIQUE OPERATIONNELLE</i>	<i>RESUME DU CONTENU</i>
4.09 - Lutte antiparasitaire, décembre 1998	Demande d'évaluer et de réglementer l'usage de pesticides dans le cadre du projet.
4.12 - Réinstallation involontaire, décembre 2001 SFI - Manuel d'élaboration des plans d'action de réinstallation	Décrit les procédures spécifiques relatives à la réinstallation involontaire. A pour objectif d'assurer que les activités de réinstallation du projet ne causent pas de difficultés d'existence sévères et durables, l'appauvrissement des populations déplacées et des dommages environnementaux, en exigeant la planification et la mise en œuvre de mesures d'atténuation adéquates.
4.10 - populations autochtones, septembre 1991	Fournit des orientations afin que (a) les populations autochtones bénéficient des projets de développement et que (b) les effets potentiellement négatifs pour ces populations soient évités ou atténués. Des mesures spéciales sont prises lorsque les activités touchent des populations et tribus indigènes, des minorités ethniques ou tout autre groupe qui, de par son statut social et économique, n'a pas pleinement les moyens de faire valoir ses intérêts et ses droits sur les terres et sur d'autres ressources productives.
4.36 - Forêts, septembre 1993	Préservation de la forêt et développement durable des ressources forestières.
4.37 - Sécurité des barrages, octobre 2001	S'assurer que le propriétaire d'un barrage prend les mesures appropriées et dispose des ressources nécessaires à la sécurité du barrage, et ce pour la durée de vie de l'ouvrage, peu importe son financement ou son statut de construction.
11.03 - Propriété culturelle, août 1999	Inclut les sites de valeur archéologique, paléontologique, historique, religieuse, et les sites naturels exceptionnels.
Politique de diffusion de l'information de juin 2002, revue en mars 2005	L'information sur l'étude d'impact doit être publiée de façon accessible aux groupes concernés et aux ONG.

## 2.5. PRIX UNITAIRES

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – Etudes sectorielles – Volume 4 : Transport & Accès / Base Vie / Prix unitaires – Septembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

### 2.5.1. Base d'établissement des prix unitaires

#### 2.5.1.1. TRAVAUX DE GENIE CIVIL

Un ensemble de prix unitaires a été élaboré pour l'estimation des ouvrages du projet de Bouréya. Ces prix unitaires comprennent les frais de main-d'œuvre, de matériaux, d'exploitation et d'entretien des matériels de chantier ainsi que les frais généraux du siège et la marge risques et bénéfices.

Les prix unitaires indiqués dans cette section résultent d'une synthèse entre :

- Des enquêtes de prix réalisées par le Groupement dans le cadre d'autres projets situés dans la sous-région de l'Afrique de l'Ouest,
- Des informations recueillies sur des projets analogues en Guinée et dans la sous-région (notamment l'aménagement de Félou pour lequel Artelia assure le suivi des travaux de construction) mais également au niveau international en tenant compte des facteurs d'éloignement (coûts de matériaux et matériel y compris transport) et d'expatriation (coûts de main d'œuvre),
- La mise en œuvre d'une méthode semi-analytique où les prix unitaires sont reconstitués à partir de coûts élémentaires (fournitures et matériaux, engins, main d'œuvre) établis sur des analyses de sous-détails de prix pour des chantiers de tous types.

On retiendra également que ces coûts sont établis en tenant compte des capacités locales de production et d'importation des matériaux de construction, et notamment de ciment pour la confection des bétons de l'ouvrage.

Les prix unitaires suivants sont retenus :

**Tabl. 17 - Tableau des prix unitaires**

DESIGNATION	UNITE	€
Décapage des emprises	m <sup>2</sup>	3
Excavation en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5
Excavation au rocher	m <sup>3</sup>	7
Remblai en enrochement du site	m <sup>3</sup>	5
Remblai pour filtres et drains	m <sup>3</sup>	6
Remblai pour noyau d'étanchéité	m <sup>3</sup>	7
Béton Compacté au Rouleau (BCR)	m <sup>3</sup>	55
Béton de masse	m <sup>3</sup>	290
Béton de structure (usine)	m <sup>3</sup>	400
Construction charpente métallique	kg	10

Ces prix unitaires sont définis dans les conditions économiques de juin 2011 et pour un taux de change moyen de 1€ = 9500 GNF (Sources : Tableau de bord de l'Économie Guinéenne - Direction Nationale de l'économie, juin 2011).

#### 2.5.1.2. EQUIPEMENTS HYDRO-ELECTROMECHANIQUES ET ELECTRIQUES

Les prix proposés sont issus d'un catalogue de prix du Consultant, mis à jour régulièrement en fonction des coûts réels constatés sur les différents chantiers dont il a la charge.

Pour la présente phase d'étude, ces prix ont été recoupés, pour les postes principaux, par la consultation directe de constructeurs.

#### 2.5.2. Coûts indirects

Le poste des installations de chantier a été évalué forfaitairement à 10% du total des travaux de génie civil, incluant l'enlèvement en fin de travaux.

Les dépenses en reconnaissances, études et administration de projet qui seront nécessaires pour mener le projet à son terme, pour la part génie civil, sont estimées à 12% du total du génie civil.

Le montant des travaux divers, aléas et non prévus, pour la partie génie civil, a été pris à 20% du total génie civil, comme il est d'usage à un tel stade d'étude.

Les dépenses en études et administration de projet qui seront nécessaires pour mener le projet à son terme sont estimées, pour la partie équipements, à 8% du total des équipements.

Les aléas et imprévus ont été estimés, pour la partie équipements, à 7% du total des équipements.

#### 2.5.3. Coûts de compensation des submersions, rétablissement des communications

Les coûts de compensation des submersions des terres cultivées de fond de vallée sont obtenus en multipliant la surface submergée par le coût moyen unitaire déterminé dans la section dédiée à l'étude environnementale et sociale. (Pour des raisons de commodité de présentation, ces coûts

sont associés aux coûts de génie civil dans le devis estimatif, avec un taux d'aléas et imprévus de 20%).

Les coûts de rétablissement des voies de communication seront intégrés au coût des accès définitifs, les deux postes étant en fait indissociables.

#### **2.5.4. Evaluation de la répartition part locale / part devises**

Pour le **génie civil**, le Groupement fait état des taux suivants rencontrés habituellement sur des projets d'envergure similaire à celui de l'aménagement de Bouréya :

Total général réparti à 35% local, 65% devise, avec une décomposition telle que :

**Tabl. 18 - Tableau de répartition Part Locale / Part Devises**

DESIGNATION	PART LOCALE	PART DEVISE
Installations de chantier	20%	80%
Excavation en terrain meuble	35%	65%
Excavation en terrain rocheux	15%	85%
Remblais compactés	25%	65%
Bétons (de structure ou de masse)	35%	65%
Injections	35%	65%
Construction métallique	30%	70%
Accès	45%	55%
Cité d'exploitation	60%	40%
Compensation des submersions	50%	50%

Pour les **équipements**, compte tenu de l'expérience du Groupement sur des aménagements analogues en Afrique et en Afrique de l'Ouest, la part locale a été estimée à 15% pour les équipements généraux, se réduisant à 10% pour le poste turbines-alternateurs.

La part locale sur la ligne électrique et le poste de raccordement a été estimée à 20%, tenant compte d'une composante de main-d'œuvre plus forte.

#### **2.5.5. Charges annuelles d'entretien et de maintenance**

Le Groupement se base sur son expérience d'assistance à la gestion d'ouvrages en exploitation ainsi que sur les données statistiques publiées (IDA et autres bailleurs) pour estimer les charges annuelles d'entretien de l'aménagement aux taux suivants :

- 0.5% annuels du coût de construction pour le génie civil,
- 1.5% annuels de l'investissement pour les équipements.

### **2.6. TRANSPORTS, ACCES AU SITE**

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – **Etudes sectorielles – Volume 4 : Transport & Accès / Base Vie / Prix unitaires** – Septembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

### 2.6.1. Moyens d'accès à la région du projet

**Seul un approvisionnement par voie routière est à envisager, à partir de Conakry, où les matériaux et matériels d'importation pourront être acheminés par voie maritime.**

En effet, avec la fermeture de la ligne Conakry-Kankan, les facilités offertes par le transport ferroviaire telles que prévues par le projet de 1970 ne sont plus envisageables pour l'approvisionnement du chantier. Le projet de réhabilitation évoqué par les autorités guinéennes ne verra très probablement pas le jour avant la fin des travaux.

Le transport fluvial n'est développé que dans l'ouest de la Guinée et le fleuve Bafing n'est pas navigable pour l'approvisionnement du chantier de Bouréya.

Le réseau routier en Guinée possède une densité routière extrêmement faible (<10 km / 100 km<sup>2</sup>) pour laquelle le pourcentage de routes bitumées reste inférieur à 30%.

On retient pour la suite des études, les charges maxima autorisées correspondantes aux normes de la CEDEAO et indiquées par le ministère :

- Essieu simple : \_\_\_\_\_ 13 tonnes,
- Essieu double : \_\_\_\_\_ 21 tonnes,
- Essieu triple : \_\_\_\_\_ 27 tonnes,
- Poids total maximum : \_\_\_\_\_ 50 tonnes.

Ces charges sont compatibles avec les dimensions et l'état observés des ponts et de leurs appuis avec les trafics constatés.

Concernant l'accès maritime, le Port Autonome de Conakry est le plus adapté comme entrée principale sur le territoire Guinéen, compte tenu de sa relative proximité au site de Bouréya par rapport aux ports de Dakar et d'Abidjan, moins onéreux.

Les infrastructures du Port Autonome comprennent :

- Un terminal à conteneurs d'une capacité de 54 000 TEU/an,
- Un appontement pétrolier d'une capacité de 25 000 TM,
- Un terminal minéralier qui traite près de 5 millions de T/an.

### 2.6.2. Transport du matériel et des matériaux au site

A partir de la ville Conakry, l'accès à la zone du projet se fait par la route nationale n°1 entièrement bitumée : Conakry-Kindia-Mamou-Dabola-Bissikrima. A partir de cette localité, une piste longue de 85 km permet de se rendre Dinguiraye, chef-lieu de la Préfecture qui abrite le site du barrage.

Il faut ensuite parcourir environ 57 km de piste rurale (en cours de réhabilitation) entre la ville de Dinguiraye et le village de Diatiféré (chef-lieu de la sous-préfecture) et enfin 8 km de pistes ouvertes par la société minière de Dinguiraye (SMD) entre Diatiféré et le site de l'implantation du barrage Bouréya. L'ouverture de ces 8 km est liée à la réalisation des travaux de prospections minières par ladite société de Dinguiraye.

Sur ce trajet, la route est soit en bon état relatif, soit soumise à un projet de réhabilitation (axe Mamou-Bissikrima). Les 8 derniers kilomètres de piste sont en bon état relatif, le seul point difficile étant la traversée de la rivière Kifala, pour laquelle aucun ouvrage n'existe et qu'il faudra équiper (dalot double ou triple).

Deux axes alternatifs ont été testés :

- Dinguiraye - M'Boné – Sabéré – Gando – Diatiféré – Site du barrage,



- Mali (pays) – DakkaSaïdou – Dabatou – Diatiféré – Site du barrage.

Ces deux trajets alternatifs n'ont pas été retenus en raison de leur longueur plus importante et de la difficulté du parcours même en saison sèche : traversée de bowé ou de carapace latéritique, traversée de talweg, difficultés topographiques, ornières profondes...

### 2.6.3. Recommandations

L'axe Conakry-Mamou-Bissikrima-Dinguiraye-Gando-Diatiféré-Bouréya est l'axe de transport retenu à l'issue des prospections réalisées lors des études de faisabilité.

Il est cependant recommandé pour le transport des équipements et du matériel de construction lourd ou hors norme :

- soit de remplacer les ponts à simple voie par des ponts plus larges permettant le croisement de trafic lourd, hypothèse onéreuse à mettre en place ;
- soit de prévoir la signalisation appropriée et la mise en place de convois avec signaleurs mobiles accompagnant les convois et fixés au droit de ces ponts lors du passage des convois. Ces dispositions sont déjà employées avec succès par les différentes sociétés minières ayant du matériel lourd à acheminer sur les sites de mines éloignées de la capitale.

## 2.7. DEMANDE EN ENERGIE

### 2.7.1. Analyse de la demande en électricité

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

*Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – **Etudes sectorielles – Volume 2 : Etude des besoins en énergie – Juillet 2011 – Sogreah (Artelia)***

Ce dernier rapport a toutefois été complété par l'intégration des données issues du Plan Directeur de Développement du réseau de transport électrique de l'OMVS émis en février 2012.

#### 2.7.1.1.1. Besoins en énergie de la Guinée

##### A. Contexte

Un plan directeur d'électrification de la république de Guinée à l'horizon 2025, pour le ministère de l'hydraulique et de l'énergie, dont une partie de l'étude était dédiée aux besoins en énergie, a été réalisé en 2006 par le groupement DECON – Système Europe. A la suite de cette étude, la Guinée a connu une période d'instabilité politique, qui a eu pour conséquence, dans le domaine de l'énergie, de fragiliser la situation du pays pendant plusieurs années, accentuant encore davantage les problèmes de fourniture d'électricité déjà identifiés en 2006. Ainsi, comme précisé au Consultant lors de sa collecte de données fin mars 2011, les infrastructures de production, de transport et de distribution d'électricité n'ayant pas ou peu évolué depuis l'élaboration de ce plan directeur de 2006, ses données restent donc d'actualité.

Depuis le retour à la stabilité politique suite aux dernières élections démocratiques fin 2010, les prévisions des besoins en énergies établis en 2006 peuvent maintenant être transposées en 2011.

Il est par ailleurs important de noter que, en marge de ce contexte, la république de Guinée a réintégré l'OMVS en 2006, au moment où l'étude du plan directeur d'électrification était en cours de finalisation. Ce plan directeur n'intègre donc pas dans sa planification les projets OMVS.

## B. Documents de référence

Compte tenu du contexte ci-dessus, le plan directeur d'électrification de 2006 constitue le document de référence mais il est nécessaire de compléter et mettre à jour ses données en fonction de la situation actuelle ; il est en particulier nécessaire de prendre en compte les projets hydroélectriques de l'OMVS sur le Bafing.

Ainsi, parmi les nombreux documents mis à la disposition de l'Ingénieur lors de la phase de collecte de données, le Consultant retient les documents suivants :

- a) Plan directeur d'électrification de 2006 (DECON-SE)
- b) Etude tarifaire de 2009 pour le secteur de l'électricité, en particulier les annexes (IDEACONSULT)
- c) Rapport d'exploitation annuel 2009 d'EDG
- d) Présentation symposium Synergie – Mines – Energie de la direction nationale de l'énergie (version contenant 31 diapositives)
- e) Etats des lieux et problématique de la desserte du système électrique 2010 (EDG)
- f) Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS – Rapport Provisoire de février 2012

Nota : Les autres documents collectés présentent des données de même nature ou antérieurs, c'est pourquoi ils ne sont pas cités dans cette liste.

## C. Réseau existant

La Guinée dispose de deux types de réseaux de transport distincts qui permettent de transporter l'énergie électrique depuis les sites de production jusqu'aux postes source :

- a) un réseau de transport interconnecté appelé "système de Samo " : il permet de transporter l'énergie depuis les centrales hydro-électriques de Garafiri (75 MW), Banéah (5 MW), Donkéah 17 MW), Grandes Chutes (25 MW), Samou et Kinkon (50,40 MW) vers Conakry qui constitue le centre principal de consommation du pays. Les centrales diesel de Tombo (98,80 MW) situées à Conakry contribuent à l'alimentation de ce réseau interconnecté. Ce réseau est constitué de lignes aériennes de 3 niveaux de tension : 110, 60 et 30 kV.
- b) Le système de Tinkisso : la centrale hydroélectrique de Tinkisso (1,65 MW) et la centrale thermique de Faranah (1,4 MW) alimentent un second système distinct de lignes 30 kV interconnectées desservant les villes de Dabola, Faranah et Dinguiraye.

En outre, la Guinée dispose également de :

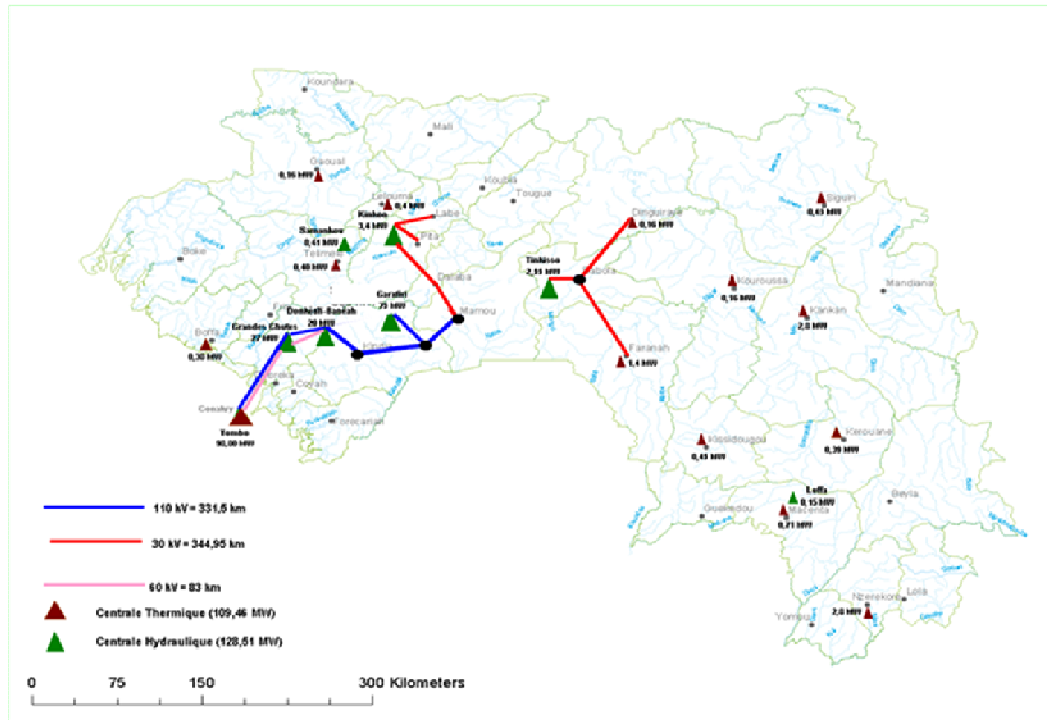
- a) 11 petits groupes diesel (10,14 MW au total) qui alimentent les centres isolés de Boffa, Gaoual, Télé-mélé, Lelouma, Kissidougou, Kankan, Kouroussa, Kérouané, Siguiri, Macenta et N'Zérékoré,
- b) 2 pico centrales hydrauliques isolées Samankou et Loffa pour une puissance totale de 0,56 MW alimentant respectivement Télé-mélé et Macenta,
- c) Achat d'énergie pour les villes de Fria, Boké et Siguiri.

Concernant le réseau interconnecté, la puissance installée disponible se présente comme suit :

	<i>PUISSANCE INSTALLEE (MW)</i>	<i>PUISSANCE DISPONIBLE (MW)</i>
Thermique	<b>77,2</b>	<b>38,00</b>
Hydraulique	<b>122,90</b>	<b>86,60</b>

TOTAL	200,1	124,60
-------	-------	--------

La carte suivante illustre le réseau électrique guinéen existant.



**Fig. 9. Réseau Electrique Guinéen Actuel**

#### D. Demande en électricité

Sur le réseau interconnecté guinéen, la demande en électricité est limitée par l'offre de production insuffisante et la demande non satisfaite atteint un niveau très élevé.

Dans ses rapports annuels, EDG définit un « taux d'alimentation » moyen qui correspond au rapport entre la demande desservie et la demande qui pourrait être alimentée si l'offre n'était pas limitée. En 2009, EDG a évalué ce taux à 58,43%.

Les chiffres réels de la consommation relevés sur les 5 dernières années sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	UNITE	2006	2007	2008	2009	2010
Production Globale + achats	<b>GWh</b>	556.8	645.0	674.3	667.5	622.0
Energie livrée au réseau interconnecté	<b>GWh</b>	491.4	578.6	556.7	561.0	522,5 <sup>(1)</sup>
Pointe de production du réseau interconnecté (RI)	<b>MW</b>	127	146	150	144	130
Taux d'alimentation moyen annuel	<b>%</b>	62.10%	69.70%	59.30%	58.43%	
Total demande à desservir sur le RI	<b>GWh</b>	791,3 <sup>(2)</sup>	830,1 <sup>(2)</sup>	938,8 <sup>(2)</sup>	960,1 <sup>(2)</sup>	

(1) estimation

(2) valeurs calculées en fonction du taux d'alimentation

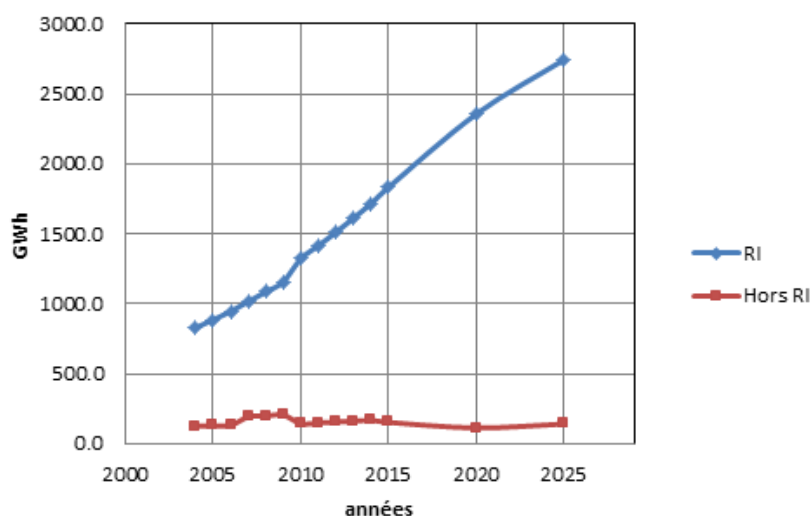
Ces chiffres montrent que l'énergie livrée au réseau ainsi que la pointe de production ont très peu évoluées entre 2006 et 2010, ce qui coïncide avec la période d'instabilité politique évoquée plus haut.

L'étude du plan directeur d'électrification de DECON-SE couvrait la période 2004-2025 et intégrait tous les consommateurs potentiels, y compris les centres isolés, les auto-producteurs et les mines, avec les dates prévisionnelles de raccordement au réseau.

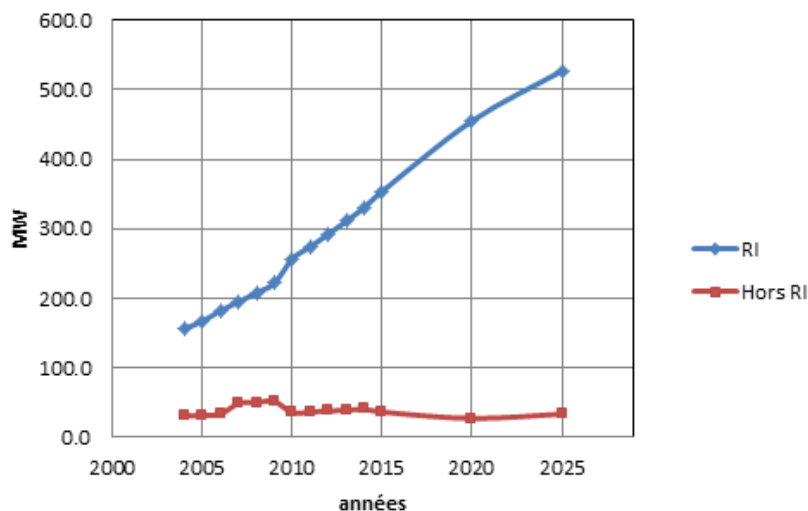
Afin de pouvoir comparer ce plan directeur avec les chiffres réels relevés sur la période 2006-2010, il est nécessaire de calculer pour chaque année (à partir de la base de données de l'étude DECON) la demande et la puissance de pointe globale du réseau interconnecté en tenant compte des dates de raccordement prévues des centres isolés.

Les résultats de ce calcul (décomposition entre réseau interconnecté et reste des localités non raccordées) sont transcrits sur les courbes ci-dessous :

Nota : l'ensemble des données et calculs sont disponibles en annexe



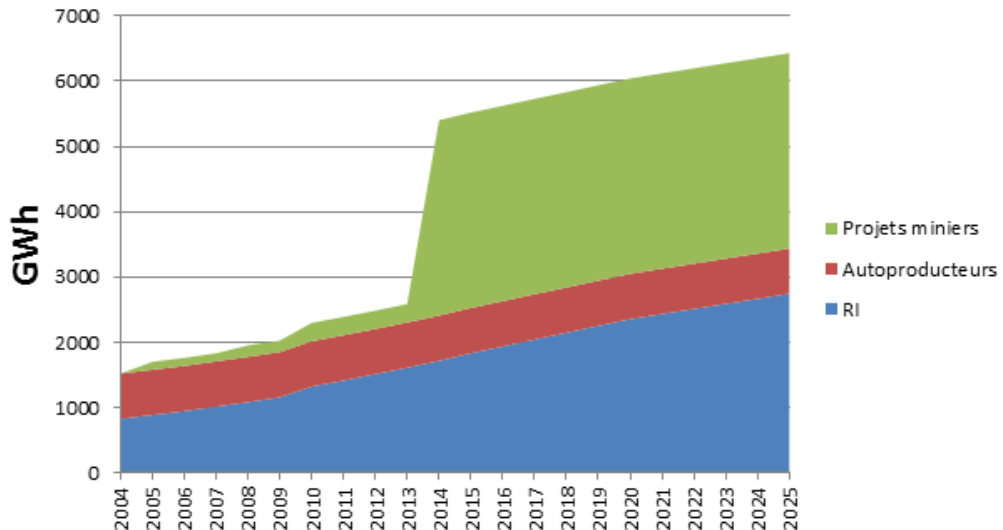
**Fig. 10. Prévision de la demande publique du réseau interconnecté et des localités non raccordées (d'après étude DECON-SE)**



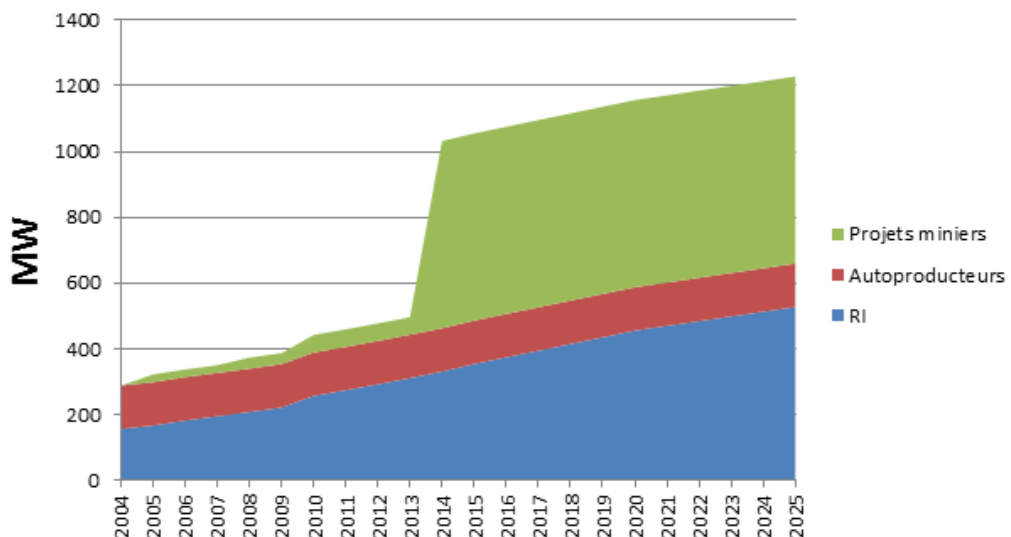
**Fig. 11. Prévision de la puissance de pointe publique du réseau interconnecté et des localités non raccordées (d'après étude DECON)**

Ces résultats permettent de constater que les chiffres 2006 de la demande et de la puissance de pointe sur le réseau interconnecté coïncident avec les derniers relevés d'EDM de 2009 et 2010.

A ces courbes de la demande publique interconnectée, il faut ajouter la consommation des auto-producteurs et des projets miniers. Les courbes ainsi obtenues sont présentées ci-dessous :



**Fig. 12. Prévision de la demande du réseau interconnecté avec les autoproducteurs et les projets miniers (d'après étude DECON)**



**Fig. 13. Prévision de la puissance de pointe du réseau interconnecté avec les autoproducteurs et les projets miniers (d'après étude DECON)**

La comparaison entre l'historique des relevés des 5 dernières années et l'étude de DECON permet de montrer que l'hypothèse de transposer les chiffres 2006 en 2011 est pertinente.

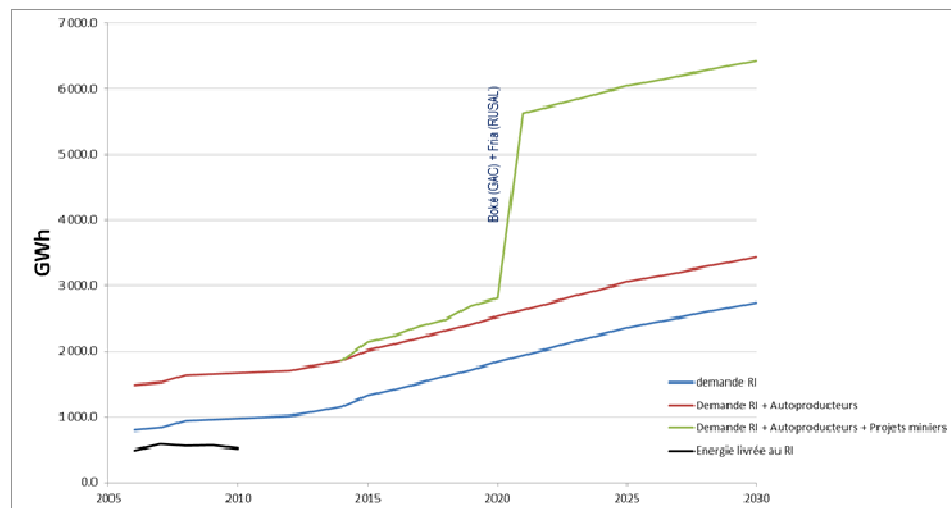
Ainsi, toutes les dates de raccordement au réseau interconnecté des localités identifiées dans le plan d'électrification rurale de l'étude de DECON sont décalées de 5 ans. Concernant les projets

miniers, les dates ont été adaptées comme suit en planifiant des dates de raccordement sur le réseau interconnecté réparties sur 2015, 2017, 2019 et 2021 :

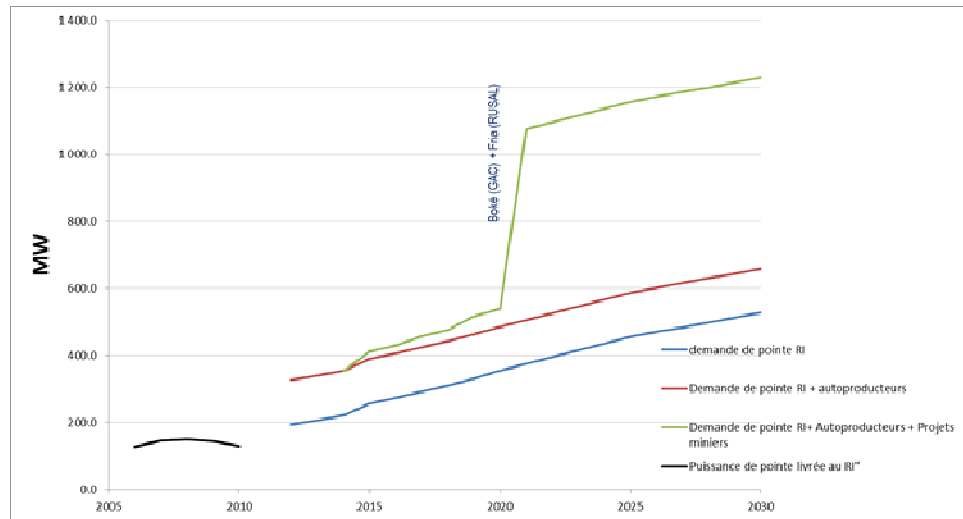
**Tabl. 19 - Dates de raccordement des projets miniers en Guinée**

	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030
<b>GWh</b>																
Boké (COBADSA/RUSAL)				52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6	52,6
Boké (GAC)								709,6	709,6	709,6	709,6	709,6	709,6	709,6	709,6	709,6
Fria (RUSAL) - projet							2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6	2002,6
Dabola (SBDT)	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6	122,6
Lola (PMN)					105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2	105,2
<b>TOTAL [GWh]</b>	<b>122,6</b>	<b>122,6</b>	<b>175,2</b>	<b>175,2</b>	<b>280,4</b>	<b>280,4</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>	<b>2992,6</b>
<b>MW</b>																
Boké (COBADSA/RUSAL)				10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
Boké (GAC)							135,0	135,0	135,0	135,0	135,0	135,0	135,0	135,0	135,0	135,0
Fria (RUSAL) - projet							381,0	381,0	381,0	381,0	381,0	381,0	381,0	381,0	381,0	381,0
Dabola (SBDT)		23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3	23,3
Lola (PMN)					20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
<b>TOTAL [MW]</b>	<b>23,3</b>	<b>23,3</b>	<b>33,3</b>	<b>33,3</b>	<b>53,3</b>	<b>53,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>	<b>569,3</b>

Sur base de ces hypothèses, il en découle la prévision de la demande à l'horizon 2030, dont les courbes sont présentées ci-dessous :



**Fig. 14. Prévision de la demande du réseau interconnecté Guinéen à l'horizon 2030**



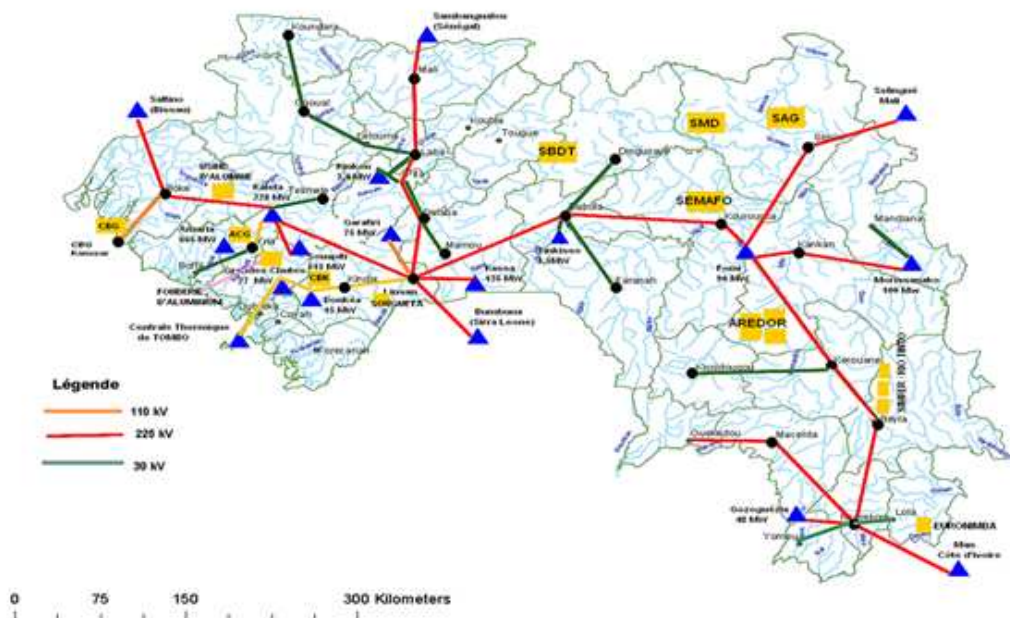
**Fig. 15. Prévision de la puissance de pointe du réseau interconnecté Guinéen à l'horizon 2030**

Parmi les nombreux sites d'aménagements hydroélectriques potentiels en Guinée, les projets prioritaires seraient les aménagements de Souapiti, Amaria, Kaléta, Fomi et Koukoutamba.

Kaléta fait partie du plan de développement régional, il devrait être développé par l'OMVG.

Quant aux autres aménagements, leur réalisation devrait être liée à des projets miniers.

La carte suivante illustre le réseau électrique guinéen futur avec les industries minières.



**Fig. 16. Réseau électrique Guinéen futur avec les industries minières**

## **E. Synthèse pour la Guinée**

Les courbes de la demande et les prévisions du plan d'amélioration qui ne mentionnent que des projets hydroélectriques qui prendront du temps avant de pouvoir produire de l'énergie, mettent en évidence un besoin en énergie très important. Dès 2020, le besoin serait déjà de l'ordre de 540 MW et une fois les grands projets miniers développés, dont la mise en exploitation est estimée à partir de 2021 dans cette prévision, la puissance de pointe appelée serait supérieure à 1000 MW.

En conclusion, la Guinée a besoin de moyens de production structurants pour répondre à cette demande. Les aménagements hydroélectriques avec des puissances garanties importantes permettant de produire en base constituent une réponse adaptée à ce besoin.

### **2.7.1.1.2. Besoins en énergie du Mali**

#### **A. Contexte**

Au Mali, la part de l'électricité dans le bilan énergétique ne représente que quelques pourcents et le taux d'électrification national reste faible (18% en 2007 d'après le Rapport 2008 SE-MALI). La demande d'électricité connaît une forte progression et (RI). Du fait de cette forte demande croissante, EDM doit recourir à des moyens de production thermiques dont le coût d'exploitation est élevé.

Il est important de rappeler que les besoins en énergie du Mali ont été étudiés dans le cadre de l'étude du plan directeur d'investissements optimaux dans le secteur de l'électricité que SOGREAH a réalisé en 2007-2008.

Cette étude récente prend en compte :

- a) la demande du réseau interconnecté (RI),
- b) la demande des différents centres isolés électrifiés ou non (CI) susceptibles d'être satisfaite par le réseau interconnecté, et
- c) les gros industriels, tels que les mines ou les usines de coton qui insistent pour pouvoir se raccorder au réseau interconnecté

Cette étude de 2008 a été actualisée par EDM en août 2010.

#### **B. Documents de référence**

Suite à sa mission de collecte de données au Mali en février 2011, le Consultant a travaillé sur base des documents suivants :

- a) Plan directeur d'investissements optimaux dans le secteur de l'électricité (SOGREAH)
- b) Document Excel « Synthèse Planprod\_2010\_2020\_vers\_26 aout 2010 » de EDM
- c) Rapport annuel de EDM SA – exercice 2008
- d) Rapport annuel de EDM SA – exercice 2009
- e) Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS – Rapport Provisoire de février 2012

#### **C. Réseau existant**

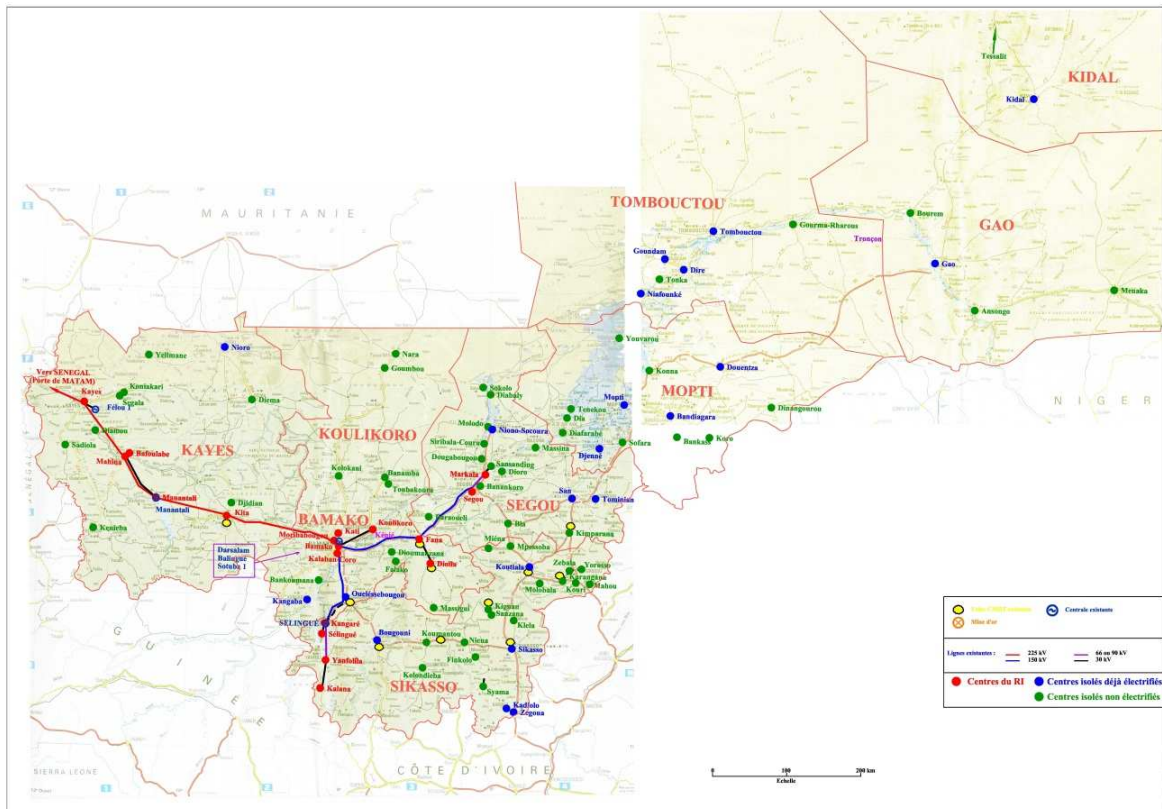
Le Mali dispose d'un réseau de transport interconnecté (RI) qui permet de transporter l'énergie depuis les centrales hydro-électriques de Sélingué (46 MW), Sotuba (5,7 MW), et la centrale OMVS de Manantali (part Mali : 104 MW) vers Bamako qui constitue le centre principal de



consommation du pays. Les centrales diesel de Dar Salam (41,5 MW), de Balingué (32,5 MW) et de SOPAM (56 MW) sont toutes situées à Bamako et contribuent à l'alimentation de ce réseau interconnecté. Ce réseau est constitué de lignes aériennes de 5 niveaux de tension : 225, 150, 90, 66 et 30 kV.

En outre, le Mali dispose également de 19 petits groupes diesel (43,6 MW au total) qui alimentent les centres isolés.

La carte suivante illustre le réseau électrique Malien existant avec les projets.



**Fig. 17. Réseau électrique Malien existant**

**D. Demande en électricité**

Les rapports annuels mis à la disposition du Consultant ont permis d'extraire l'historique suivant pour le RI :

**Tabl. 20 - Historique de la demande en énergie et puissance de pointe sur le RI Malien**

ANNEE	DEMANDE [GWh]	PUISSANCE DE POINTE [MW]
2001	438	75
2002	517	87
2003	566	98
2004	639	111
2005	711	123
2006	764	133
2007	831	145

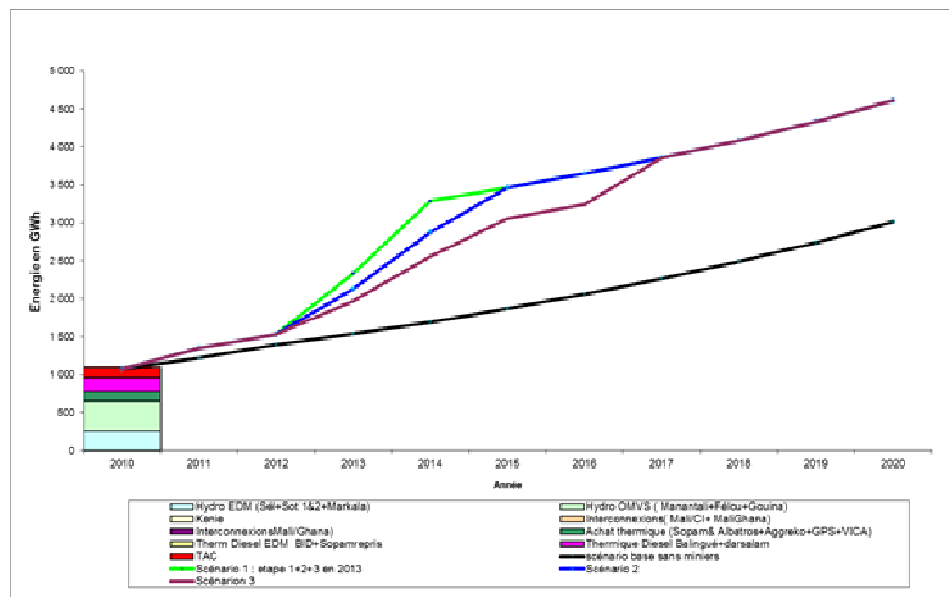
2008	882	154
2009	963	169

La comparaison de cet historique avec le plan directeur de SOGRAH montre que la consommation a suivi les prévisions. Pour 2009, le plan prévoyait dans son scénario de base une production de 963 GWh et une puissance de pointe de 166 MW (172 MW dans le scénario fort). A court terme, et d'après les chiffres du tableau ci-dessus, les prévisions du plan directeur sont donc conformes à la réalité.

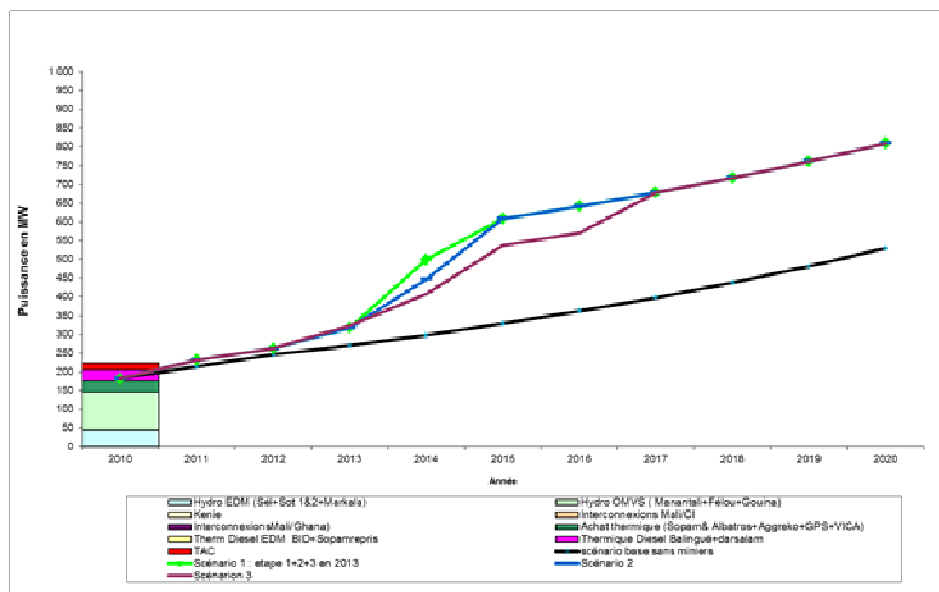
A long terme, deux hypothèses du plan directeur de 2007-2008 ont évolué :

- a) L'accroissement de la population a été ré-estimé à la baisse à environ 2,3% par an contre 2,7 à 2,9% dans le Plan Directeur (à noter toutefois que les valeurs de 2,2% et 3,6% sont avancés, respectivement par les RGPH 1998 et RGPH 2009)
- b) La demande des industriels (mines, industries du coton, cimenteries, etc.) a été réévaluée à la hausse.

Au global, d'après le plan de production d'EDM mis à jour en 2011, la demande à long terme est réévaluée à la hausse par rapport au plan directeur de 2007-2008.



**Fig. 18. Prévision de la demande en énergie sur le RI Malien (extrait du plan de production d'EDM)**



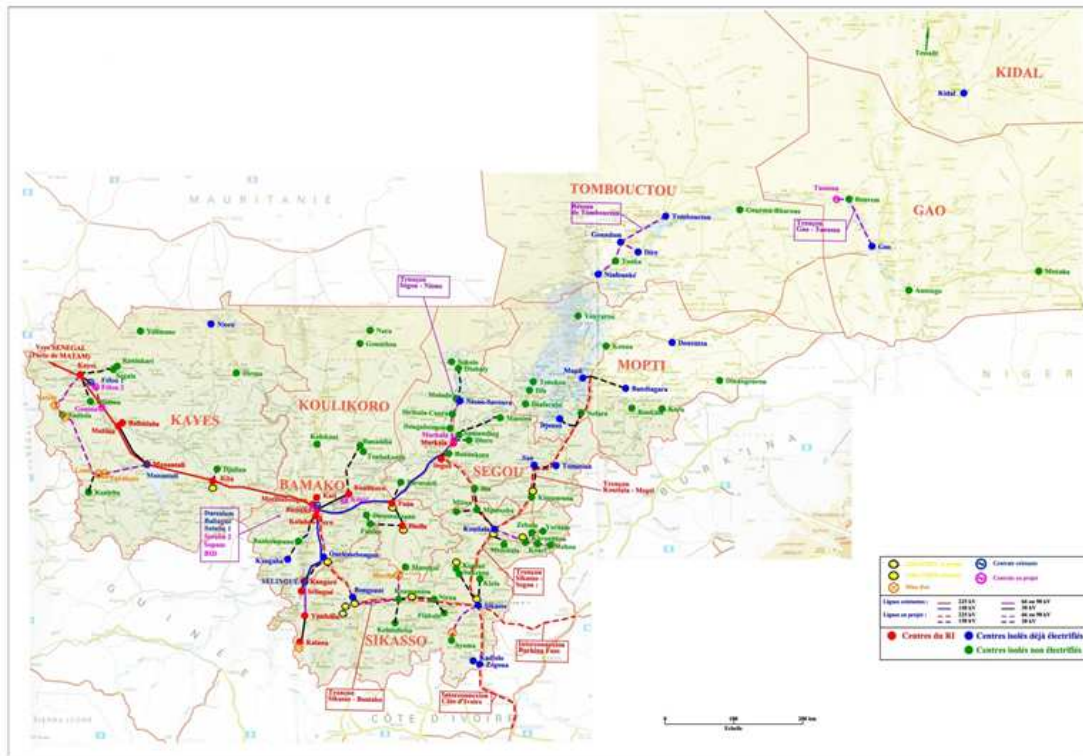
**Fig. 19. Prédiction de la demande en pointe sur le RI Malien (extrait du plan de production d'EDM)**

Les scénarios 1, 2 et 3 des graphes ci-dessus représentent la demande avec les miniers suivant des chronologies de raccordement au RI différentes.

Les projets envisagés à moyen et long terme pour améliorer la capacité électrique au Mali sont :

- a) Les centrales de Félou en cours de construction ;
- b) Les centrales hydroélectriques en projet (Gouina, Kénié, Sotuba II, Markala, Taoussa et Talo).
- c) Groupes diesel standard au HFO 180 prévus pour satisfaire la demande si l'ensemble des moyens énumérés ci-dessus ne seraient pas suffisant.
- d) Le projet d'interconnexion Côte-D'ivoire – Mali,
- e) Le projet d'interconnexion Burkina-Faso – Mali.

La carte suivante illustre le réseau malien futur avec les industries minières.



**Fig. 20. Réseau électrique Malien futur avec les industries minières**

**E. Synthèse pour le Mali**

Les graphes de prévision de la demande, avec les miniers suivant des chronologies de raccordement au RI différentes, mettent en évidence deux contraintes :

- Le raccordement des miniers et industriels entraîne des déficits en énergie importants (jusqu'à plusieurs dizaines de MW suivant les années), malgré le recours à la production thermique pour couvrir la demande ;
- La demande est bien supérieure à la capacité hydroélectrique installée au Mali, même dans le cas du scénario de base sans le raccordement des miniers. Pour subvenir à ses besoins énergétiques, EDM prévoit de recourir aux interconnexions avec les pays voisins et à la production thermique.

En conclusion, le Mali fait face à une demande énergétique en forte croissance qui l'oblige à rechercher de nouvelles sources de production. La production thermique est une solution très coûteuse puisque le Mali ne dispose pas de ressources en hydrocarbure. Les interconnexions peuvent être des solutions plus économiques si l'énergie transitée provient de sources bon marché comme l'hydroélectricité.

Le projet d'interconnexion entre le Mali et la Guinée serait donc une réponse adaptée puisqu'il permettrait au Mali d'importer une partie de l'énergie hydroélectrique des projets de l'OMVS, tel que Bouréya.

### 2.7.1.1.3. Besoins en énergie du Sénégal

#### A. Contexte

Parmi les 4 pays membres de l'OMVS, le Sénégal est celui dont la consommation sur son réseau interconnecté est la plus importante avec 1928 GWh vendus en 2009 et une puissance de pointe de 423 MW. Cependant, le Sénégal ne dispose pas de ressources énergétiques abondantes sur son territoire (potentiel hydroélectrique très faible, absence de ressources en hydrocarbone).

Le Sénégal importe à un coût économique de l'énergie hydroélectrique en provenance de Manantali via l'OMVS mais, pour faire face à la croissance de la demande, la grande majorité du parc de production reste thermique (plus de 90%). Cette prédominance du thermique dans le mix énergétique sénégalais implique une grande dépendance aux produits pétroliers et l'augmentation des factures liées à l'approvisionnement des hydrocarbures devient de plus en plus oppressante. Depuis ces dernières années, les problèmes de trésorerie qui en découlent ont plongé le Sénégal dans une crise énergétique et les populations montrent maintenant leur mécontentement face aux coupures récurrentes sur le réseau interconnecté. L'énergie non desservie en 2009 a été évaluée à 91 GWh.

#### B. Documents de référence

Suite à sa mission de collecte de données au Sénégal en avril 2011, le Consultant a travaillé sur base des documents suivants :

- Prévion de la Demande à long terme 2011-2025 Ver 31 mars 2011 (SENELEC)
- Elaboration d'un programme de maîtrise de la demande Vers. Mars 2009 (Transénergie, Energies Demain, QuinTsens)
- Rapport annuel de SENELEC – exercice 2008
- Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS – Rapport Provisoire de février 2012

#### C. Réseau existant

Le réseau de transport haute tension existant est essentiellement concentré dans la zone Ouest du pays, principalement dans la région de Dakar, plus la ligne 225 kV de SOGEM qui permet d'acheminer l'énergie produite à Manantali. Le réseau se développe actuellement vers le centre en prévision de l'interconnexion avec le futur réseau 225 KV du WAPP.

La production nationale d'électricité est assurée par le parc de Senelec d'une puissance totale installée de 476,8 MW et les unités des producteurs privés d'une capacité totale de 224,8 MW soit une puissance totale installée de 701,6 MW en 2008 répartie comme suit :

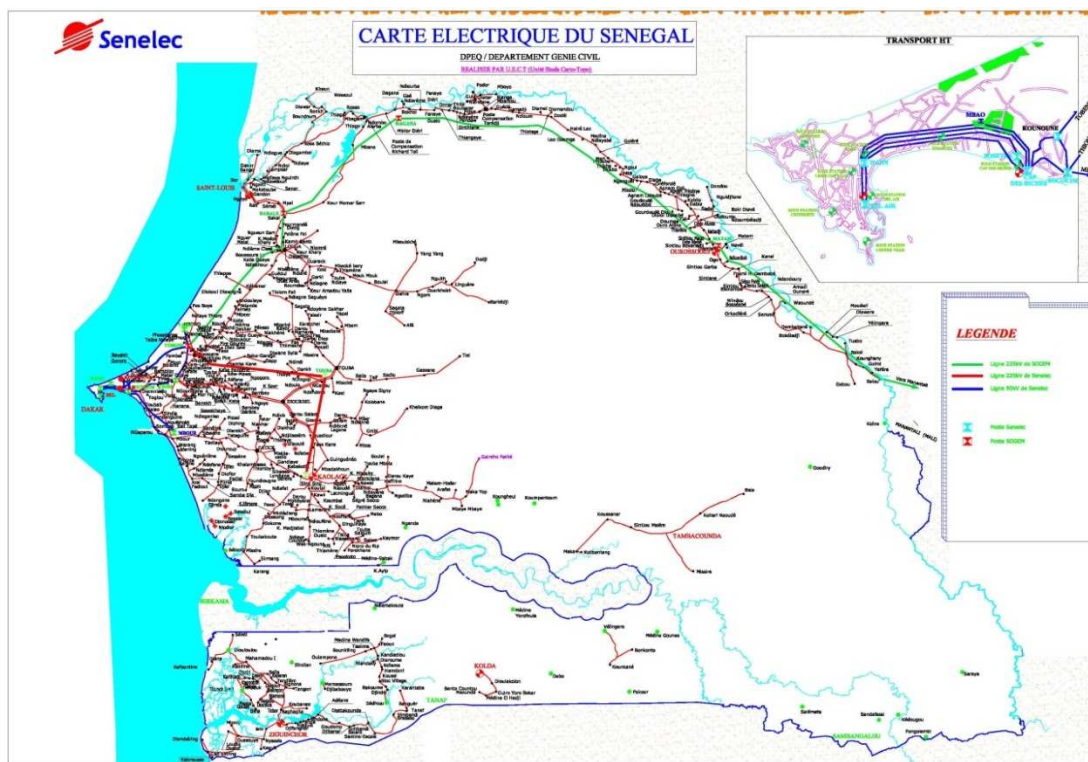
**Tabl. 21 - Puissances installées du parc de production au 31 décembre 2008**

	<i>PUISSANCES (en MW)</i>	<i>PART EN 2008 (en %)</i>
Senelec	476,8	68
BOOT GTI (Cycle Combiné)	52	7
MANANTALI (HYDRO)	66	9
AGGREKO (location)	39,3	6
BOO KOUNOUNE (Diesel)	67,5	10
<b>PUISSANCES TOTALES</b>	<b>701,6</b>	<b>100</b>

Le parc de SENELEC est réparti entre le réseau interconnecté pour 429,7 MW et le réseau non interconnecté pour 47,2 MW. En 2008, la part de SENELEC est passée à 68% de la puissance totale installée avec la mise en service de la Centrale de Kahone 2 contre 32% pour le parc privé. Le réseau propre à SENELEC est composé des Centrales de :

- Pour le Réseau Interconnecté :
  - Centrales de Bel Air : \_\_\_\_\_ 138,20 MW
  - Centrales Cap de Biches : \_\_\_\_\_ 229,1 MW
  - Centrale de Kahone : \_\_\_\_\_ 62,4 MW
- Pour le Réseau Non Interconnecté :
  - Centrale de BOUTOUTE : \_\_\_\_\_ 18,6 MW
  - Centrale TAMBA : \_\_\_\_\_ 10,6 MW
  - Centres secondaires : \_\_\_\_\_ 18 MW

La carte suivante illustre le réseau sénégalais.



**Fig. 21. Réseau électrique Sénégalais**

**D. Demande en électricité**

Les chiffres de la demande sur les dernières années sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 22 - Historique de la demande en énergie et puissance de pointe sur le RI Sénégalais**

ANNEE	ENERGIE VENDUE	PUISSANCE DE POINTE	ENERGIE NON DESSERVIE
	[GWh]	[MW]	[MWh]
2003	1 435	319	

2004	1 541	343	
2005	1 710	374	21
2006	1 740	387	95
2007	1 786	387	58
2008	1 867	407	88
2009	1 928	423	91

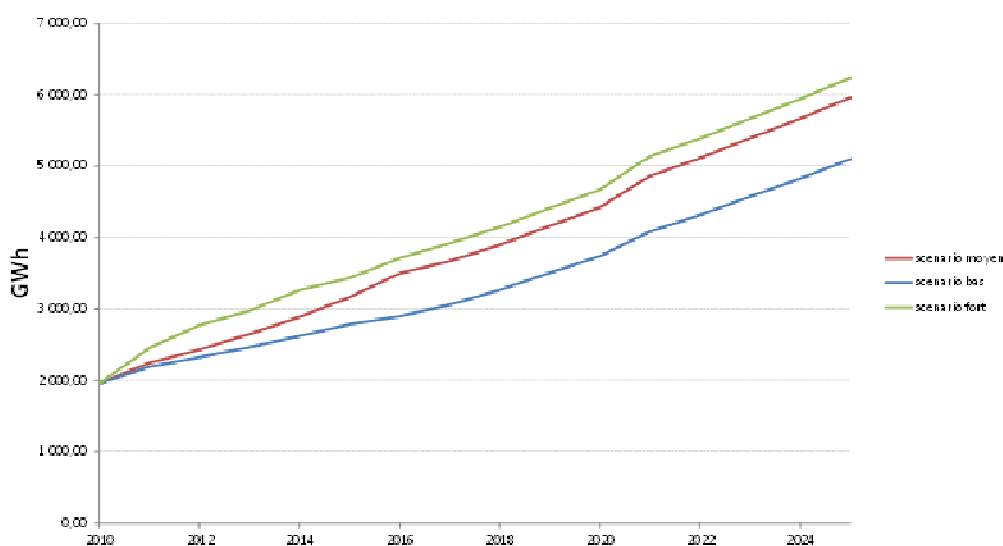
En 2009, l'énergie non desservie représentait environ 5% de la demande totale.

La situation s'est dégradée année après année en raison des problèmes de trésorerie, retardant ainsi les travaux de réhabilitation des postes et réduisant l'approvisionnement du combustible pour les centrales thermiques. En 2010, l'énergie non desservie a atteint 177 GWh et les premiers mois de 2011 semblent être encore plus critiques.

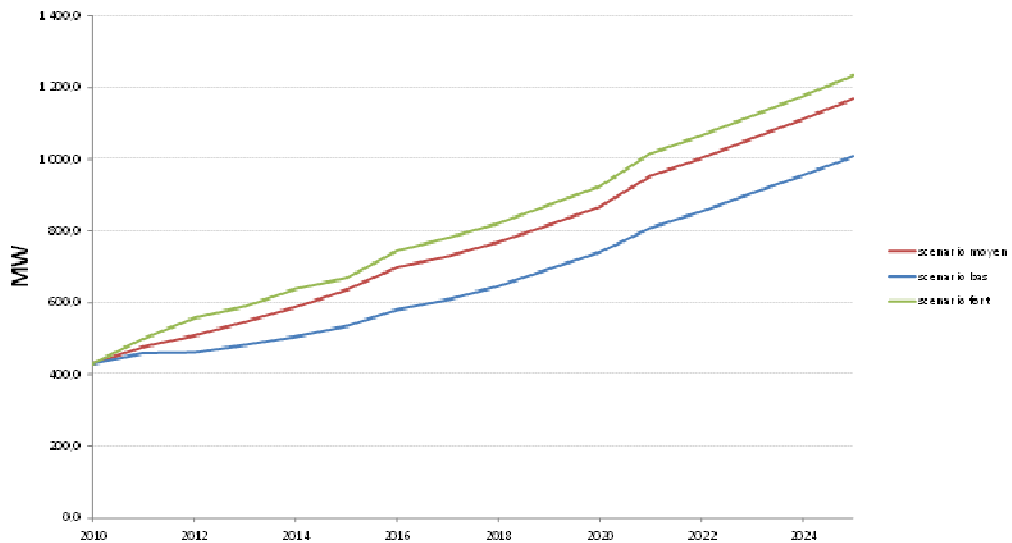
Dans son étude de prévision de la demande à long terme, SENELEC a considéré 3 hypothèses d'intégration des grands projets, et pour chacune d'elles, 3 scénarii (bas, moyen, fort) ont été projetés sur la période 2011-2025.

Le cas de base de cette étude correspond à l'hypothèse d'intégration où l'interconnexion se fera progressivement avec la connexion de 50% des consommations des clients de Tamba en 2016 et le reste en 2020 puis Ziguinchor sera connecté en 2021.

Pour ce cas de base, la prévision de la demande sur le réseau interconnecté (en énergie et en puissance de pointe) est présentée sur les deux graphes ci-dessous :



**Fig. 22. Ventes d'énergie sur le RI Sénégalais (extrait étude SENELEC)**



**Fig. 23. Puissance de pointe sur le RI Sénégalais (extrait étude SENELEC)**

Suivant les différents scénarios (bas, moyen et fort), on peut estimer que la consommation aura doublé d'ici 2018-2020. La pression sur le système de production va donc encore s'accroître dans les prochaines années, obligeant le Sénégal à trouver rapidement de nouvelles sources d'énergie pour couvrir cette demande croissante.

En conclusion, la situation énergétique (électrique) du Sénégal, dépendante à plus de 90% des produits pétroliers est devenue critique et les courbes prévisionnelles de la demande montrent que les problèmes d'énergie non desservies risquent de perdurer si de nouvelles sources de production plus économiques ne sont pas trouvées.

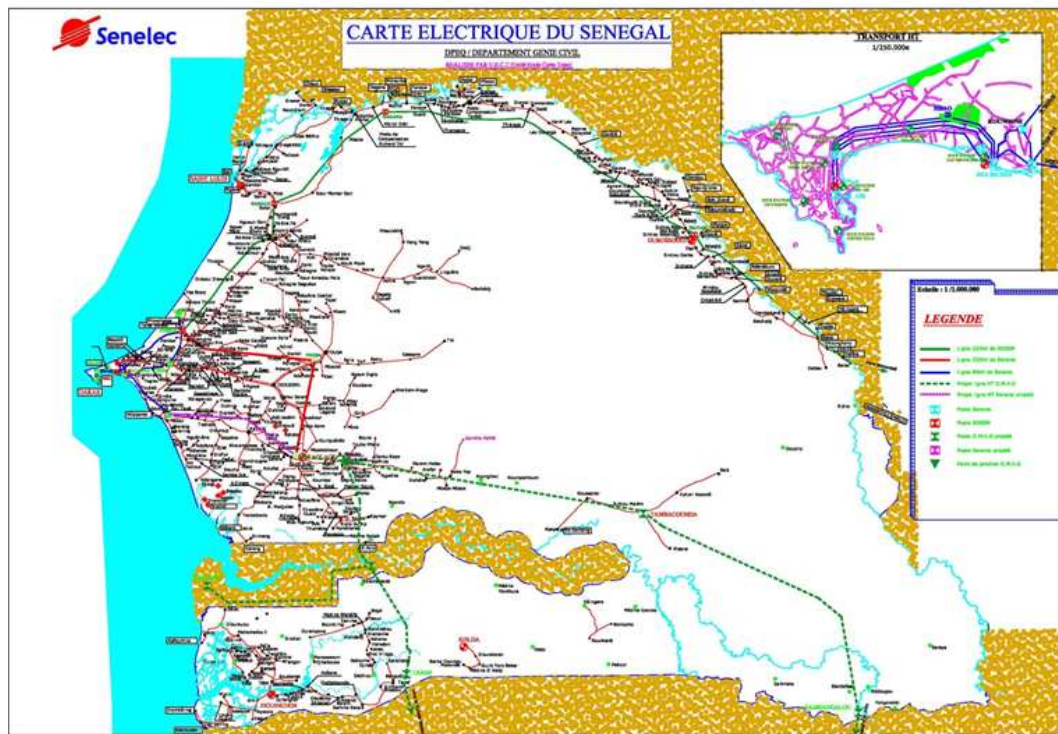
Le Sénégal étant dépourvu de potentiel hydroélectrique, l'importation d'énergie d'origine hydroélectrique à un coût économique via des lignes d'interconnexion avec les pays voisins serait une réponse adaptée, l'objectif étant d'importer de l'énergie garantie en base. Dans ce contexte, le projet de Boureya pourrait apporter une contribution substantielle.

Les perspectives à moyen terme de SENELEC pour améliorer l'offre d'énergie sont :

- Les extensions des centrales régionales de Tambacounda (2 x 3 MW) et de Ziguinchor (5MW) ;
- La réalisation à court terme du programme de recouvrement de puissance et de fiabilisation (PRPF) de la C3 (87,5 MW) ;
- La mise en service au niveau du RI d'un BOO Charbon de 125 MW suivi d'une extension de même capacité ;
- Le déclassement d'unités vétustes et peu performantes au niveau du réseau interconnecté (Centrale de Saint-Louis et centrale CII vapeur de Bel-Air) ainsi que la fermeture de centres secondaires très coûteux par le développement du réseau 30 kV en particulier dans les régions de Ziguinchor, Kolda et Kaolack ;
- Le développement des échanges d'énergie électrique avec les pays voisins à travers les projets intégrateurs de l'OMVS (Férou et Gouina) et de l'OMVG (Sambangalou et Kaléta) ainsi que la réalisation de l'ambitieux volet énergie du NEPAD.

La carte suivante illustre le réseau sénégalais futur.





**Fig. 24. Réseau électrique Sénégalais futur**

## **E. Synthèse pour le Sénégal**

Suivant les différents scénarios (bas, moyen et fort), on peut estimer que la consommation aura doublé d'ici 2018-2020. La pression sur le système de production va donc encore s'accroître dans les prochaines années, obligeant le Sénégal à trouver rapidement de nouvelles sources d'énergie pour couvrir cette demande croissante.

En conclusion, la situation énergétique (électrique) du Sénégal, dépendante à plus de 90% des produits pétroliers est devenue critique et les courbes prévisionnelles de la demande montrent que les problèmes d'énergie non desservies risquent de perdurer si de nouvelles sources de production plus économiques ne sont pas trouvées.

Le Sénégal étant dépourvu de potentiel hydroélectrique, l'importation d'énergie d'origine hydroélectrique à un coût économique via des lignes d'interconnexion avec les pays voisins serait une réponse adaptée, l'objectif étant d'importer de l'énergie garantie en base. Dans ce contexte, le projet de Bouréya pourrait apporter une contribution substantielle.

### **2.7.1.1.4. Besoins en énergie de la Mauritanie**

#### **A. Contexte**

La capacité énergétique de la Mauritanie, convertible en énergie électrique, représente un bon potentiel, avec des réserves importantes et la possibilité de diversifier les modes de production. De récentes découvertes de champs gaziers ont en particulier prouvé la présence de réserves importantes ; le seul gisement de Banda dispose par exemple de réserves suffisantes pour alimenter une centrale électrique de 350 à 700 MW.

La Mauritanie bénéficie également de conditions climatiques très favorables pour implanter des centrales de production éoliennes et solaires. Certaines zones de la côte atlantique du pays sont

en particulier traversées par des vents puissants et constants. Quant à l'irradiation solaire, de l'ordre de 6kWh/m<sup>2</sup> au global, elle est la plus intense au moment des pics de consommation constatés pendant le fonctionnement des climatisations.

Le secteur de l'énergie électrique de la Mauritanie se caractérise aussi par l'insuffisance des infrastructures de distribution et la vétusté des groupes de production, et la demande non couverte reste élevée. Dans les centres urbains, l'équilibre offre-demande reste fragile.

Il est à noter qu'un plan directeur de la Mauritanie est actuellement à l'étude par un bureau international.

## **B. Documents de référence**

- a) Table ronde pour la Mauritanie du 22-23 juin 2010
- b) Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS – Rapport Provisoire de février 2012

## **C. Réseau existant**

Le réseau de transport actuel comprend un poste de transformation à Nouakchott et une ligne 225 kV de Nouakchott au poste Rosso près de la frontière avec le Sénégal. Ce dernier est raccordé au réseau sénégalais au poste Dagana par une ligne 225 kV.

Le réseau de transport de la Mauritanie est constitué essentiellement de trois (3) centrales thermiques à Nouakchott et d'une ligne à 225 kV reliant la centrale hydraulique de Manantali (situé au Mali) à Nouakchott via le poste de Rosso qui est connecté au poste de Dagana au Sénégal.

Seules sont connectées au réseau de transport la ville de Nouakchott et les villes situées sur le bassin du fleuve Sénégal (Kadéni, Rosso, Boghé et Wad Naga) qui sont alimentées par le réseau HT de l'OMVS à partir de la centrale hydroélectrique de Manantali.

Par ailleurs, le système électrique mauritanien comprend également une multitude de réseaux isolés alimentés par des centrales thermiques.

La puissance installée disponible se présente comme suit :

**Tabl. 23 - Mauritanie – production d'électricité (MW)**

VILLES ELECTRIFIEES	PUISSANCE INSTALLEE	PUISSANCE DISPONIBLE
Nouakchott (Arafat 1 et 2)	52,50	30,00
Nouakchott (ksar)	17,50	14,00
Nouadhibou	22,08	12,00
Atar	3,68	1,20
Néma	1,45	0,40
Timbédra	0,80	0,40
Aïoun	1,00	0,60
Tintane	0,40	0,25
Kiffa	2,40	0,50
Geouro	0,76	0,32
Sélibaby	1,20	0,60
M'Bout	0,36	0,20
Tidjikja	0,80	0,25
M, Lahjar	0,56	0,30
Aleg	1,06	0,40

VILLES ELECTRIFIEES	PUISSANCE INSTALLEE	PUISSANCE DISPONIBLE
Boutilimit	1,05	0,70
Akjoujt	1,44	0,50
Djiguenni	0,27	0,27
Kobenni	0,22	0,22
Kankossa	0,22	0,22
Bababé	0,27	0,27
Maghama	0,27	0,27
Chinguetti	0,45	0,45
Kaédi (interconnectée)	0,00	0,00
Rosso (interconnectée)	0,00	0,00
Boghé (interconnectée)	0,00	0,00
Wadi Naga (interconnectée)	0,00	0,00
<b>Total</b>	<b>110,72</b>	<b>64,31</b>

A la puissance installée ci-dessus, il faut également ajouter les 30 MW représentant la part de la centrale hydroélectrique de Manantali revenant à la Mauritanie.

#### D. Demande en électricité

Sur le réseau interconnecté mauritanien, la demande en électricité est limitée par l'offre de production insuffisante. Après trois années de pénurie, le système de production est toujours déficitaire.

Les chiffres réels de la consommation relevés sur les années de 2002 à 2008 sont présentés dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 24 - Historique de l'énergie desservie en Mauritanie**

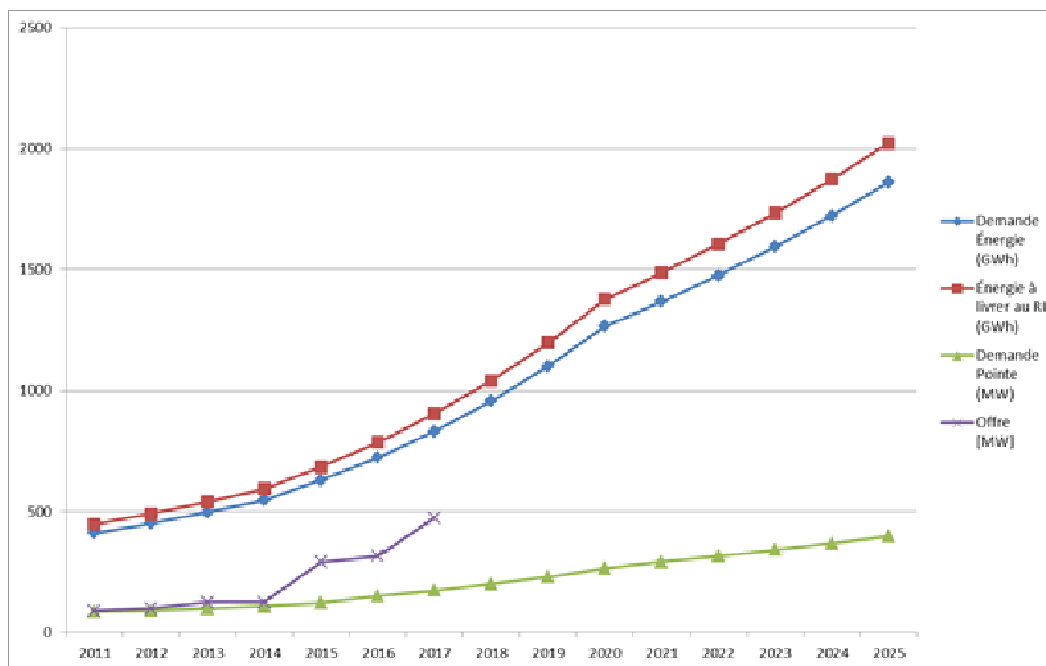
	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Demande	245	291	313	349	366	386	509
Pertes	18	22	24	26	28	29	38

Source: US EIA (Energy Information Administration).

Les chiffres des années 2009 et 2010 ne sont pas montrés volontairement dans ce tableau. En effet pour l'année 2010, du fait que le système de production est insuffisant, la puissance de pointe enregistrée sur le réseau était de 71,8 MW pour une production nette de 362 GWh. Ceci représente une baisse de l'ordre de 18% en 2 ans par rapport à la puissance de pointe de 88 MW relevé en 2008.

Les hypothèses suivantes du Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS ont été retenues :

- a) La situation prévalant aux années 2009 et 2010 ne pouvant être prise comme point de départ d'une prévision réaliste, on suppose que pour l'année 2011, la demande sur le réseau interconnecté retrouve le même niveau qu'en 2008.
- b) Le niveau du taux croissance de la demande s'établira à 10% par an pour la période 2012-2014, puis à 15% pour la période 2015-2020 et enfin à 8% entre 2020 et 2025.
- c) Le niveau des pertes est gardé à 8% comme dans le passé.
- d) Pour le calcul de la puissance, le facteur de charge sur le réseau interconnecté est projeté comme suit : 62% de 2012 à 2015, 59% entre 2016 et 2020, et 58% entre 2020 et 2025.



**Fig. 25. Offre/demande sur le RI Mauritanien**

D'après les chiffres disponibles lors de la table ronde tenue à Bruxelles les 22 et 23 juin 2010 sur les perspectives et le potentiel du secteur de l'électricité en Mauritanie, il apparaît qu'après quelques années de pénurie, les capacités de production pourraient redevenir excédentaires par rapport à la demande et permettre à la Mauritanie de devenir exportatrice d'électricité dans la sous-région.

Pour remédier à la situation du secteur électricité, le Gouvernement mauritanien a lancé depuis plus d'un an un ambitieux programme quinquennal de développement des infrastructures de production et de transport d'énergie électrique. Ce programme comprend la valorisation des ressources nationales permettant la production d'énergie électrique, en particulier le gaz. Dans ce cadre, les projets en cours ou à court terme (2017) sont :

- Centrale au fuel de 36 MW à Nouakchott, en cours de construction ; mise en service prévue en mai 2011.
- Centrale à gaz de 700 MW dont la mise en chantier de première phase bicombustible (gaz / fuel) de 120 MW est prévue en 2011 (les DAO sont en cours de finalisation).
- Centrale à gaz de 300 MW à Nouadhibou ou Zouerate pour l'alimentation de la zone minière, dont la production excédentaire sera injectée dans le réseau interconnecté, démarrage des études prévu avant fin 2011 pour une mise en service en 2015 au plus tard.
- Développement du réseau interconnecté à l'intérieur du pays et dans la sous-région. Un premier programme de déploiement a identifié trois axes :
  - vers Nouadhibou (étude en cours), et
  - ensuite vers l'Afrique du Nord et l'Europe,
  - vers le Nord et la zone minière selon un tracé qui sera déterminé par le schéma directeur transport en cours avec le concours de la Banque Mondiale (NKC-Atar-Zouerate ou NKC-NDB-Zouerate)

- L'intégration à grande échelle des énergies renouvelables. Il s'agit en particulier de valoriser les potentiels solaires et éoliens très importants mais sous-exploités. Les projets en cours sont :
  - Centrale solaire thermique à concentration (CSP) de 50 MW a Kiffa (centre-est) dont la réalisation est discutée actuellement avec l'AFD pour un lancement du projet avant la fin de l'année ;
  - Centrale éolienne de 30 à 50 MW connectée au réseau à NKC dont l'étude est en cours, avec lancement prévu des DAO au second semestre 2011 ;
  - Centrales solaires photovoltaïques(PV) et thermiques ( CSP) de 5 MW dans la Triangle de l'Espoir et à Zouerate, dont les études sont en cours.

La carte suivante illustre le réseau mauritanien futur.



**Fig. 26. Réseau interconnecté Mauritanien futur (extrait de la table ronde de juin 2010)**

## **E. Synthèse pour la Mauritanie**

En conclusion, la demande en électricité augmente en Mauritanie dans les mêmes proportions que ces voisins sénégalais et maliens, et connaît actuellement les mêmes difficultés relatives à un équilibre offre/demande très fragile et un taux d'électrification faible.

Néanmoins, la Mauritanie se démarque de ces voisins par son potentiel de production thermique récemment découvert qui pourra lui permettre de produire de l'électricité à un coût maîtrisé, et donc couvrir ses propres besoins énergétiques, voire exporter de l'énergie électrique.

#### 2.7.1.1.5. Conclusion sur les besoins en énergie des 4 pays membres de l'OMVS

##### **A. Contexte**

L'OMVS est l'aboutissement d'un long processus de tentatives pour la maîtrise et l'exploitation rationnelle des ressources du fleuve Sénégal et de sa vallée.

Cette entreprise remonte à la période Coloniale avec, notamment :

- a) La création, en 1934, de la Mission d'Etudes et d'Aménagement du fleuve Sénégal (MEAF),
- b) La création, en 1938, de la Mission d'Aménagement du fleuve Sénégal (MAS),
- c) En 1959 la MAS devient un organe commun de mise en valeur du fleuve au service des trois Etats autonomes,
- d) La création, en 1963, du Comité Inter-Etats qui regroupait la Guinée, le Mali, la Mauritanie et le Sénégal.
- e) La création de l'Organisation des États Riverains du fleuve Sénégal en mars 1968 à Labé (République de Guinée).

Le 2 juillet 2005, la République de Guinée adhère à l'Organisation pour la mise en valeur du fleuve Sénégal, adhésion concrétisée par la signature d'un traité, le 17 mars 2006, à Bamako.

La mission assignée à l'OMVS consiste à coordonner les actions des quatre pays membres pour :

- a) Réaliser l'objectif d'autosuffisance alimentaire pour les populations du bassin et, partant, de la sous-région,
- b) Sécuriser et améliorer les revenus des populations de la vallée,
- c) Préserver l'équilibre des écosystèmes dans la sous-région et plus particulièrement dans le bassin.
- d) Réduire la vulnérabilité des économies des Etats-Membres de l'Organisation face aux aléas climatiques ainsi qu'aux facteurs externes.
- e) Accélérer le développement économique des États-membres.

La première réalisation de l'OMVS fut le barrage de Manantali sur le Bafing, affluent du fleuve Sénégal, au Mali. La construction fut achevée en 1988. Une centrale hydroélectrique de 205 MW (4 groupes de 41 MW), produisant 800 GWh par an en moyenne a ensuite été installée. L'énergie électrique est transportée jusqu'aux capitales des trois pays membres à cette époque par une ligne de transport de 225 kV. L'énergie produite est partagée suivant la répartition suivante :

- 1) 52% pour le Mali,
- 2) 33% pour le Sénégal, et
- 3) 15% pour la Mauritanie.

##### **B. Documents de référence**

- a) Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS – Rapport Provisoire de février 2012
- b) Actualisation du Plan Directeur révisé des moyens de Production et de Transport d'Énergie Electrique de la CEDEAO - First Intermediate Report - April 2011
- c) Site Internet officiel de l'OMVS

### C. Réseau existant

Le réseau OMVS existant consiste en la centrale de Manatali et la ligne de transport 225kV permettant d'acheminer l'énergie électrique produite par cette centrale jusqu'à chacune des capitales des trois pays qui se partage cette énergie, c'est-à-dire Bamako au Mali, Dakar au Sénégal et Nouakchott en Mauritanie.

### D. Demande en électricité

La synthèse des prévisions des Pays membres de l'OMVS est présentée dans les Tableaux ci-dessous. Les prévisions pour la Guinée incluent les demandes des mines et de leurs industries connexes à raccorder à son réseau.

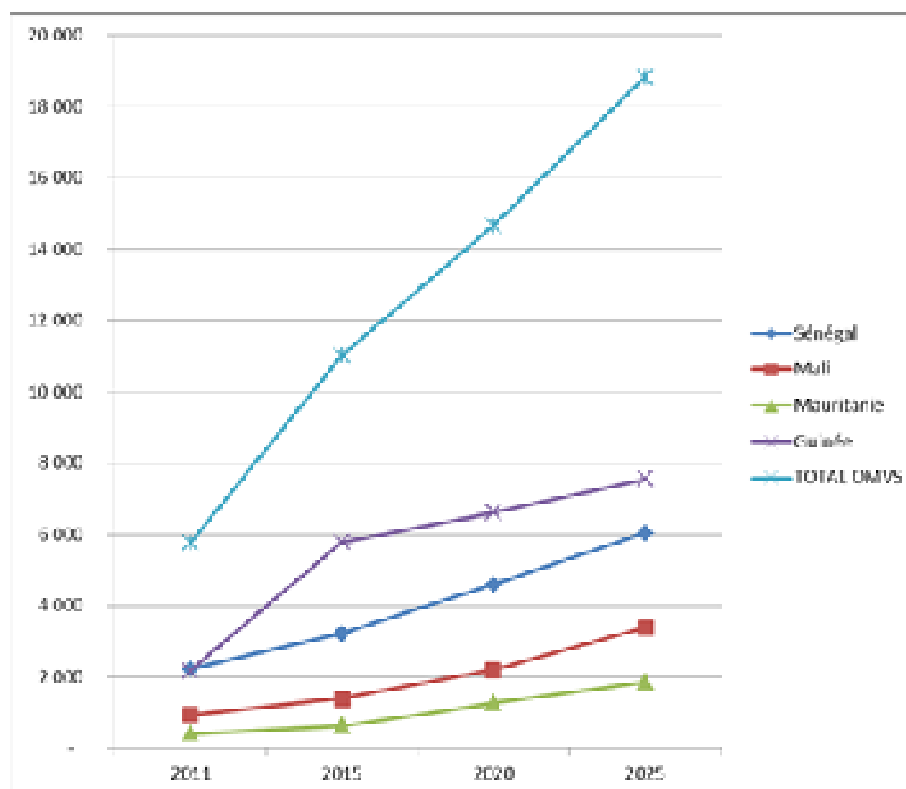
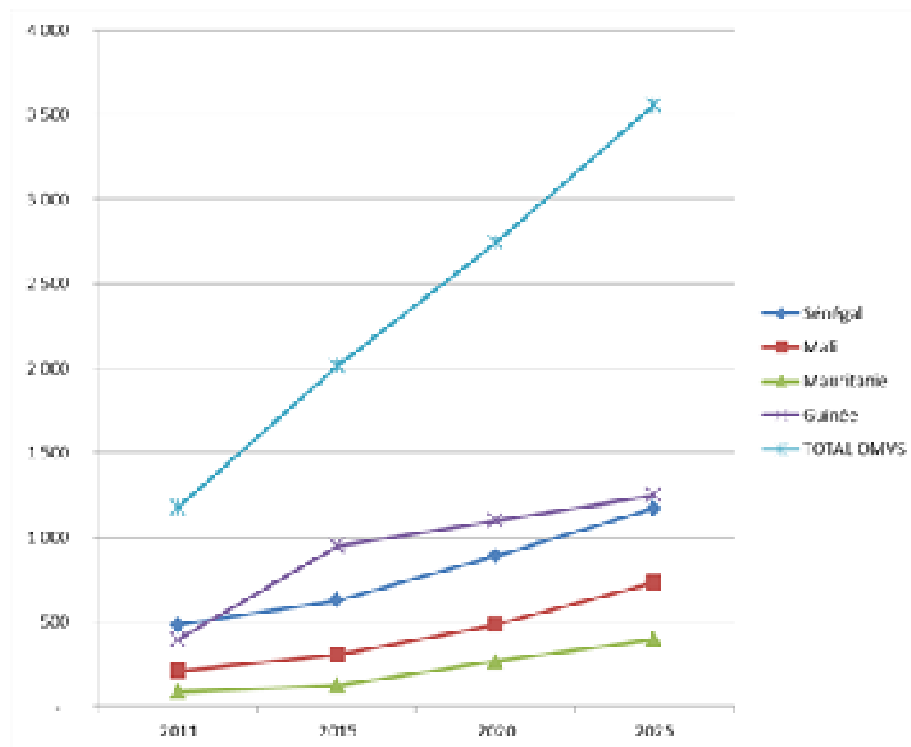
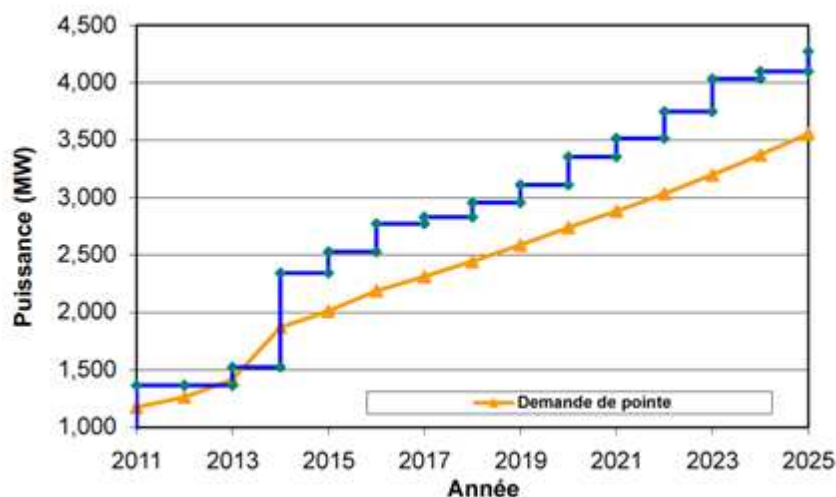


Fig. 27. OMVS - Synthèse des prévisions - énergie (GWh)



**Fig. 28. OMVS - Synthèse des prévisions - pointe (MW)**



**Fig. 29. Plan d'expansion de l'option mixte hydraulique et thermique**

Comme défini dans le Plan Directeur de Développement du Réseau de Transport Electrique de l'OMVS, le réseau interconnecté de l'OMVS à l'horizon 2025 est représenté dans la figure ci-dessous.





**Fig. 30. Schéma du réseau interconnecté de l'OMVS**

**E. Synthèse pour l'OMVS et pour le projet de Bouréya**

La présente étude sur les besoins en énergie met en évidence deux grands points communs entre ces 4 pays membres de l'OMVS :

- a) La croissance de la demande à moyen et long terme dans chaque pays est forte et requiert des moyens de production de type base.
- b) La demande non satisfaite observée actuellement sur les différents réseaux interconnectés nationaux est importante

Par contre, au niveau de l'offre de production, le potentiel de chaque pays diffère clairement, la Mauritanie et la Guinée ayant la capacité d'exporter de l'électricité, et à l'inverse, le Sénégal et le Mali auront besoins de recourir aux importations.

De ces deux grandes tendances, il est important de différencier les potentiels de la Mauritanie et de la Guinée. Le potentiel de la Mauritanie est thermique avec des moyens limités (quelques centaines de MW) ou pas encore identifiés du fait que les découvertes en gaz sont encore récentes, alors que le potentiel de la Guinée est hydroélectrique avec des capacités plus importantes.

En conclusion, compte tenu des besoins en énergie considérables de la Guinée, du Mali et du Sénégal, le projet d'aménagement hydroélectrique de Bouréya est tout à fait pertinent pour alimenter le futur réseau interconnecté de l'OMVS, et les possibilités d'exportation de la Mauritanie sur ce réseau contribueront à diversifier le mix énergétique de la sous-région. Dans ce contexte, le Consultant recommande de dimensionner l'ouvrage de Bouréya dans l'optique de produire en base (toute l'énergie de Bouréya pourra être absorbée par le réseau).

### **3. DISPOSITIONS TECHNIQUES ET CARACTERISTIQUES FONCTIONNELLES DE L'AMENAGEMENT**

#### **3.1. REGULARISATION DES DEBITS ET DIMENSIONNEMENT DE LA RETENUE**

Ce chapitre reprend les principaux éléments du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – **Etudes sectorielles – Volume 3 : Régularisation des débits et dimensionnement de la retenue** – Juillet 2011 – Sogreah (Artelia)*

On notera toutefois que les analyses et conclusions de ce document antérieur ont fait, pour le présent rapport, l'objet de compléments/corrections, essentiellement liés à la prise en compte de l'hypothèse de présence de l'aménagement de Koukoutamba en amont de Bouréya. Cette hypothèse est issue des demandes de l'OMVS formulées à l'issue de l'atelier de restitution de la faisabilité tenu à Bamako en janvier 2012.

Ce chapitre a ainsi pour objet la détermination des caractéristiques de la future retenue de l'aménagement de Bouréya ainsi que de son influence sur la régularisation des débits du Bafing.

Il traite également de l'influence que pourrait avoir la construction d'un aménagement en amont (à Koukoutamba) sur celui de Bouréya, ainsi que de l'influence que l'aménagement de Bouréya aura sur le barrage de Manantali situé en aval.

Est donc abordée ici la notion de gestion intégrée de la chaîne d'aménagement, sans que pour autant ne soit défini à ce stade un mode de gestion détaillé particulier. L'établissement de celui-ci devra faire l'objet d'analyses aux stades ultérieurs des études de l'aménagement, hors du cadre du présent contrat.

Les objectifs de la présente étude sont d'analyser :

- Les différentes variantes possibles d'aménagement, c'est-à-dire les cotes possibles de retenue normale (RN) ainsi que les débits d'équipements possibles ; tant en l'état actuel d'équipement du Bafing qu'en présence du futur aménagement amont de Koukoutamba ;
- L'impact de l'aménagement de Bouréya sur la production de Manantali, aménagement d'importance situé en aval.

##### **3.1.1. Bases de départ**

Les études antérieures produites sur le projet, au nombre de deux (Sénégal Consult en 1970 et Polytechna en 1981), avaient conduit à la détermination des caractéristiques suivantes pour l'aménagement :

**Tabl. 25 - Caractéristiques de l'aménagement d'après Etudes Antérieures**

			SENEGAL CONSULT	POLYTECHNA
<b>Retenue</b>	Volume total	m <sup>3</sup>	4,9.10 <sup>9</sup>	5,5.10 <sup>9</sup>
	Volume utile	m <sup>3</sup>	4,1.10 <sup>9</sup>	2,85.10 <sup>9</sup>
	Niveau de retenue normale	m	381	383
	Niveau de retenue maximale	m	282,5	370,5
	Volume réservé à l'irrigation en amont	m <sup>3</sup>	-	100.10 <sup>6</sup>
	Débit moyen garanti	M <sup>3</sup> /s	-	185
<b>Barrage</b>	Niveau de couronnement	m	386	388
	Hauteur au-dessus des fondations	m	64	66
<b>Usine</b>	Débit équipé	m <sup>3</sup> /s	410	370
	Nombre de groupes		5	5
	Puissance garantie	MW	85	54,2
	Puissance installée	MW	130	160,5
	Production moyenne d'énergie	GWh	680	717,4
	Production annuelle d'énergie garantie	GWh	-	455,2

Ces études et leurs conclusions servent de base à l'élaboration de la présente étude. Cependant, l'étude hydrologique ainsi que la prise en compte des débits régularisés par l'aménagement amont de Koukoutamba ont permis l'actualisation des données hydrologiques et donc la reprise des études préliminaires de dimensionnement de la retenue.

### 3.1.2. Approche simplifiée

La retenue est tout d'abord modélisée à l'aide de la technique des courbes de masse (également dénommée courbes de Rippl). Cette technique précise, en fonction des caractéristiques de l'aménagement (courbes hauteur/volume/surface de la retenue, les apports, les besoins en eau, l'évaporation, etc.), le volume d'une retenue permettant de satisfaire un tirage minimum d'eau pendant la période critique. Les courbes de masse comprennent deux courbes sur le même graphe. La première courbe représente les apports cumulés en fonction du temps et la deuxième courbe représente les tirages d'eau cumulés en fonction du temps. L'écart maximum entre les 2 courbes est le volume nécessaire de la tranche utile.

L'exercice est d'abord fait sur une année typique moyenne, puis étendu à l'ensemble de la période pour laquelle les données hydrologiques sont connues.

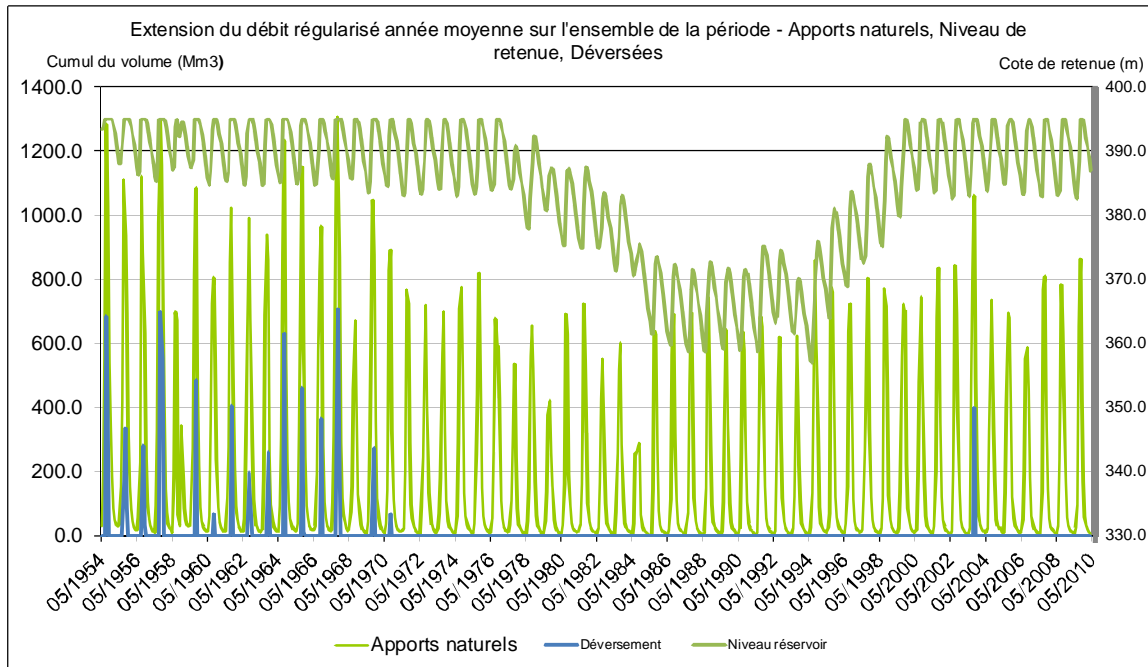
Ce modèle simplifié permet d'investiguer les paramètres suivants :

- Volume requis pour régulariser le fleuve en année moyenne ;
- Volume requis pour satisfaire un débit donné pendant la période critique (débit minimum pour les différents usages de l'eau).

Cet exercice, réalisé lors des études sectorielles de faisabilité, avait montré que le volume utile qui serait alors nécessaire pour assurer une régularisation des débits entrants en année moyenne atteindrait la valeur de 3.9 Mdm<sup>3</sup> environ. Ce volume s'ajoute bien entendu au volume mort déterminé par ailleurs, pour atteindre un volume total de retenue de l'ordre de 4.75 Mdm<sup>3</sup>, correspondant à la cote de retenue normale RN=379m.

Cependant, l'analyse étendue à l'ensemble des données hydrologiques recueillies avait permis de constater, pour la période de faible hydrologie (1970-1995), un déficit de remplissage très important intervenant en cas de régularisation des débits du Bafing à la valeur donnée ci-dessus

en année moyenne. Ceci est montré sur le graphique suivant, retraçant l'évolution du niveau moyen mensuel du réservoir en fonction des apports :



**Fig. 31. Simulation de régularisation des débits du Bafing calée sur une année moyenne mais étendue à la période 1954-2010 – Apports, niveau de retenue, déversements**

Le déficit très important de remplissage constaté conduirait alors, pour permettre d'assurer une production suffisante pendant la période de déficit, à prévoir un volume de retenue nécessaire d'environ 9.4 Mm<sup>3</sup>, correspondant à une cote de retenue de l'ordre de 395m.

Si on refait l'exercice par périodes, on obtient les résultats suivants :

- Pour les années 1955-70 (forte hydraulicité, apports moyens annuels 280m<sup>3</sup>/s) : débit régularisé de l'ordre de 280 m<sup>3</sup>/s (volume utile nécessaire d'environ 4.2 Mdm<sup>3</sup>, cote de retenue à 382m environ, production moyenne de 760 GWh/an),
- Pour les années 1970-95 (faible hydraulicité, apports moyens annuels 170m<sup>3</sup>/s) : débit régularisé de l'ordre de 170 m<sup>3</sup>/s, avec même un certain déficit en fin de période du fait de l'accumulation d'années légèrement en déficit par rapport à la moyenne de cette période (volume utile nécessaire d'environ 2.8 Mdm<sup>3</sup>, cote de retenue à 375m environ, production moyenne de 406 GWh/an).
- Pour les années 1995-2010 (hydraulicité modérée, apports moyens annuels 200m<sup>3</sup>/s) : débit régularisé de l'ordre de 200 m<sup>3</sup>/s (volume utile nécessaire d'environ 3.5Mdm<sup>3</sup>, cote de retenue à 378m environ, production moyenne de 520 GWh/an)

La forte variabilité des résultats avait ainsi montré les limites de la méthode, celle-ci ne permettant pas de dégager la notion d'Energie Garantie.

C'est pourquoi l'approche détaillée, présentée ci-après, a été mise en œuvre sur l'aménagement de Bouréya.

### **3.1.3. Approche détaillée**

#### 3.1.3.1. GENERALITES ET PRINCIPES

L'étude est complétée par une modélisation sous le logiciel HILLPLAN pour permettre la simulation de gestion du réservoir et d'en déterminer le calcul du productible et de la puissance garantie.

Le modèle réalise un bilan volumique conservatif des masses d'eau en entrée et sortie de réservoir au pas de temps mensuel sur l'ensemble de la durée de la chronique d'apports (apports régularisés par une simulation de la retenue de Koukoutamba, modélisée d'après ses caractéristiques APS).

Font également partie des données d'entrée les lois hauteur-volume-surface de la retenue, le volume mort, les pertes par évaporation, les demandes en eau à satisfaire.

À noter que la tranche morte de la retenue est déterminée par le plus contraignant des deux critères suivants :

- Le volume nécessaire pour stocker le transport solide sur une durée déterminée ;
- Le niveau minimum admissible de la retenue pour un fonctionnement correct des turbines, sachant que la tranche habituelle de fonctionnement peut s'étendre environ de 60% à 125% de la chute de conception des turbines.

Pour la régularisation de la retenue de Bouréya seule, l'usine étant en pied d'aménagement, le débit réservé est turbiné et le productible est alors déterminé en prenant en compte l'intégralité des apports utilisables.

Le productible évalué est alors mis en parallèle des investissements nécessaires à son obtention, et ce afin de proposer une étude économique simplifiée visant à déterminer un optimum de dimensionnement. L'étude économique détaillée, étudiée ultérieurement, est présentée en fin du présent rapport.

Pour l'étude de l'impact de l'aménagement de Bouréya sur celui de Manantali situé en aval, les consignes de gestion de ce dernier sont prises en compte. Celles-ci préconisent donc une priorisation des objectifs, avec par ordre de priorité :

- La satisfaction du débit réservé,
- La satisfaction des débits de soutien d'étiage (irrigation, AEP, etc.)
- La satisfaction des débits de soutien de crue (navigation sur le bief aval du fleuve Sénégal),
- Et enfin la satisfaction de la production électrique.

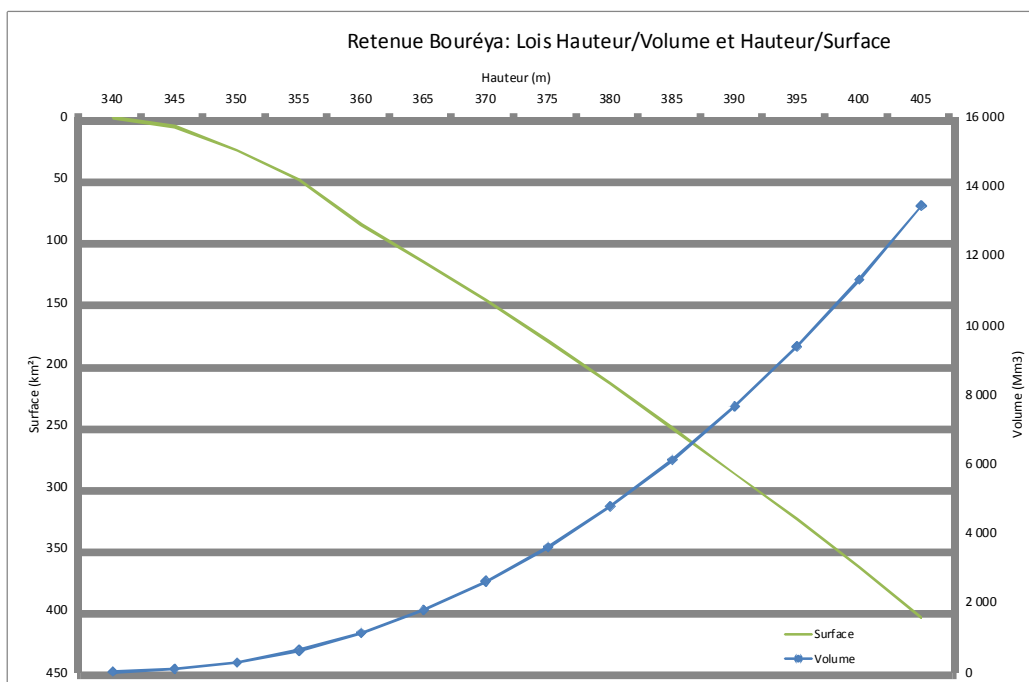
Les demandes en production d'énergie sont considérées comme satisfaites lorsqu'elles sont garanties 95% du temps, pour les deux aménagements de Bouréya et Manantali. Dans ce cas, le taux de défaillance est fixé à 5%, ce qui correspond à un total de 34 mois pendant lesquels la demande en énergie ne peut être pleinement satisfaite pour un nombre total de 672 mois de simulation (intégralité de la chronique des apports entre mai 1954 et avril 2010).

#### 3.1.3.2. DONNEES DE BASE

##### **3.1.3.2.1. Lois hauteur/volume et hauteur/surface**

Compte tenu de l'implantation retenue pour le futur aménagement de Bouréya et des données topographiques disponibles dans la zone, les lois Hauteur/Volume et Hauteur/Surface (HSV) de l'ensemble de la cuvette de retenue sont établies sur la base d'un modèle numérique de terrain retraçant les courbes de niveau équidistantes de 5m.

Ces lois sont présentées ci-dessous sous formes graphique et tabulée :



**Fig. 32. Lois hauteur/volume et hauteur/surface de la retenue**

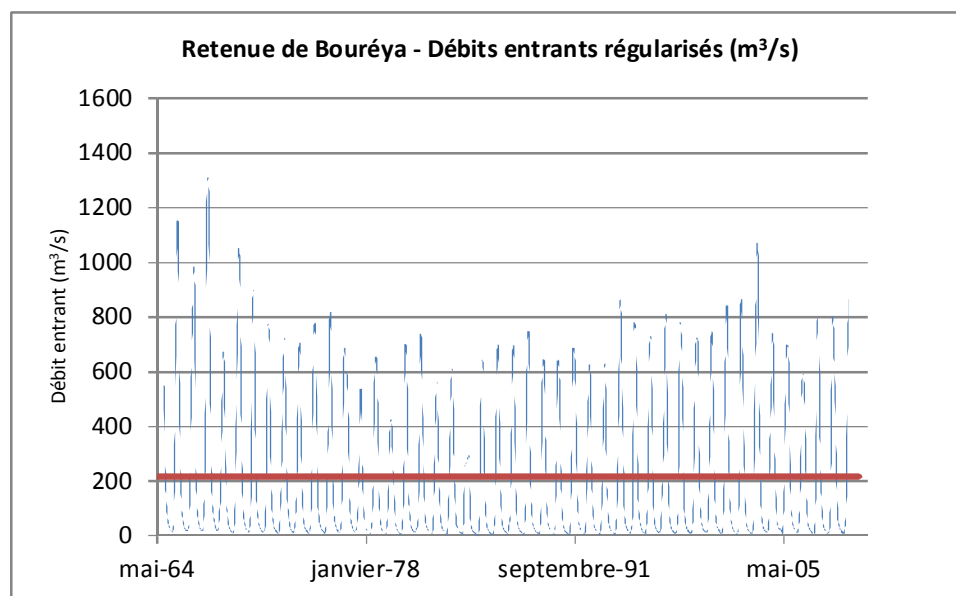
**Tabl. 26 - Lois hauteur/volume et hauteur/surface de la retenue**

HAUTEUR (m)	SURFACE (km <sup>2</sup> )	VOLUME (Mm <sup>3</sup> )
340	0	19
345	7	105
350	27	297
355	50	638
360	86	1 146
365	117	1 808
370	148	2 629
375	181	3 620
380	215	4 786
385	251	6 136
390	289	7 672
395	326	9 397
400	364	11 322
405	406	13 455

### 3.1.3.2.2. Apports liquides

L'étude hydrologique présentée précédemment dans le présent rapport a permis de déterminer les apports liquides à Bouréya sur la période mai 1954 – avril 2010.

On rappelle que, pour la présente étude, les débits d'apports sont considérés régularisés par la retenue amont de Koukoutamba (modélisée sous HILLPLAN avec ses caractéristiques APS). Ces apports liquides sont présentés ci-après, sous formes d'apports mensuels.



**Fig. 33. Apports liquides dans la retenue – débits mensuels régularisés**

### 3.1.3.2.3. Apports solides – sédimentation

La problématique des apports solides du Bafing dans la retenue est traitée précédemment dans ce rapport. Il est mis en évidence la faiblesse de ces apports, avec un volume maximum de l'ordre de 45 à 50 Mm<sup>3</sup> au bout d'une durée de 50 ans d'exploitation de l'aménagement.

Ce volume de sédiment est à intégrer au volume mort défini ci-après.

### 3.1.3.2.4. Evaporation

La problématique des pertes par évaporation sur le lac de retenue de Bouréya est traité précédemment dans ce rapport. On rappelle ci-après les valeurs moyennes mensuelles de pertes brutes, apports et pertes nettes sur la retenue de Bouréya :

**Tabl. 27 - Retenue de Bouréya – pertes brutes, pertes nettes et apports – moyennes mensuelles**

	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	TOTAL
ETP Mensuelle (mm)	134	139	172	173	146	115	100	96	101	107	107	119	1510
Pluie Mensuelle (mm)	3	3	10	46	147	235	316	354	280	150	34	6	1584
Pertes nettes par évaporation (mm)	131	136	162	127	-1	-120	-216	-258	-179	-43	73	113	-74

Compte tenu des précipitations moyennes mensuelles enregistrées sur la zone, il est montré que les valeurs annuelles des pertes nettes sont négatives.

### 3.1.3.2.5. Débit réservé

Un débit réservé de 10 m<sup>3</sup>/s est considéré pour l'aménagement. Cette valeur a été prise égale à celle définie dans le mode de gestion actuel de l'aménagement de Manantali, situé en aval de Bouréya, sur le cours malien du Bafing. De plus, et du fait de la présence de l'usine en pied immédiat du barrage, la valeur de ce débit réservé n'a pas d'incidence en termes de productible puisqu'il est également turbiné.

### 3.1.3.2.6. Demandes en eau pour l'irrigation

Les investigations conduites par les experts de SOGREAH lors des différentes missions menées en Guinée ont permis de rencontrer les différents services de la Direction Nationale de l'Agriculture, de la Direction Nationale du Génie Rural, ainsi que du Ministère de la Géologie dont dépend la Direction Nationale des Mines. Ces rencontres ont permis de faire le point sur les projets de développement agricole et minier dans la région du projet et plus particulièrement des projets de développement susceptibles d'utiliser l'eau de la retenue.

Il apparaît que du point de vue minier, et malgré les difficultés d'obtention d'informations fiables tant ce secteur est stratégique en termes d'investissement, aucune société minière n'est présente dans la partie amont du réservoir et même la Société Minière de Dinguiraye (SMD) est plutôt basée à Léro, beaucoup plus à l'Est de l'aménagement, sans possibilité rationnelle d'utilisation de l'eau de la retenue pour une quelconque production.

Du point de vue agricole, le seul projet de développement actuellement à l'étude (et ce depuis de nombreuses années sans réelle avancée notable), est le PDRI/HGO (Projet de Développement Rural Intégré de la Haute Guinée Occidentale). Ce projet concerne cependant plutôt la région de Dinguiraye/Kouroussa et ne prévoit que la mise en valeur de 1000 hectares de terres agricoles par l'irrigation.

Ainsi, les besoins en eau pour l'irrigation en amont de la retenue ont peu voire pas évolué depuis l'étude réalisée par Polytechna en 1981. Cette étude préconisait alors de consacrer un volume annuel de 100 Mm<sup>3</sup> pour l'irrigation en amont de la retenue. Au stade actuel de l'étude, il est considéré que ce volume est inclus dans le volume mort de la retenue compte tenu :

- du faible pourcentage que représente le volume prélevé pour l'irrigation en regard de la capacité utile de la retenue (plusieurs milliards de m<sup>3</sup>),
- de la précision des données nécessaires à l'établissement du volume mort (topographie, sédimentation),
- et du faible pourcentage que représente le volume prélevé pour l'irrigation en regard du volume mort de la retenue (740 Mm<sup>3</sup>, tel que défini ci-après).

### 3.1.3.2.7. Demande en eau pour l'hydroélectricité

Tel que présenté dans le volume 2 du rapport d'études sectorielles, la production d'énergie de base maximisée et assurée toute l'année est recherchée.

### 3.1.3.2.8. Volume mort – cote minimale d'exploitation

Le volume mort de la retenue, c'est-à-dire le volume d'eau situé sous la cote minimale d'exploitation pour turbinage, est défini sur la base des trois critères suivants, le plus pénalisant des trois étant retenu :

- Chute hydraulique minimum admissible pour un fonctionnement correct des turbines, sachant que la tranche habituelle de fonctionnement peut s'étendre environ de 50% à 125% de la chute de conception des turbines ;
- Volume d'eau requis pour l'irrigation défini ci-dessus ;
- Volume de la retenue rendu inutilisable au fil du temps par le phénomène de sédimentation, volume défini ci-dessus.

Compte tenu du niveau aval de restitution, aux alentours de la cote 330m, et de la valeur « optimale » de retenue normale définie dans les études du présent rapport, la cote minimale d'exploitation atteindrait le niveau 356m.



Cette valeur est du même ordre de grandeur que la cote minimale d'exploitation fixée lors des études antérieures, à savoir 357m.

Le volume de la retenue pour une telle cote atteint la valeur de 740 Mm<sup>3</sup> environ.

Cette valeur, bien supérieure à celles définies pour l'irrigation ou la sédimentation, est donc celle prise en compte comme volume mort de la retenue.

### 3.1.3.3. INFLUENCE DU NIVEAU DE RN SUR L'ENERGIE PRODUCTIBLE

Pour cette première partie d'étude, on garde un débit d'équipement fixe de 410 m<sup>3</sup>/s et une capacité de 130 MW correspondant aux valeurs pressenties suite aux études antérieures.

On fait alors varier la retenue normale autour de la valeur de 381 m (provenant également des études préliminaires) et on étudie la conséquence sur la puissance garantie, et sur l'énergie productible. Sept valeurs de RN ont été étudiées sur la plage 375 – 390 m.

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

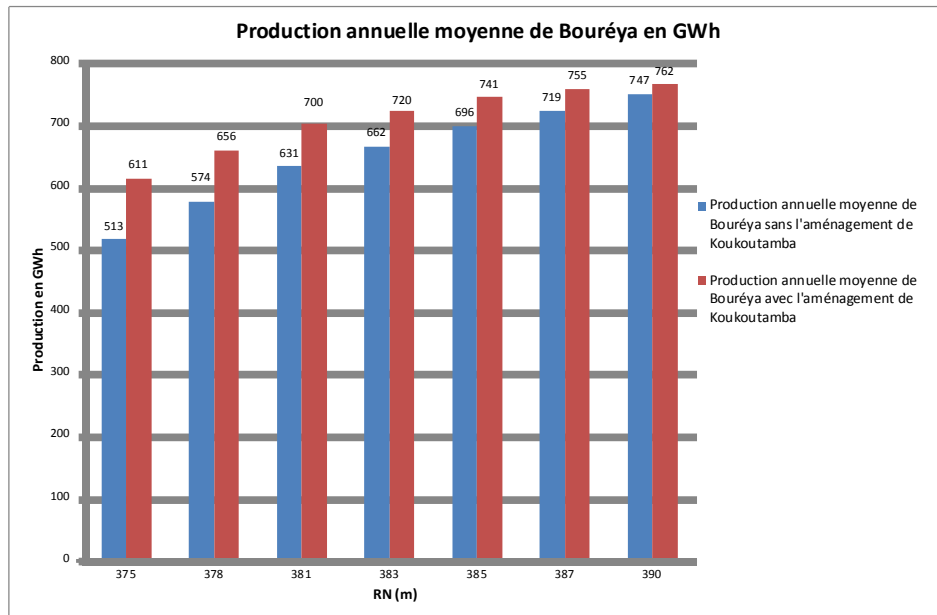
**Tabl. 28 - Puissance garantie et production moyenne annuelle suivant la cote de retenue normale**

<i>RN (m)</i>	<i>PUISSANCE GARANTIE (MW)</i>	<i>PRODUCTION MOYENNE ANNUELLE (GWh)</i>
375	39,0	513,3
378	45,3	574,1
381	46,9	630,6
383	49,9	661,8
385	50,4	695,5
387	54,3	719,4
390	63,1	747,0

Ainsi, on constate que l'augmentation du niveau de RN de 375 à 390 m permet d'augmenter de 60% la puissance garantie (39 à 63 MW) et d'augmenter la production moyenne annuelle d'environ 45 % (513 à 747 GWh).

On rappelle que ces résultats sont ceux obtenus pour des simulations de la retenue de Bouréya sans l'aménagement de Koukoutamba.

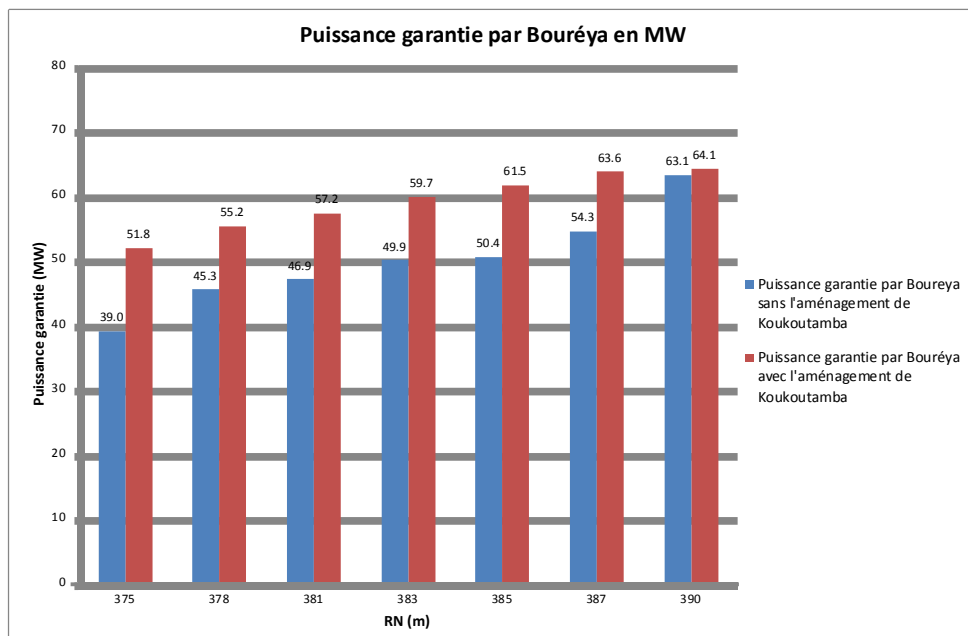
Désormais, la présence de celui-ci influence l'énergie productible et la puissance garantie par l'aménagement de Bouréya de la manière suivante :



**Fig. 34. Evolution de la production moyenne annuelle en fonction de la cote de retenue normale**

La production annuelle moyenne de Bouréya augmente grâce à la régularisation des débits par l'aménagement en amont.

De plus, on constate que l'influence est d'autant plus sensible lorsque la RN est faible (augmentation de production allant de 18% pour une RN de 375 m à 2% pour une RN de 390 m).



**Tabl. 29 - Evolution de la puissance garantie en fonction de la cote de retenue normale**

L'influence de Koukoutamba sur la puissance garantie à Bouréya est, ici encore, plus importante pour des RN plus faibles (augmentation de puissance garantie allant de 32,8% pour une RN de 375 m à 1,5% pour une RN de 390 m).

#### 3.1.3.4. BASES DU CALCUL D'OPTIMISATION

Remarque préliminaire : pour le présent chapitre, les différents coûts induits par la construction de l'aménagement ont été évalués sommairement et ne peuvent être considérés que comme tels, c'est-à-dire uniquement comme une base permettant la comparaison des différentes variantes envisageables. Ne sont d'ailleurs pas pris en compte les coûts invariants quelle que soit la solution d'aménagement retenue (ligne électrique, base vie, accès, frais d'étude et de management de projet, etc.).

Les coûts unitaires et leur base d'établissement sont présentés dans le « Volume 2 : Transports et accès / Base vie / Prix unitaires » du rapport d'études sectorielles.

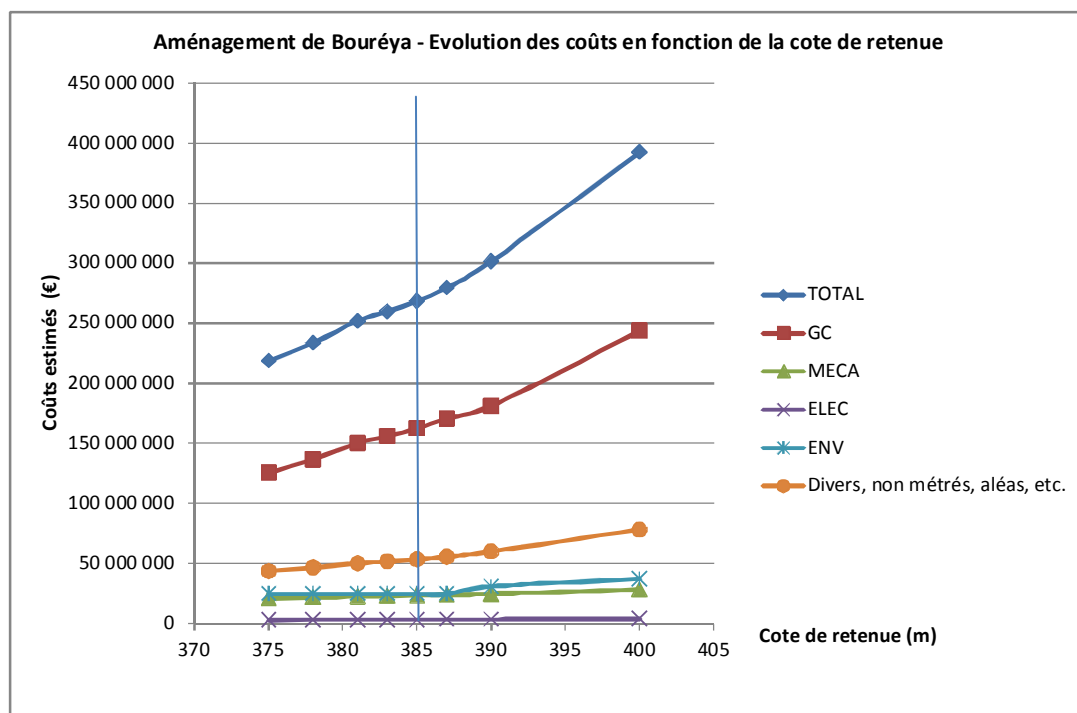
Afin d'établir les éléments du coût de l'aménagement et de préparer les bases de l'optimisation, une étude de dimensionnement et une estimation ont été réalisées pour les différents cas de retenue normale précédemment cités. Les volumes de travaux nécessaires ont ainsi été établis sur des schémas d'aménagement et font l'objet, pour la variante retenue, d'un métré plus détaillé et précis au stade d'Avant-Projet Sommaire. Pour chacun de ces cas, ont été réalisés :

- Un dimensionnement des ouvrages de l'aménagement, assorti d'un avant métré des principales quantités et notamment :
  - Des volumes d'excavation, avec distinction entre excavations au rocher et excavation en terrain meuble. La distinction entre ces volumes est basée sur les informations disponibles à ce stade, c'est-à-dire à l'issue de la campagne d'investigations géotechniques et géophysiques conduites sur le site.
  - Des volumes de construction des ouvrages en béton (prises d'eau, évacuateurs de crues, usine hydroélectrique, plots de raccordement aux ouvrages en remblais),
  - Des volumes de construction des ouvrages en remblais (batardeaux, corps du barrage en remblai, éventuelles digues secondaires, etc.), en distinguant les types de remblais pouvant présenter des coûts unitaires différents (noyaux argileux, recharges en enrochements, filtres et drains, etc.),
- Un dimensionnement et une estimation des coûts des équipements hydromécaniques établie sur la base des coûts catalogue du Consultant constamment tenus à jour pour :
  - L'équipement des prises d'eau usinières (vannes et organes de manœuvre, batardeaux de maintenance, etc.),
  - L'équipement de l'évacuateur de crues (vannes et clapets et leurs organes de manœuvre, batardeaux de maintenance, etc.),
- Un dimensionnement et une estimation des coûts des équipements hydroélectriques et hydromécaniques de l'usine, établie sur la base des coûts catalogue du Consultant constamment tenus à jour pour :
  - turbines et alternateurs,
  - transformateurs et poste de départ,
  - organes de manutentions,
  - etc.
- Une estimation des coûts environnementaux tels qu'établis à ce stade et présentés dans le rapport spécifique de ce secteur, incluant les coûts des mesures compensatoires liées à la submersion des terres agricoles, le recasement des populations et le rétablissement des voies de communications au voisinage de la retenue.
- Une estimation des coûts indirects, estimés à ce stade à 25% du total de l'aménagement sur la base d'études récentes similaires et incluant les coûts d'études, reconnaissances complémentaires et administration du projet, les coûts des aléas, imprévus et non-métrés pour les différents postes pris en compte,

- Une évaluation du coût total actualisé de l'aménagement incluant :
  - la période de construction (évaluée à ce stade à quatre années) avec une répartition de l'investissement annuel de 15%, 25%, 30% et 30% du total,
  - Trente années d'exploitation intégrant les coûts annuels d'opération et maintenance évalués à 0.5% du total du génie civil et 1.5% du total des équipements ainsi qu'un renouvellement complet de la moitié des équipements électriques et hydromécaniques à la fin de cette période d'exploitation.
  - Une actualisation à la date d'entrée en service de l'aménagement, supposée intervenir au second semestre de la dernière année de construction,
  - Un taux d'actualisation paramétré à 4%, 6%, 8% et 10%, ce taux n'ayant pas d'influence sur le résultat de l'optimisation. Les valeurs présentées ci-après tiennent compte d'un taux d'actualisation de 8%, valeur couramment admise à ce stade des études.
  - Une valorisation de la production à un prix moyen de l'ordre de 0.07 euro par kWh, valeur réaliste compte tenu du contexte local mais ne modifiant en rien les conclusions quant à l'optimum retenu.

### 3.1.3.5. RESULTATS DU CALCUL D'OPTIMISATION DU NIVEAU DE RETENUE

Le graphique ci-après présente l'évolution des différents postes de coûts tels que listés ci-dessus pour les différents niveaux de retenue étudiés.



**Fig. 35. Fonctions de coûts par postes principaux suivant la cote de retenue normale**

On notera sur la droite du graphique les résultats pour une retenue à la cote 400m, valeur uniquement présentée pour information dans la mesure où les contraintes du site conduisent à une limitation topographique (épanouissement important de la largeur de la vallée au-delà de la cote 400m), conduisant à prévoir la création de digues de cols, d'importants rétablissements de voies de communication et des coûts de compensation des submersions importants.

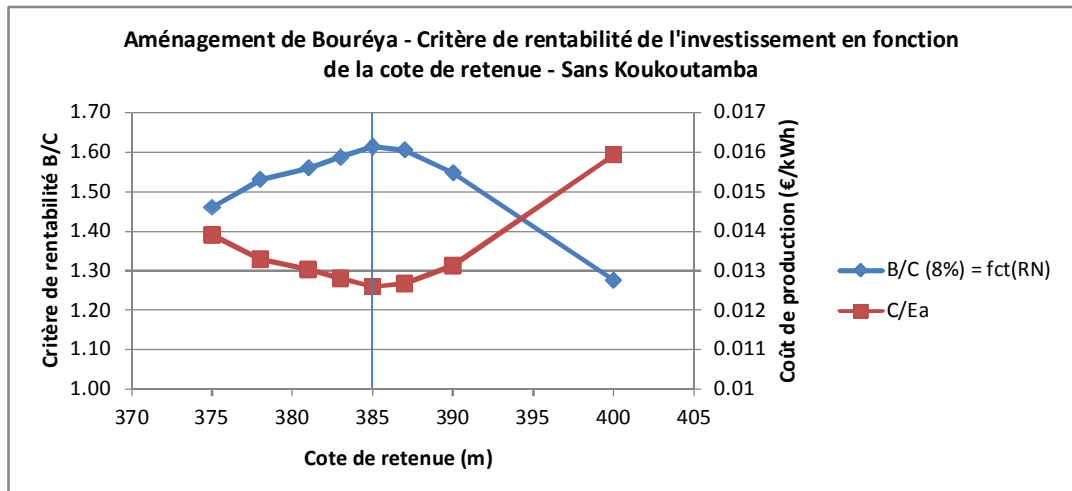
**Aménagement Hydroélectrique de Bouréya en Guinée**

ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)

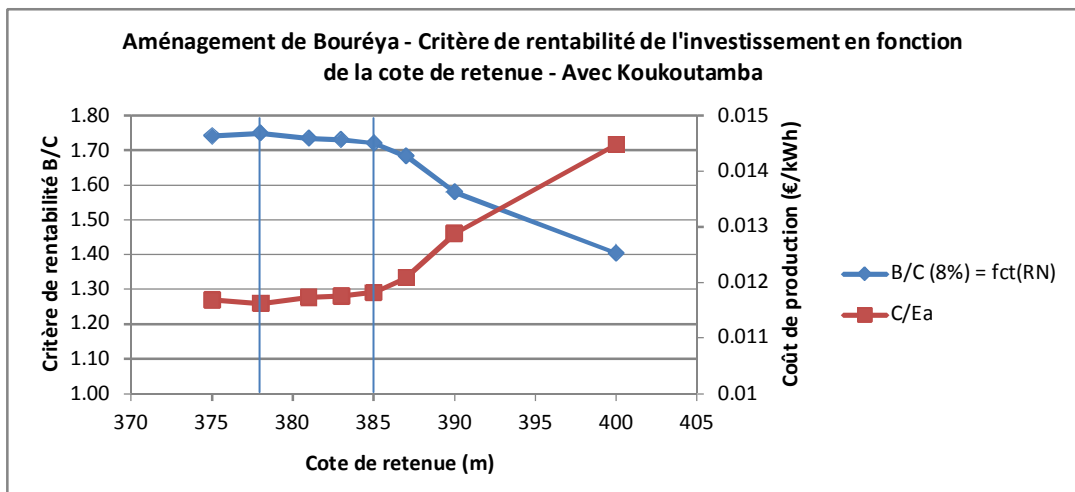
VOLUME 1 : RAPPORT PRINCIPAL - FINAL

Les résultats obtenus ont été présentés de façon détaillée et discutés lors de l'atelier de restitution de Bamako en janvier 2012. Les deux figures suivantes synthétisent les résultats obtenus pour l'aménagement de Bouréya construit seul ou avec l'aménagement de Koukoutamba régularisant les débits entrants. Sont ainsi présentés, pour chacune des cotes de retenue étudiées :

- le rapport de la valorisation actualisée de l'aménagement et du coût total actualisé (rapport noté B/C),
- le coût de production moyen actualisé de l'énergie obtenu en divisant le coût total actualisé par l'énergie totale actualisée que le projet peut produire pendant la même durée de vie économique de 30 ans (C/Ea).



**Fig. 36. Détermination de la cote de retenue normale optimum suivant le critère de rentabilité et cout de l'énergie – aménagement de Bouréya seul**



**Fig. 37. Détermination de la cote de retenue normale optimum suivant le critère de rentabilité et cout de l'énergie – aménagement de Bouréya avec aménagement de Koukoutamba**

On constate que, quel que soit le phasage de réalisation, le critère de rentabilité (B/C) conduit à un niveau de retenue optimum similaire des optima déterminés par le moindre coût de production (C/Ea), ceci étant dû au fait que les coûts moyens et marginaux à la production d'une part et, d'autre part, la valeur marginale de l'énergie demeurent proches dans le cas de cet aménagement.

On constate également que le phasage de réalisation a une importance significative sur l'optimum à retenir :

- dans le cas où l'aménagement serait construit et exploité sans l'aménagement de Koukoutamba, la valeur à retenir pour la retenue normale serait de 385m,
- dans le cas où l'aménagement de Koukoutamba serait construit et viendrait régulariser les débits entrants, la valeur à retenir pour la retenue normale serait de 378m.

Cependant, et comme cela avait été discuté et acté lors de l'atelier de restitution de Bamako, on retiendra des éléments présentés ci-dessus la toute relative réelle valeur de l'optimum dans le cas de l'aménagement voyant ses débits régularisés par l'aménagement amont de Koukoutamba. En effet, on constate que dans ce cas-là, l'optimum reste très « plat », avec un écart inférieur à 2% tant en critère de rentabilité qu'en coût de production entre les deux valeurs de retenue 378m et 385m.

Placer la cote de retenue normale à la cote 385m conduit ainsi, pour un « investissement » supplémentaire de l'ordre de 2%, à augmenter la production de plus de 12% (avec Koukoutamba) à 20% (sans Koukoutamba).

Ainsi, compte tenu des besoins en énergie dans la sous-région, les éléments ci-dessus ont permis de retenir, pour l'aménagement de Bouréya :

UNE COTE DE RETENUE NORMALE DE 385M, BASE DU PRESENT APS

### 3.1.3.6. RESULTATS DU CALCUL D'OPTIMISATION DU DEBIT D'EQUIPEMENT

On étudie ici l'influence d'une augmentation du débit d'équipement sur l'énergie productible ainsi que sur les volumes d'eau déversés par l'aménagement de Bouréya. Les calculs sont effectués avec une RN optimale de 385 m, l'aménagement de Koukoutamba étant présent et régularisant les débits entrant dans la retenue de Bouréya (hypothèse de base formulée à l'issue de l'atelier de Bamako, janvier 2012).

L'augmentation de la puissance installée avec un débit équipé allant de 200 à 500 m<sup>3</sup>/s se traduit par une croissance de l'énergie produite d'environ 12%.

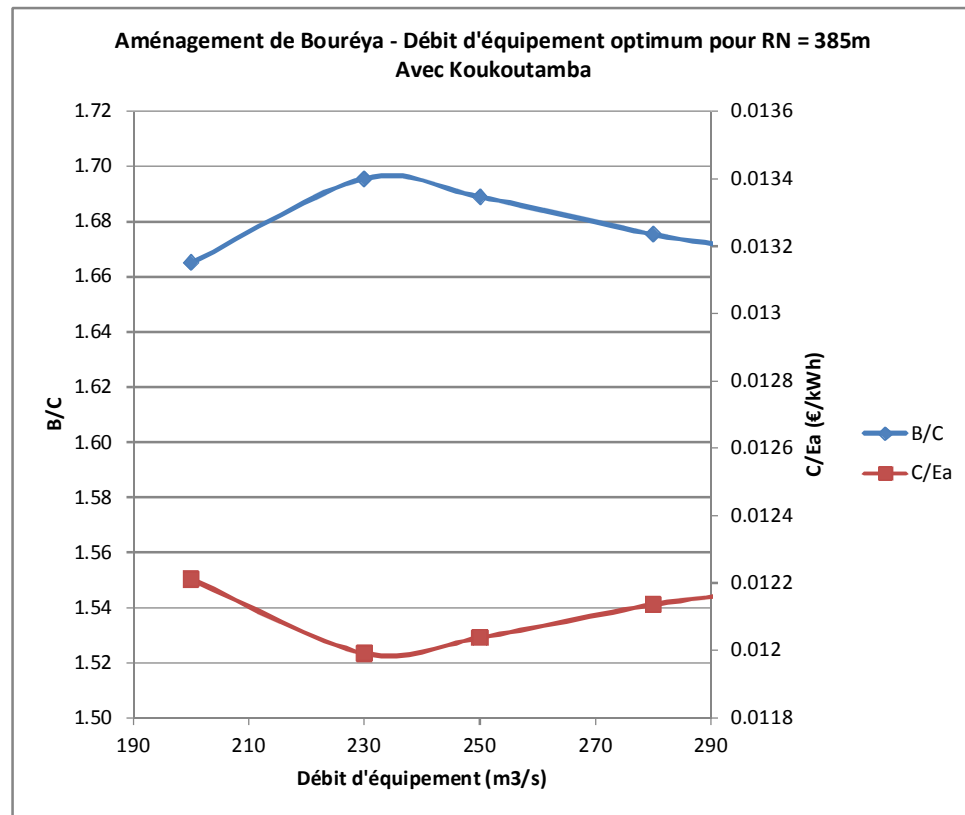
**Tabl. 30 - Production moyenne annuelle en fonction du débit d'équipement**

Q équipé	200	230	250	280	300	350	400	410	450	500
Production moyenne annuelle (GWh)	703.7	733.2	745.8	759.6	765.9	779.3	787.5	789.0	793.7	794.1
Augmentation de production moyenne annuelle (%)	-4.0%		1.7%	3.6%	4.5%	6.3%	7.4%	7.6%	8.3%	8.3%
Volume deversé moyen annuel (*10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	420.9	230.6	162.5	90.7	63.2	44.7	28.7	26.1	16.5	6.3

Il est également intéressant de regarder les temps de fonctionnement moyen annuel. A partir de 300 m<sup>3</sup>/s de débit équipé, le temps de fonctionnement annuel est inférieur à 50%, et il sera plus difficile de rentabiliser.

**Tabl. 31 - Temps de fonctionnement annuel en fonction du débit d'équipement**

Q équipé (m <sup>3</sup> /s)	200	230	250	280	300	350	400	410	450	500
Temps de fonctionnement annuel	85%	77%	72%	65%	62%	47%	47%	46%	43%	38%



**Fig. 38. Détermination du débit d'équipement optimum suivant le critère de rentabilité et cout de l'énergie**

Ainsi, les éléments ci-dessus conduisent à recommander de retenir, pour l'aménagement de Bouréya :

UN DEBIT D'EQUIPEMENT DE 230 m³/s, BASE DU PRESENT APS

### 3.1.3.7. INFLUENCE DE L'AMENAGEMENT DE BOUREYA SUR LA PRODUCTION DE L'AMENAGEMENT DE MANANTALI

Le présent chapitre a pour but de quantifier l'influence de l'aménagement de Bouréya sur la production de l'aménagement de Manantali (on notera que ces résultats sont produits dans le cas où Koukoutamba n'a pas été construit. Pour l'aménagement de Koukoutamba construit en premier, la régularisation des débits n'en sera que meilleure et donc l'augmentation de production sera également meilleure).

Pour cela, on calcule l'énergie productible par l'aménagement de Manantali sans aménagement à l'amont, puis avec l'aménagement de Bouréya, pour différentes valeurs de RN.

Les données utilisées pour la modélisation de l'aménagement de Manantali proviennent du rapport IRD, Novembre 2001, « Programme d'optimisation de la gestion des réservoirs, Phase III, Manuel de gestion du barrage de Manantali, Version finale ».

Les principales hypothèses sont récapitulées dans le rapport d'Etudes sectorielles – Volume 3 : Régularisation des débits et dimensionnement de la retenue – Juillet 2011 – Sogreah (Artelia).

Elles conduisent aux résultats détaillés dans les tableaux ci-après. On retiendra que ces résultats sont à considérer uniquement à titre relatif, pour simple comparaison entre l'aménagement de Manantali seul, puis impacté par l'aménagement de Bouréya. En effet, le mode de gestion actuel de l'aménagement de Manantali s'effectue au pas de temps journalier et peut évoluer en cours d'année, selon un mode de gestion prévisionnel, alors que les seules données disponibles pour la présente étude sont au pas de temps mensuel.

Il est ainsi uniquement vérifié à ce stade que la construction de l'aménagement de Bouréya n'impacte pas négativement les différentes demandes en eau à Manantali.

On calcule ainsi l'énergie productible par l'aménagement de Manantali avec et sans Bouréya et on obtient les résultats suivants :

**Tabl. 32 - Manantali – productible avant et après construction de Bouréya**

RN Boureya (m)	0	375	378	381	383	385	387	390
Production Manantali (GWh)	960	978	979	996	1003	999	1004	1009
Augmentation de production (%)	0	1,8%	1,9%	3,7%	4,4%	4,1%	4,6%	5,0%

La présence de l'aménagement de Bouréya permet ainsi d'augmenter le productible de Manantali d'une valeur comprise entre 1,8% (RN = 375 m) et 5% (RN = 390m). De plus, on constate que pour des RN variant entre 381 et 390 la production varie peu (996 à 1009 GWh).

Pour la valeur de RN retenue pour le présent APS (RN = 385 m), on obtient une augmentation de production d'environ 4,1% (40 GWh supplémentaires)

L'étude met ainsi en évidence une régularisation plus importante des eaux du Bafing par l'effet conjoint des deux aménagements de Bouréya et Manantali, avec notamment un débit entrant plus important à Manantali en saison sèche et une légère augmentation (environ 2 à 5 % suivant le scénario d'aménagement retenu pour Bouréya) de la production annuelle moyenne d'énergie à Manantali du fait de cette meilleure régularisation du Bafing.

## **3.2. CONCEPTION DES OUVRAGES PRINCIPAUX – ETUDE DES VARIANTES**

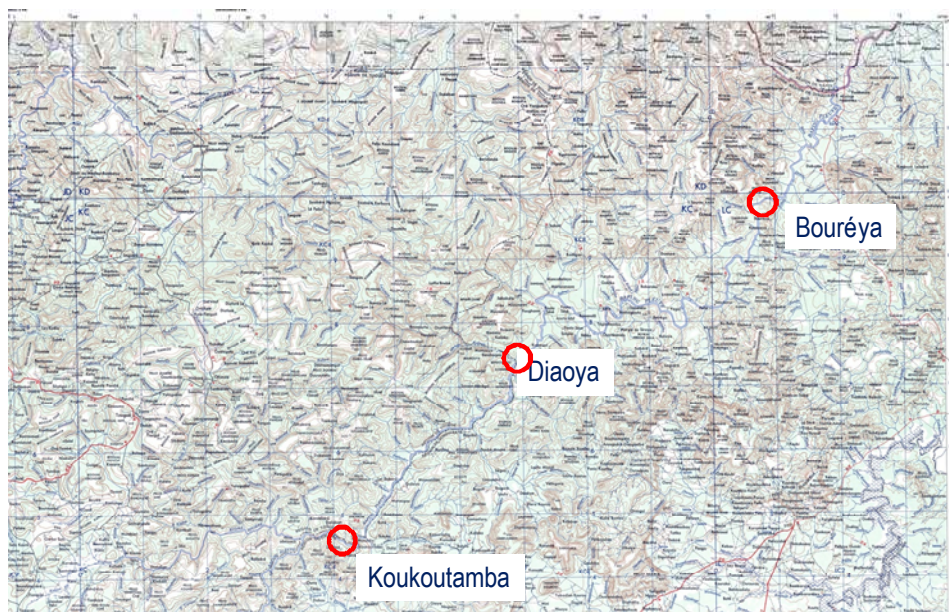
### **3.2.1. Variantes d'implantation**

#### 3.2.1.1. IMPLANTATION GENERALE

Le site de l'aménagement identifié lors des études antérieures se situe sur le territoire de la sous-préfecture de Diatiféré, dans les environs du village de Bouréya, au droit de la traversée par le Bafing du chaînon collinaire du Fello Bouréya.

On rappelle que lors des études antérieures, l'aménagement faisait partie d'un certain nombre d'aménagement identifiés dans cette partie du Bafing supérieur, dont – d'amont en aval – Koukoutamba, Diaoya et enfin Bouréya. Ces aménagements sont situés sur la carte au 1/200000<sup>ème</sup> ci-dessous :





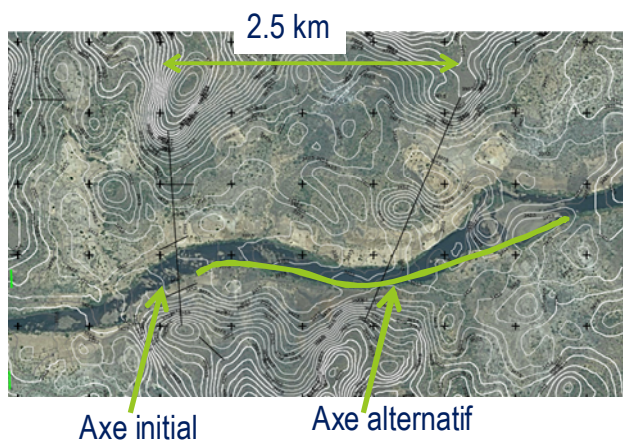
**Fig. 39. Implantation générale des sites identifiés lors des études antérieures**

L'exploitation des données topographiques recueillies pour la présente étude n'a pas permis d'identifier d'autre implantation favorable sur le linéaire de Bafing compris entre Diaoya et Bouréya (pas de resserrement géomorphologique favorable à l'implantation d'un barrage, pas d'équivalent topographique permettant la création d'une retenue équivalente).

**L'implantation générale identifiée lors des études précédentes se trouve par conséquent confirmée par la présente étude.**

### 3.2.1.2. IMPLANTATION LOCALE

L'analyse des éléments topographiques sommaires récoltés avant la visite de démarrage de la présente étude avait permis d'envisager un deuxième axe potentiel situé plus en aval que l'axe retenu lors des études antérieures.



**Fig. 40. Axes d'implantation potentielle à l'échelle locale**

Une analyse des profils en travers des deux sites, comparés sur la topographie obtenue par interprétation des images satellitaires stéréoscopiques (Spot image) de la zone a mis en évidence pour le site aval :

- Un besoin de remblai en enrochement supérieur de 50% par rapport au site amont (site retenu lors des études antérieures),
- Un besoin en béton pour les structures de l'évacuateur de crue et des prises d'eau supérieur de 10% par rapport au site amont.

Cependant, et comme des chutes d'une hauteur de l'ordre de 5 à 10m avaient été pressenties à proximité de ce site aval, il avait été envisagé la possibilité d'accroître la production d'énergie par l'exploitation de cette chute supplémentaire.

Cependant, compte tenu des éléments de coûts des études antérieures (éléments utilisés pour simple comparaison), et même en prenant en compte une hypothèse optimiste d'une chute de 6m, l'augmentation de production ne serait que de 10% et ne permettrait pas de couvrir les frais supplémentaires de construction sur le site aval (voir volumes supplémentaires cités ci-dessus).

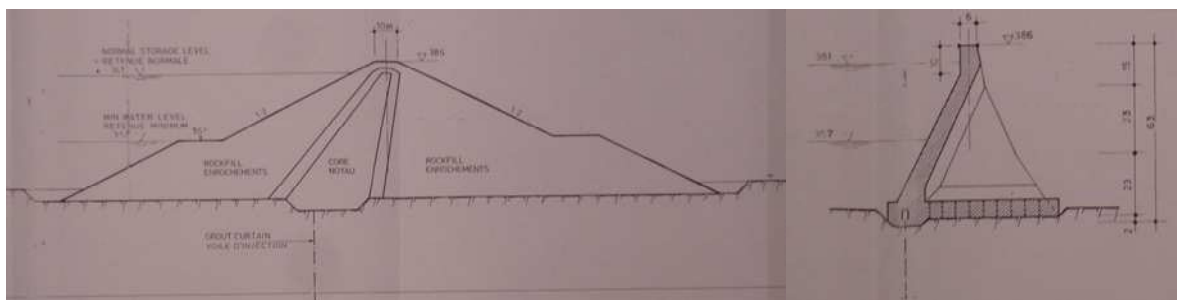
Cette variante d'implantation sur le site aval a donc été écartée, et ce d'autant plus que la chute réelle, connue suite aux levés topographiques de terrain, ne s'est avérée être que très faible (de l'ordre de 1.20m à l'étiage et très probablement moins de 20cm en crue).

**L'implantation de l'axe du barrage sur le site amont a donc été maintenue et sert de base à l'actuelle étude.** Les ajustements d'implantation fine de l'axe (orientation, courbure, etc.) et de disposition des ouvrages constituant le barrage ont cependant été étudiés. Le détail de ces ajustements et dispositions est présenté dans les paragraphes suivants.

### 3.2.2. Variantes de matériaux de construction

#### 3.2.2.1. RAPPEL DES AMENAGEMENTS DEFINIS PAR LES ETUDES ANTERIEURES

Les études antérieures réalisées sur l'aménagement avaient conclu à l'implantation d'un barrage en enrochement à noyau sur la partie rive gauche et d'un barrage en béton à contreforts incluant les ouvrages de prise d'eau et d'évacuation des crues sur la rive droite du Bafing. Les coupes types suivantes présentent les dispositions retenues pour ces parties d'ouvrage :



**Fig. 41. Coupes types des ouvrages définis par les études antérieures**

#### 3.2.2.2. VARIANTE BARRAGE EN BETON

Si on exclut les ouvrages de prise d'eau, d'évacuation des crues, ainsi que l'usine, ouvrages nécessairement en béton afin de pouvoir procurer suffisamment de résistance aux efforts, d'étanchéité et de facilité d'insertion des équipements hydromécaniques, la possibilité de mettre en œuvre un barrage en béton sur l'ensemble du linéaire de l'axe a été étudiée.

En effet, cette disposition permet, dans bien des cas où la gestion des crues de chantier peut s'avérer problématique du fait de l'ampleur de ces crues ou des faibles possibilités de dévier les eaux pendant la construction, de réaliser un ouvrage sûr à moindre coût, ceci étant bien entendu conditionné par une fondation rocheuse ne nécessitant pas de profondes excavations des terrains meubles de surface.

Cependant, dans le cas du site de Bouréya, la largeur du lit majeur ne laisse pas craindre de difficultés insurmontables de dérivation des eaux de crues pendant le chantier de construction.

Si cet argument ne peut donc être avancé pour favoriser la sélection d'une variante barrage en béton, de nombreux inconvénients s'opposent cependant à cette alternative. Parmi ces inconvénients, il en existe deux majeurs qui se distinguent :

- Les difficultés d'accès et l'éloignement du site (point traité précédemment dans le présent rapport),
- La nature des terrains (fondation rocheuse surmontée par de fortes épaisseurs de matériaux meubles) de la rive gauche qui ne permet pas d'envisager à moindre coût l'implantation de structures rigides telles qu'un barrage en béton.

Ainsi, l'implantation d'un barrage en béton au site de Bouréya peut être exclue et la problématique des accès conduira même à vouloir minimiser les quantités de ciment et donc les volumes de béton de structure à construire pour les limiter aux ouvrages où ce matériau est réellement nécessaire (usine, évacuateur de crues, prises d'eau). Le recours à des bétons faiblement à très faiblement dosés en ciment (comme le permet par exemple la technique du Béton Compacté au Rouleau, ou BCR) sera également recherché lorsque possible.

### 3.2.2.3. VARIANTE BARRAGE EN REMBLAI

#### 3.2.2.3.1. Remblai homogène

Les investigations de terrain réalisées pour la présente étude ont mis en évidence l'existence d'un déficit en matériaux argileux de qualité. Ceci ne permet donc pas d'envisager la création d'un barrage homogène avec ce seul type de matériau. Cette variante peut également être écartée du fait de la taille requise pour le barrage (H=60m), ce type de remblai homogène étant réservé à des ouvrages de taille plus modeste.

A noter également que la mise en place d'un tel volume de matériau sensible à l'eau serait difficile compte tenu du régime pluviométrique de la région du projet, avec probablement plusieurs mois d'interruption de montée des remblais pendant l'hivernage. Ces périodes d'interruption viendraient se cumuler avec des cadences de construction faibles nécessaires à la dissipation des pressions interstitielles générées par le compactage de tels matériaux et dont l'excès est néfaste à la bonne stabilité des ouvrages.

Compte tenu de l'ensemble de ces considérations, la construction d'un barrage en remblai homogène est exclue sur le site de Bouréya.

#### 3.2.2.3.2. Barrage en enrochement

Compte tenu de la présence au droit du site de formations rocheuses en quantité et qualité suffisantes, le parti pris de réaliser un barrage remblai en enrochement peut être confirmé.

Se pose alors la problématique de l'étanchéité d'un tel remblai, cette étanchéité pouvant être réalisée de différentes manières :

- Etanchéité externe, appuyée sur la recharge amont du barrage, avec mise en place :
  - Soit d'un masque étanche en béton,
  - Soit d'un masque étanche en béton bitumineux,
  - Soit d'une membrane synthétique,

- Etanchéité interne, insérée dans le corps du barrage, avec mise en place :
  - Soit d'une paroi interne (béton bitumineux, béton plastique, palplanches)
  - Soit d'un noyau en remblai argileux.

Compte-tenu des conditions climatiques prévalant au site du barrage et notamment des fortes températures rencontrées pendant plusieurs mois de l'année, la mise en place d'un matériau bitumineux ou membrane synthétique sans protection est exclue, ces matériaux étant trop sensibles à ce facteur et ne présentant pas de durabilité suffisante dans ce cas. La mise en place d'une protection venant pas ailleurs renchérit l'emploi de ces matériaux déjà onéreux, ces solutions ont été écartées pour l'aménagement de Bouréya.

Ces matériaux étant des matériaux d'apport (et d'importation) et les conditions d'accès au site étant problématiques, le choix de les écarter peut donc être confirmé.

Cette problématique des accès et les conclusions développées de l'étude des variantes de barrage en béton visant à limiter les volumes de ces matériaux au strict nécessaire, conduit donc à privilégier les matériaux du site et donc la mise en place d'un noyau argileux dans le corps de l'ouvrage (à noter également que la mise en place d'une paroi interne dans un corps de remblai en enrochement est problématique et nécessite un zonage de ce remblai avec sélection de matériaux plus fins dans la partie centrale afin de permettre l'insertion de la paroi d'étanchéité : benne preneuse réalisant la tranchée dans laquelle est déversé le béton, béton bitumineux ou béton plastique, fonçage et battage des palplanches dans le cas d'utilisation d'un tel dispositif).

Après l'élimination des différentes variantes d'étanchéité envisageables sur les considérations précédentes, ne reste plus que la possibilité d'étanchéité par mise en place d'un remblai étanche dans le corps du barrage. Cette possibilité est confirmée par la présence sur le site et à proximité de matériaux adéquats en qualité et quantité suffisante.

En conclusion de cette étude de variantes de matériaux de construction, et pour le présent APS, on retiendra la confirmation du barrage en enrochement à noyaux argileux et la nécessiter de minimiser les volumes de béton à mettre en place.

### **3.2.3. Variantes des ouvrages**

#### **3.2.3.1. EVACUATEUR DE CRUES**

Compte tenu des valeurs de débit à évacuer (7260 m<sup>3</sup>/s pour la crue décennale), de la hauteur de chute (plus de 50m), des temps spécifiques de crue relativement longs et de la nécessité de limiter au maximum les ouvrages en béton, l'évacuation des crues au site de Bouréya est un des points fondamentaux de l'étude.

Outre la solution en tunnel immédiatement rejetée pour des questions de taille d'ouvrage et de configuration du site ne s'y prêtant pas, les solutions envisagées pour l'évacuation de crues sont les suivantes :

- alternative n°1 : évacuateur en col,
- alternative n°2 : seuil libre déversant,
- alternative n°3 : surface libre + saut de ski,
- alternative n°4 : surface libre + bassin,
- alternative n°5 : roller bucket,
- alternative n°6 : pertuis de fond sans bassin,
- alternative n°7 : pertuis de fond avec bassin normal,
- alternative n°8 : pertuis de fond avec amorce de bassin, noyé ou non.

#### 3.2.3.1.1. Evacuateur de surface sur le col de rive droite

Topographiquement, l'axe du barrage présente une singularité en rive droite, où une légère dépression crée un col dans lequel le concepteur pourrait être tenté d'installer l'évacuateur de crues.

Cette solution correspondrait à l'**alternative n°1** (nommée VARIANTE 1 dans les plans du cahier de plan).

Cet évacuateur prendrait la forme d'un seuil vanné (longueur de seuil libre définie pour l'alternative n°2 ci-dessous exclue du fait de l'espace disponible sur le col, et ce même en cas de mise en place d'un seuil labyrinthe) poursuivi par un coursier convergent se terminant par une cuillère (après 50 m de chute). Le jet plongerait alors dans une fosse de dissipation non revêtue restant à excaver (pré-excavation pour au moins la crue d'une période de retour supérieure à la crue 1/500 + excavation d'un chenal jusqu'à la rivière).

Cette solution présente des risques importants de création d'une barre en aval (dépôt plus en aval des matériaux excavés par l'érosion en cas de très forte crue, créant une surélévation du niveau aval noyant en partie l'usine).

Par ailleurs, la mise en œuvre d'une telle alternative conduirait à ne pas utiliser les pertuis pourtant conséquents de la dérivation provisoire en phase d'exploitation, ce qui est relativement dommageable compte tenu pour un projet de la nécessité de minimiser les coûts en réutilisant au maximum les ouvrages provisoires en phase définitive.

Enfin, compte tenu de la nécessité de revêtir l'ensemble du coursier par du béton (vitesses d'écoulement trop élevées pour permettre de couler au rocher), cette alternative resterait plus onéreuse que les autres développées ci-dessous.

#### 3.2.3.1.2. Evacuateur de surface en vallée

##### A. Seuil libre

Cette solution correspond à l'**alternative n°2**.

Pour évacuer le débit de la crue décennale sous une cote raisonnable (surélévation du plan d'eau de la retenue de quelques mètres), une longueur de déversement de l'ordre de 700m serait nécessaire, ce qui conduirait à construire un barrage en béton sur plus de la moitié de la largeur de la vallée (à noter que la mise en place d'un seuil labyrinthe, permettant de réduire significativement la longueur de l'ouvrage béton, n'est pas non plus satisfaisante car conduit à une longueur double de celle requise pour la solution retenue détaillée ci-dessous). Comme indiqué ci-dessus, cette disposition n'est pas envisageable du fait des difficultés d'implantation d'un ouvrage rigide sur une bonne partie de la fondation du barrage et de la quantité de béton qu'il conviendrait de mettre en œuvre pour sa réalisation.

A noter également que si une telle solution était retenue, il conviendrait de mettre en place un bassin ou une fosse de dissipation de taille conséquente (même largeur que l'évacuateur, éventuellement revêtu, venant augmenter encore le volume de béton nécessaire), sachant que la dissipation sur des marches disposées dans le coursier ne serait pas efficace pour cette hauteur de chute et ce débit spécifique. De plus, il y aurait risque de cavitation sur les marches.

On retiendra enfin que la mise en œuvre d'une telle alternative comporte toujours la contrainte de ne pas réutiliser les pertuis de dérivation provisoire en phase définitive, si ce n'est en les équipant (totalement ou partiellement) d'organes de vidange de fond.

## **B. Seuil vanné**

La mise en place d'un seuil vanné permet d'augmenter la charge sur le seuil (de la hauteur des vannes) et donc de limiter la longueur d'ouvrage nécessaire pour l'évacuateur. Afin de limiter la taille des vannes à des valeurs raisonnables, il conviendrait de disposer d'une largeur d'ouvrage de l'ordre de 100 m.

Dans le cas d'un seuil vanné avec saut de ski (**alternative n°3**, nommée VARIANTE 3 dans les plans du cahier de plan), et pour pouvoir disperser les jets de manière efficace, c'est-à-dire avoir une charge sur la cuiller supérieure ou égale à quatre fois la charge critique, la valeur de 100m pour la largeur de l'évacuateur est un minimum. Pour cette largeur  $B=100m$ , la cuiller serait située quelques mètres au-dessus du niveau maximum aval, ce qui permet d'écartier les risques de mauvais fonctionnement de la cuillère pour toute la gamme des débits à évacuer.

Cette solution nécessiterait la pré-excavation d'une fosse de dissipation pour au moins la crue d'une période de retour de 1000 à 10000 ans. Enfin, il conviendrait de traiter le risque d'érosion en pied du barrage en remblai par la mise en place de murs bajoyers de protection et la protection de l'usine par un mur séparateur. Cette pré-excavation permettrait la limitation des risques de formation d'une barre en aval qui conduirait à des perturbations dans le fonctionnement de l'usine hydroélectrique (relèvement des niveaux en aval).

Cette alternative fait l'objet d'une étude spécifique détaillée en annexe 1 au présent rapport.

Dans le cas d'un seuil vanné avec bassin (**alternative n°4**), là encore une largeur de l'ordre de 100m serait requise pour limiter les débits spécifiques (exprimés en  $m^3/s$  par mètre linéaire d'ouvrage) à des valeurs raisonnables. Cependant, avec une telle largeur, les dimensions de bassin de dissipation seraient très conséquentes (cote fond bassin = +308m, soit environ 18m par rapport au fond de la rivière et longueur du bassin de l'ordre de 180m).

Enfin, la mise en œuvre d'une telle alternative comporte toujours la contrainte de ne pas réutiliser les pertuis de dérivation provisoire en phase définitive, si ce n'est en les équipant (totalement ou partiellement) d'organes de vidange de fond.

Dans le cas d'un seuil vanné avec roller-bucket (coursier noyé par le niveau aval, **alternative n°5**), cette solution présente les mêmes contraintes de dissipations d'énergie que l'alternative n°8 (pertuis de fond avec amorce de bassin noyé) présentée ci-après mais avec plus d'incertitude quant à son bon fonctionnement dans les conditions d'écoulements attendues à Bouréya : stabilité du rouleau problématique, fort risque de cavitation, risque de retour de blocs dans le rouleau, etc.

### **3.2.3.1.3. Evacuateur de fond en vallée**

Les alternatives de ce sous-ensemble permettent de réutiliser, au moins partiellement, les ouvrages de dérivation provisoire pendant la phase définitive d'exploitation.

#### **A. Evacuateur en pertuis de fond sans bassin**

Dans ce cas, la dissipation se fait directement par frottement sur le rocher et seule une légère excavation peut être effectuée.

Cette solution (**alternative n°6**) a déjà été mise en œuvre avec plus ou moins de succès sur d'autres aménagements. On citera notamment les barrages de Jupia au Brésil, Grand Inga (non réalisé) au Congo, Song Loulou au Cameroun, Kashm El Girba et Roseires au Soudan.

A noter que ces exemples présentent tous des chutes inférieures à 40 m et que P.J. Mason (The choice of hydraulic energy dissipator for dam outlet works based on a survey of prototype usage, Proceeding Instn Civ. Engrs, part I, 1982, 72, May, 209-219), dans son examen statistique des évacuateurs conclut que la plupart des évacuateurs de ce type (rock basins) ont eu des dégâts pour des chutes au-delà de 40m.

Ainsi, et bien que le rocher de fondation soit relativement bon (caractéristiques de fracturation et d'altération des joints permettant de définir un indice d'érosion Kh compris entre 210 et 2600 en fonction des données retenues - RQD variant de 7 à 92 pour le rocher sain rencontré aux profondeurs d'excavation du bassin), la limitation de la longueur des ouvrages à une centaine de mètres conduit à des débits spécifiques élevés (73 m<sup>3</sup>/s/ml) conduisant à des énergie de dissipation excédant les limites habituelles pour ce type de rocher (approche de type Annandale, 2006).

Par conséquent, cette alternative n'a pas été retenue.

## **B. Evacuateur en pertuis de fond avec bassin**

Afin de palier au problème d'érosion mis en évidence ci-dessus, on peut envisager la mise en place d'un bassin de dissipation revêtu en béton et dont les dimensions sont celles définies par les règles habituelles de calculs de ce type d'ouvrage. Il s'agit de l'**alternative n°7** (nommé VARIANTE 2 dans les plans du cahier de plan).

Dans ce cas, on obtient, avec les règles de conception classiques pour ce type de bassin de dissipation :

**Tabl. 33 - Tableau de conception des bassins de dissipation de l'alternative n°7**

<i>B</i> (m)	<i>Q</i> (m <sup>3</sup> /s/ml)	<i>ZFOND</i> (m)	<i>H (PROFONDEUR)</i> (m)	<i>L*</i> (m)
40 <sup>(1)</sup>	182 <sup>(2)</sup>	294	35	270 (100+170)
100	73	311	18	180 (80+100)
200	37 <sup>(3)</sup>	319	10	150 (80+70)

\* Longueur totale du bassin incluant la longueur de la chute et celle du bassin

<sup>(1)</sup> B=40m : largeur hydraulique approximative des pertuis de fond nécessaires en dérivation provisoire permettant leur réutilisation

<sup>(2)</sup> q=182 m<sup>3</sup>/s/ml, proche des records mondiaux (Kashm El Girba au Soudan : 150m<sup>3</sup>/s/m dans les pertuis)

<sup>(3)</sup> q=37m<sup>3</sup>/s/ml, valeur proche de Manantali où q=39m<sup>3</sup>/s/ml ; H=10m sous le fond de la rivière et L=100m

Une solution avec un évacuateur de 40m de large conduirait à des travaux difficilement envisageables pour des raisons de faisabilité technique (excavation de l'ordre de 600 000m<sup>3</sup> plus de 35m sous le niveau du fond du Bafing). Le coût d'une telle solution serait alors prohibitif.

Inversement, une solution avec un évacuateur de 200m de large conduirait à des volumes de béton à mettre en œuvre pour la partie barrage trop importants et imposerait de fonder cette partie en béton sur une fondation ne le permettant pas (fondation compressible en rive gauche du Bafing).

La solution se trouverait alors dans une largeur intermédiaire, les 100m présentés ci-dessus étant probablement proches de la solution optimum.

## **C. Evacuateur en pertuis de fond avec bassin court**

Afin de limiter au maximum les volumes de béton à mettre en œuvre dans le bassin, une solution pourrait consister à ne revêtir qu'une partie du bassin de dissipation et à laisser l'autre partie plus aval au rocher, sous réserve de la résistance de ce dernier à l'érosion.

Un des problèmes principaux dans ce cas est donc le risque d'érosion en pied de barrage et la formation d'une barre noyant en partie l'usine hydroélectrique (on doit noter que la roche résiste aux crues ordinaires, cependant la puissance érosive à dissiper sous Q10000 est environ 40 fois plus élevée que la puissance de la Q50 sur son lit naturel).

Dans ce cas, au moins deux analyses ou calculs sont nécessaires :

- Analyse de la qualité du rocher vis-à-vis des érosions (type Annandale ou USBR),
- Etude sur modèle réduit de l'évacuation des crues en aval du barrage pour les forts débits.

Cette solution a fait l'objet d'une étude spécifique détaillée en annexe 1 au présent rapport. La solution étudiée comprend un bassin de 120m de long revêtu sur 70m, les 50m non revêtus servant à la fin de dissipation à vitesse réduite permettant d'éviter ou de limiter la formation d'une barre en aval pour les très fortes crues.

#### 3.2.3.1.4. Conclusions sur le choix de l'évacuateur de crues

Le chiffrage de l'alternative n°7 (VARIANTE 2 – Evacuateur de fond+bassin), basé sur les plans de variante présentés dans le dossier de plans relatif au présent APS (plans APS0022 et APS0023), montre un surcoût de l'ordre de 67% pour cette solution par rapport à l'alternative n°3 (VARIANTE 3 – Seuil vanné de surface, plans APS0024 et APS0025 du cahier de plans). On retiendra également que l'alternative n°1 (VARIANTE 1 - Evacuateur de col, plans APS0020 et APS0021 du cahier de plans) présente un surcoût de l'ordre de 30% par rapport à cette alternative n°3.

Par conséquent, à l'issue de cette étude de variantes d'évacuateur de crues, la solution recommandée et retenue pour le présent Avant-Projet Sommaire est :

La VARIANTE 3 (Seuil vanné, saut de ski, fosse pré-excavée pour réception du jet).
--

#### 3.2.3.2. USINE

##### 3.2.3.2.1. Implantation générale

Avant toute autre considération, l'accès principal à l'aménagement se faisant par la rive droite, l'usine sera préférentiellement située de ce côté du Bafing. Cette disposition est confirmée par la nature des terrains de la rive droite, ces derniers étant mieux à même d'accueillir et d'assoir les ouvrages de prises d'eau ainsi que l'usine.

La mission de démarrage de la présente étude avait permis d'identifier la présence de potentielles chutes d'une hauteur de l'ordre de 5 à 10m à proximité immédiate du site initialement retenu et l'éventualité d'en récupérer une partie par excavation d'un chenal de fuite en rivière.

Comme indiqué précédemment, les investigations topographiques de terrain, d'une précision suffisante pour caractériser et quantifier la hauteur de chute ont permis d'écarter cette hypothèse dans la mesure où la chute réelle ne s'est avérée être que de l'ordre de 1.20m à l'étiage et très probablement moins de 20cm en crue.

Par conséquent, l'excavation d'un chenal de restitution long de un à deux kilomètres en aval de l'usine pour récupérer de la chute a été abandonné.

L'usine sera donc située en pied immédiat du barrage et le chenal de restitution au Bafing sera excavé au plus court afin de limiter les coûts.

##### 3.2.3.2.2. Equipement et dimensionnement

Le dimensionnement en termes de débit d'équipement a été effectué suivant les principes présentés précédemment lors de l'étude de dimensionnement de la retenue et de définition du débit d'équipement.



Concernant le type de machine, la chute nominale permet l'installation de turbines Francis ou Kaplan. Cependant, compte tenu de la plage de variation de la chute brute et des débits, et du fait que les turbines Kaplan soient plus onéreuses que les turbines Francis, le choix s'oriente vers des turbines de type Francis pour la centrale de Bouréya.

En ce qui concerne leur nombre, le raisonnement suivant peut être tenu :

- 1 groupe installé conduirait à une taille de groupe incompatible avec les moyens d'accès au site et la puissance délivrée par ce seul groupe viendrait déstabiliser le réseau d'évacuation de l'énergie lors du couplage ou de l'arrêt de la centrale ;
- 2 groupes installés ne procureraient pas assez de souplesse lors des maintenances d'une des deux machines (arrêt de 50% de la production en cas de maintenance d'un groupe) ;
- 3 groupes installés présenteraient l'avantage d'une puissance unitaire de l'ordre de 38MW, puissance unitaire similaire à celle prévue sur nombre d'aménagements dans la sous-région. Cependant, la maintenance d'un des groupes ferait dans ce cas perdre un tiers de la puissance installée, ce qui reste conséquent ;
- 4 groupes installés présentent alors plus de souplesse lors des maintenances, viennent limiter encore les charges routières et restent d'un impact modéré sur l'emprise génie civil et donc le coût associé ;
- Au-delà de 4 groupes, et bien que ceci procure encore plus de souplesse lors des maintenances, le surcoût de génie civil devient prohibitif et l'augmentation d'emprise de la centrale devient trop importante conduisant à décaler les ouvrages béton plus dans le lit du Bafing et donc occasionnant plus de difficulté de dérivation provisoire.

Compte tenu de ce raisonnement, la solution la mieux adaptée à la configuration de l'aménagement de Bouréya et donc retenue pour être développée plus avant dans les chapitres suivants est la solution présentant un nombre de :

4 groupes installés, de 28.5MW chacun (sortie alternateur)
--

### 3.2.3.3. LIGNES D'INTERCONNEXION

#### 3.2.3.3.1. Hypothèses générales

L'objet de du présent chapitre est d'étudier les alternatives envisageables pour la connexion de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya au Réseau Interconnecté de l'OMVS, et de proposer la solution qui semblerait la plus adaptée.

Lors de l'Atelier de Bamako (janvier 2012), l'OMVS a précisé que l'aménagement de Koukoutamba est prioritaire par rapport à celui de Bouréya ; Koukoutamba sera donc réalisé plus tôt que Bouréya et la présente étude se base sur cette hypothèse, le rapport de Faisabilité – APS de l'aménagement de Koukoutamba ayant pu être remis pour ce besoin.

Pour évacuer l'énergie produite à Koukoutamba, ce rapport de Faisabilité – APS prévoit deux lignes 225 kV simple terre, une ligne jusqu'au réseau OMVS à Manantali, et l'autre jusqu'au futur réseau OMVG à Labé. L'aménagement de Koukoutamba comprend donc une partie (Koukoutamba – Manantali) de la ligne Linsan – Manantali prévue dans le Plan Directeur du WAPP (décrit ci-après) pour interconnecter les aménagements de Koukoutamba et de Bouréya.

Par ailleurs, le Plan Directeur du Réseau Interconnecté du WAPP de 2011 (rapport disponible sur Internet au lien <http://www.ecowapp.org/>) indique qu'une ligne d'interconnexion 225 kV double terre entre Linsan et Manantali est à l'étude. Cette ligne serait la seconde phase de l'interconnexion OMVS-OMVG et permettrait interconnecter les barrages en projets sur le territoire

guinéen : Bouréya, Balassa et Koukoutamba. Cette ligne prévoit un passage sur Bouréya, mais la position géographique des aménagements n'est pas correcte, notamment pour Bouréya. Dans le rapport de ce Plan Directeur, la mise en service prévisionnelle du 1er terme de cette ligne est prévue vers 2017-2019 et la mise en service prévisionnelle du 2nd terme est prévue vers 2019-2021.

Ainsi, on note entre l'APS de Koukoutamba et le Plan Directeur du WAPP, les divergences suivantes :

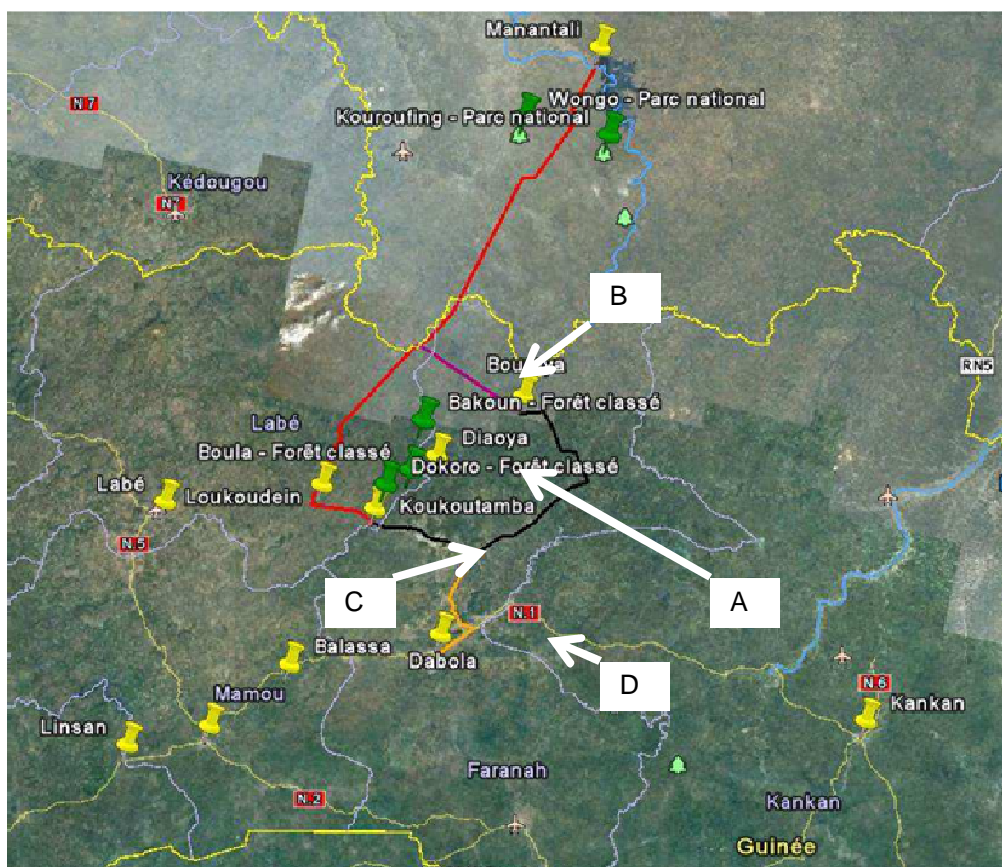
- La ligne prévue par l'APS de Koukoutamba est une ligne simple terme au lieu d'être une ligne double terme pour le WAPP (équipée d'un seul terme en première phase).
- Les simulations réalisées dans l'étude de réseau de l'APS Koukoutamba ne tiennent pas compte des puissances des autres futurs aménagements OMVS sur le territoire guinéen qui devraient être connectés sur cette ligne : Bouréya, Badoumbé et Balassa.
- Le raccordement des futurs aménagements OMVS sur le territoire guinéen mentionnés ci-dessus, notamment Bouréya, ne font pas partie des critères de sélection du tracé de la ligne de l'APS Koukoutamba.

#### 3.2.3.3.2. Critères de base

Les critères de base utilisés pour l'étude des alternatives sont listés ci-dessous :

- L'aménagement de Koukoutamba est prioritaire sur l'aménagement de Bouréya, et il sera donc construit avant.
- Les caractéristiques de la ligne d'interconnexion de l'aménagement de Bouréya au réseau de l'OMVS seront identiques aux caractéristiques de la ligne de l'aménagement de Manantali, c'est-à-dire une ligne 225 kV simple terme. Ce sont également les caractéristiques des lignes prévues pour l'interconnexion de l'aménagement de Koukoutamba.
- Les caractéristiques de la ligne Koukoutamba – Manantali permettent le transit de la puissance supplémentaire qui sera générée par Bouréya.
- Pour homogénéiser les lignes et réduire le type des pièces de rechange, les conducteurs et les câbles de garde de la ligne seront identiques à ceux de l'aménagement de Koukoutamba, soit :
  - Almelec 570 mm<sup>2</sup> pour les conducteurs,
  - Almelec/acier 94 mm<sup>2</sup> (ou Thym 107 ou similaire) pour les câbles de garde.
- Les postes HT seront de type extérieur isolé dans l'air (conventionnel), équipé d'un simple jeu de barres avec possibilité d'évolution en double jeux de barres.
- Les prix utilisés dans l'étude de Koukoutamba semblent corrects ; ils ont donc été repris pour permettre de finaliser un choix dans cette étude comparative entre alternatives.
- Le coût du poste de Bouréya, qui sera identique pour toutes les alternatives, n'a pas été pris en compte dans la comparaison (et ne le sera que pour la variante retenue détaillée plus avant dans ce rapport).

### 3.2.3.3. Liste des alternatives envisageables



**Fig. 42. Alternatives d'interconnexion envisageables**

#### **A. Alternative de raccordement au poste de l'aménagement de Diaoya**

Même si la distance à vol d'oiseau entre Bouréya et Diaoya (aménagement situé en queue de retenue de Bouréya) n'est que de 50 km environ, la distance la plus courte le long de la retenue serait de l'ordre de 70 km, et la longueur d'une ligne longeant les routes serait de l'ordre de 150 km.

Cet aménagement ne fait pas partie des projets OMVS, et les études n'ayant pas encore démarré, il est raisonnable de penser que l'aménagement de Bouréya sera réalisé avant l'aménagement de Diaoya.

Cette alternative n'est donc pas retenue.

#### **B. Alternative de raccordement au plus près sur la ligne Koukoutamba – Manantali**

Cette alternative nécessite la création d'un poste à proximité de la frontière entre la Guinée et le Mali, vers le village de Yorolokouré pour raccorder la ligne venant de Bouréya à la ligne reliant Koukoutamba à Manantali suivant la distance la plus courte possible, en tenant compte des contraintes des voies d'accès existantes et des sites classés.

Le poste comprendrait 4 travées (3 travées ligne et 1 travée transformateur), 1 transformateur 225/30 kV de 20 MVA et le poste 30 kV pour l'alimentation du réseau local.

La longueur de la ligne venant de Bouréya est estimée à 80 km environ, en suivant le tracé violet (tracé B) sur la carte Google Earth présentée ci-dessus. La longueur totale de ligne entre Bouréya et Koukoutamba serait de 220 km environ.

Les avantages de cette alternative sont que la distance de la ligne pour la connexion au réseau interconnecté de l'OMVS est la plus courte, et que des équipements de compensation d'énergie réactive pourraient être installés dans le poste intermédiaire si nécessaire.

Le coût de cette alternative serait de :

- Poste d'interconnexion : \_\_\_\_\_ 5 000 k€
- 80 km de ligne 225 kV : \_\_\_\_\_ 12 800 k€
- TOTAL \_\_\_\_\_ 17 800 k€

### **C. Alternative de raccordement au poste de Koukoutamba**

Cette alternative nécessite une travée supplémentaire au poste de Koukoutamba.

La longueur de la ligne, qui suivrait les voies d'accès existantes et à créer spécifiquement pour l'aménagement de Bouréya, serait de 140 km environ, en suivant le tracé noir sur la carte des alternatives présentées ci-dessus.

L'avantage de cette alternative est que la longueur de la ligne jusqu'à Koukoutamba est bien plus faible que celle de l'alternative au plus près de la ligne Koukoutamba – Manantali, avec une différence de 80 km environ (220 – 140).

Le coût de cette alternative serait de :

- Poste d'interconnexion : \_\_\_\_\_ 1 000 k€
- 140 km de ligne 225 kV : \_\_\_\_\_ 22 400 k€
- TOTAL \_\_\_\_\_ 23 400 k€

### **D. Alternative de raccordement au poste futur de Dabola**

Etant donné la position géographique des différents aménagements et les distances entre ces aménagements, il est préférable de raccorder le poste de Dabola au poste de Koukoutamba, plutôt qu'au poste de Bouréya :

- Distance ligne entre Bouréya et Dabola : \_\_\_\_\_ 145 km environ
- Distance ligne entre Koukoutamba et Dabola : \_\_\_\_\_ 95 km environ

De plus, cette alternative ne permettra pas le raccordement au réseau interconnecté de l'OMVS. Il faudrait alors connecter Dabola à Koukoutamba.

Pour cette raison, cette alternative n'est pas retenue.

On notera cependant que, pour réduire le coût de la future ligne entre Koukoutamba et Dabola, une partie de la ligne entre Bouréya et Koukoutamba pourrait être équipée dès l'origine avec des pylônes double terne si cette alternative était toutefois privilégiée à un stade ultérieur des études.

#### **3.2.3.3.4. Conclusions**

Des deux alternatives envisageables (B et C ci-dessus), il ressort que :

- Le raccordement au plus près de la ligne Koukoutamba – Manantali privilégie l'interconnexion au réseau interconnecté de l'OMVS et coûte 5 600 k€ de moins.

- Le raccordement au poste de Koukoutamba, tout en privilégiant le raccordement au réseau guinéen, permet l'interconnexion au réseau interconnecté de l'OMVS.

Etant donné que les études de réseau du rapport de faisabilité – APS de Koukoutamba ne font pas ressortir de difficulté pour l'exploitation de la ligne Koukoutamba – Manantali, et que, afin de limiter les pertes électriques en ligne lors de l'exploitation du réseau, il sera préférable de consommer l'énergie produite par Bouréya au plus près du lieu de production, le raccordement au poste de Koukoutamba a été retenu pour le présent APS.

Dans la mesure où ce point de raccordement est considéré comme plus coûteux que l'alternative de raccordement au plus près sur la ligne Koukoutamba-Manantali, une marge de manœuvre importante est conservée pour une éventuelle décision modificative ultérieure.

Compte tenu de l'ensemble de ces points (limitation des pertes, marge de manœuvre plus importante et aucune restriction technique) :

Le raccordement au futur poste de Koukoutamba est retenu pour le présent APS
--

### **3.3. AMENAGEMENT RETENU – BARRAGE**

#### **3.3.1. Implantation et disposition générale**

Le barrage de la variante d'aménagement retenue présente une hauteur sur fondation de 64m et une longueur totale développée en crête de 1525m.

L'axe du barrage est orienté principalement Nord-Sud et présente un tracé en ligne brisé, permettant de tirer le meilleur parti de la topographie du site et d'intégrer au mieux les divers éléments composants l'aménagement.

Le barrage est composé d'un bloc béton installé en rive droite immédiate du lit mineur du Bafing et d'une digue en enrochements sur la partie gauche du lit. Le raccordement entre l'ouvrage béton et la partie en remblai est réalisé par l'intermédiaire de plots de transition en béton compacté au rouleau (BCR), ces plots permettant de s'affranchir de la création de murs de soutènement des remblais dont la hauteur et le volume seraient plus importants et viendraient donc alourdir le quantitatif.

Le bloc en béton intègre ainsi, de la rive gauche à la rive droite : un plot de raccordement au barrage en remblai de rive gauche, les ouvrages d'évacuation des crues et de vidange, puis les prises d'eau usinières et enfin un plot de raccordement au terrain naturel.

En rive droite, une digue de col permet la fermeture de la retenue au droit de la dépression constaté à cet endroit.

#### **3.3.2. Dérivation provisoire**

La dérivation provisoire et la construction des ouvrages seront réalisées en trois phases principales. On retiendra que pendant toute la durée des travaux, les deux rives du chantier devront être maintenues accessibles. Pour ce faire, il est envisagé la création d'un pont provisoire sur le Bafing, en aval immédiat de l'aménagement (à proximité de la cité de chantier).

##### **3.3.2.1. PHASE 1**

L'écoulement se fait dans le lit naturel du Bafing, ce dernier étant toutefois forcé vers la rive gauche par :

- l'excavation, au droit du site, de la terrasse basse en matériaux meubles de rive gauche (excavation de l'ordre de 200 000 m<sup>3</sup> de matériaux) permettant un élargissement du lit naturel de l'ordre d'une centaine de mètres vers la rive gauche,
- la création en rive droite d'une digue en remblai (volume de l'ordre de 100 000m<sup>3</sup>, réutilisant au mieux les volumes excavés sur l'autre rive). Afin de contenir les crues potentielles, la crête de ce batardeau sera à la cote 335m.

L'élévation des batardeaux en phase 1 ainsi que la largeur du canal ont été déterminées en fonction des caractéristiques de la crue de période de retour de 50 ans de saison humide qui présente un débit de pointe de 3540 m<sup>3</sup>/s (crue de chantier).

L'ensemble de ces travaux préparatoires permettra la réalisation au sec des travaux suivants :

- terrassement sous les ouvrages béton de rive droite,
- excavation de la fosse de dissipation de l'évacuateur de crues,
- bétonnage de l'ensemble des structures de rive droite (notamment les pertuis de dérivation provisoire) jusqu'à la cote 345m.

A noter que pendant cette phase, les travaux préparatoires de la rive gauche (décapage des emprises et traitement de la fondation, amorce de batardeau amont du barrage en remblai jusqu'à la cote 345m) pourront être effectués sans protection particulière pour le terrain naturel au-dessus de la cote 335m, hors d'atteinte par les eaux d'une éventuelle crue de chantier.

#### 3.3.2.2. PHASE 2

Une fois l'ensemble des travaux de bétonnage des ouvrages de rive droite achevés jusqu'à la cote 345m, l'écoulement du Bafing sera dérivé dans les pertuis de dérivation provisoire.

Cette dérivation du fleuve Bafing sera réalisée après la finalisation du batardeau amont du barrage en remblai, également calé à la cote 345m, et démolition partielle du batardeau de la phase précédente.

La dérivation sera réalisée par les trois pertuis de 17m x 7.5m prévus dans la structure de l'évacuateur avec des seuils à l'élévation 328m.

Le niveau 345m atteint par l'ensemble des structures au début de cette phase permettra d'évacuer, par les pertuis de dérivation provisoire et en toute sécurité, une crue de chantier de 3540 m<sup>3</sup>/s pouvant survenir en période humide (période de retour de 50 ans comme indiqué précédemment).

Lors de cette phase, on procédera au parachèvement des structures et du barrage.

#### 3.3.2.3. PHASE 3

Une fois le barrage complété au niveau requis, les pertuis de fond de l'évacuateur seront modifiés pour atteindre leur configuration définitive. Ainsi, deux seront obturés et le troisième sera équipé en vidange de fond. L'ensemble de ces travaux sera réalisé à l'abri de poutrelles batardeaux mise en place dans les rainures prévues à cet effet à l'extrémité amont des pertuis de dérivation.

### 3.3.3. Barrage en remblai et digue de col

#### 3.3.3.1. DESCRIPTION GENERALE DU BARRAGE EN REMBLAI

La conception du barrage doit prendre en compte la configuration des lieux, la nature des terrains de fondation ainsi que la disponibilité des matériaux pour la construction de l'ouvrage. Ces trois

aspects ont été examinés lors des études de faisabilités dont les conclusions sont rappelées dans les premières pages du présent rapport. On rappellera cependant ici les éléments essentiels à la bonne compréhension du texte.

La fermeture de la vallée principale à la cote 389 fait près de 1 250 m de longueur et s'effectue au moyen d'un barrage en terre en rive gauche rejoignant les structures hydrauliques implantées sur le côté droit de la rivière. Une digue de faible hauteur complète la fermeture du col adjacente en rive droite.

Les caractéristiques principales du barrage sont les suivantes:

- Type Barrage en remblai en enrochement à noyau
- Hauteur maximum au-dessus de la fondation \_\_\_\_\_ 64 m
- Longueur en crête \_\_\_\_\_ 1250 m
- Largeur en crête \_\_\_\_\_ 10m
- Pentes extérieures (sections en remblai) :
  - Amont \_\_\_\_\_ 1.7H/1V
  - Aval \_\_\_\_\_ 1.7H/1V, avec 1 risberme intermédiaire (pente finale 1.9 à 2.1H / 1V)
- Volume des terrassements du barrage :
  - Déblais \_\_\_\_\_ 45 000 m<sup>3</sup>
  - Remblais \_\_\_\_\_ 4 150 000 m<sup>3</sup>
- Digue de col \_\_\_\_\_ Remblais 90 000 m<sup>3</sup>

Un barrage en remblai est adopté en raison des propriétés faibles et variables des terrains de fondation de la rive gauche et également pour prendre avantage de la disponibilité importante des matériaux de construction au voisinage du site.

La conception comprend une coupe-type générale mais avec des modifications locales pour s'adapter au besoin à des conditions de fondation variable (doublement de la largeur de la risberme aval au passage de la faille rive gauche). La coupe-type de base consiste en un noyau central de largeur modérée en argile, protégé à l'aval par un système de filtre et de drain, et puis supporté de part et d'autre par des épaulements en matériaux granulaires, enrochements de carrière. Un perré classique d'enrochement sélectionné protège la pente amont contre l'action des vagues dans la zone de marnage du réservoir. Un matériau de protection (enrochement sélectionné) prévient le ravinement de la face aval. Un batardeau construit avec les mêmes matériaux (noyau d'argile et recharges en enrochement) est intégré à la recharge amont afin de permettre l'avancement des travaux de remblaiement du barrage en toute saison.

Le contrôle des infiltrations dans la fondation de mort-terrain s'effectue par l'entremise d'un parafouille excavé jusqu'au rocher permettant un contact direct du noyau central avec la substratum traité par injections.

La conception des divers éléments du barrage est détaillée dans les sections qui suivent.

### 3.3.3.2. COUPE-TYPE DU BARRAGE EN REMBLAI

#### **A. Largeur en crête**

La largeur minimum en crête a été établie après considération de différents facteurs, tels la hauteur et l'importance de la structure, le nombre de zones de matériaux différents à placer en crête, la difficulté de mise en œuvre ainsi que les exigences minimales pour la circulation et l'entretien. Une largeur minimale de 10 m a été adoptée, suivant en cela la pratique courante pour des conditions similaires. Cette largeur permet d'envisager une utilisation de la crête comme route publique. Cependant, compte tenu du franchissement des ouvrages de prise d'eau et d'évacuation de crues

comportant des équipements hydromécaniques, il est recommandé que cette route de crête ne serve qu'à des fins utilitaires pour l'entretien et l'exploitation de l'aménagement de Bouréya.

## **B. Pentés extérieures**

L'inclinaison des talus amont et aval du barrage découle des propriétés mécaniques des matériaux composant le remblai et la fondation de l'ouvrage.

A l'étape du présent APS, on a adopté une inclinaison égale à 1.7H/1V pour le talus amont et, pour le talus aval, une inclinaison identique avec insertion, à la cote 357, d'une risberme de largeur variable en fonction des conditions de fondation.

Notons que la fondation est décapée pour l'ensemble de l'emprise afin de s'assurer de facteurs de sécurité acceptables avec les pentes choisies.

Les résultats des analyses de stabilité sont présentés en annexe 2 du présent rapport, conjointement avec une discussion des facteurs de sécurité minimaux adoptés.

## **C. Cambrure**

A l'actuel stade d'APS, et comme cela est toujours le cas pour ce niveau d'étude, aucun calcul en contraintes et déformations n'a été mis en œuvre. Cependant, compte tenu de l'expérience et des matériaux en jeu, des tassements de l'ordre d'une quarantaine de centimètres sont attendus à long terme du remblai et de sa fondation. Lors des calculs d'Avant-Projet Détaillés, cette valeur sera définie et permettra de déterminer la cambrure longitudinale nécessaire pour compenser ces tassements, principalement attendus en fondation de la rive gauche. Cette surélévation pourra être mise en place à la faveur d'un léger raidissement des talus extérieurs dans la partie haute de l'ouvrage et ne représente qu'une quantité marginale de matériau. Cette quantité et ces dispositions sont considérées comme incluses au présent stade d'APS sans qu'une définition plus avancée ne soit requise.

## **D. Noyau**

La géométrie du noyau dépend des propriétés physiques et mécaniques (c-à-d perméabilité, compressibilité et résistance au cisaillement) des matériaux fins disponibles dans les zones d'emprunt. Cette information est détaillée dans le rapport géotechnique et est résumée précédemment dans le présent rapport.

Le noyau proposé actuellement fait 4 m à la cote 387.20 (cote des Plus Hautes Eaux) et sa largeur augmente de l'ordre de 0,5 m par mètre de profondeur (c-à-d 50 % de la charge hydraulique) sous la crête, soit avec des fruits amont et aval de 0,25. Cette géométrie est maintenue jusqu'à l'assise de fondation, dans laquelle le noyau pénètre sous forme de clé d'étanchéité d'une profondeur de 5m, recoupant ainsi les terrains plus superficiels, considérés comme plus perméables.

## **E. Filtre et drain**

Ces deux éléments constituent des organes vitaux pour un barrage en remblai.

Le filtre a pour mission d'intercepter les particules fines pouvant se détacher du noyau sous l'action des forces de percolation ou encore par suite d'un écoulement concentré à travers une fissure éventuelle. Ce matériau doit donc respecter des critères granulométriques très stricts, lesquels peuvent être établis en conformité avec la pratique courante en la matière. Les courbes granulométriques requises pour ce matériau sont présentées sur le plan APS0047 du cahier de plans.

Un drain cheminé intercalé entre le filtre et la recharge aval complète le système de protection du noyau en permettant l'évacuation rapide des eaux de percolation. Le matériau pour le drain doit



donc être perméable et lui-même respecter les critères de filtre vis-à-vis la zone de filtre adjacente. Là encore, les courbes granulométriques requises pour ce matériau sont présentées sur le plan APS0047 du cahier de plans.

Le filtre et le drain vertical présentent chacun une largeur minimum de 3 m. L'eau de percolation ainsi interceptée sera évacuée sous la recharge aval au moyen d'un tapis drainant jusqu'au pied du batardeau aval.

Le tapis horizontal utilisera le même matériau que le drain vertical.

A l'amont du noyau, la mise en place d'une transition permet d'éviter la migration de fines de l'intérieur du remblai vers l'extérieur (vers l'amont) pour les cas de vidange et de marnage de la retenue. Cette transition sera réalisée à l'aide du même matériau que celui envisagé pour le filtre placé en aval (règle de filtre respectée)

## **F. Recharges**

Les recharges constituent la fraction la plus importante du remblai et de ce fait, il est primordial que les matériaux qui y sont destinés soient mis en œuvre avec le minimum de restrictions quant à la sélection à la zone d'emprunt, de manière à permettre une productivité élevée.

Il est prévu à cette fin d'utiliser les matériaux rocheux extraits des fouilles des ouvrages béton ainsi que les matériaux exploités dans les carrières identifiées et situées à proximité du barrage.

## **G. Protection des talus**

La protection de la face amont du remblai est requise dans toute la zone de marnage de la retenue, c'est-à-dire de la crête du barrage jusqu'à la cote 356. Cette protection étant également requise pour la face amont du batardeau, dont la crête est calée à la cote 346, l'intégralité de la face amont sera recouverte par cette couche de protection. Le type de protection le mieux approprié aux conditions actuelles consiste en un perré d'enrochement sélectionné, principalement en raison de la disponibilité d'enrochement granitique de bonne qualité sur l'ensemble du site et plus particulièrement dans les zones de carrières envisagées.

Le calcul de la taille des blocs s'effectue sur la base de formules empiriques (formule de Hudson ou équivalent) liant la masse du bloc moyen à la hauteur de la vague de dimensionnement et l'inclinaison de la face à protéger.

Les limites adoptées pour le perré d'enrochement s'établissent comme suit:

- taille maximale: \_\_\_\_\_ 120 cm
- taille moyenne : \_\_\_\_\_ 80 cm
- taille minimale: \_\_\_\_\_ 25 cm

L'épaisseur nominale (normale au revêtement) du perré est prise égale à 1,20 m, soit la taille maximale des blocs.

Le perré repose sur une transition d'enrochements fins (taille maximale 40 cm), de 50cm d'épaisseur nominale.

Pour prévenir le lessivage du matériau granulaire de la recharge aval, une couche d'enrochements du même type que celui décrit précédemment sera mis en place à la surface du talus sur une épaisseur nominale de 50 cm.

### 3.3.3.3. TRAITEMENT DES FONDATIONS

#### **A. Contrôle des infiltrations sous l'assise**

Tel que mentionné précédemment, le contrôle des infiltrations dans le terrain en place sous l'assise du barrage s'effectue par l'intermédiaire d'une clé d'étanchéité descendue jusqu'aux saprolites (facies argileux présentant une faible perméabilité) ou au rocher selon les variations des terrains de fondation.

#### **B. Traitement de surface**

Le traitement de la surface rocheuse sous le barrage vise les objectifs suivants :

- assurer l'étanchéité du contact entre la surface du rocher et la base du noyau ;
- prévenir la migration des particules fines du noyau à travers les joints et fissures du rocher ;
- obtenir un profil rocheux le plus uniforme possible, sans changement abrupt de pente pour assurer un bon contact du remblai contre le rocher.

Une fois le rocher de fondation exposé, le traitement comprendra dans l'ordre:

- l'élimination des surplombs et des parois verticales, lorsque rencontrés ;
- la mise à nu et le nettoyage systématique de la surface de fondation ;
- la correction des défauts de surface (irrégularités, fissures, etc.) par l'application de mortier liquide, béton ou mortier projeté, ou encore de béton de remplissage.

#### **C. Injections**

Les injections sont de deux types et ont des vocations différentes.

En premier lieu viennent les injections dites de contact/consolidation ayant pour objectif d'améliorer la rigidité et l'imperméabilité des couches superficielles du rocher en contact avec le noyau. Il s'agira d'un quadrillage systématique de trous d'injection forés à faible profondeur, soit 8 mètres, et injectés sous basse pression. Le calepinage des forages d'injection comprendra généralement des lignes espacées de 3 m avec des trous en quinconce à tous les 3 m.

Vient ensuite le voile d'étanchéité proprement dit. Compte tenu des résultats des essais Lugeon présentés dans le rapport géotechnique (faibles à très faibles perméabilités), on prévoira un rideau constitué d'une seule ligne d'injection. La profondeur du rideau est fixée à ce stade à la moitié de la charge hydraulique du réservoir, et à une vingtaine de mètres au minimum.

Cette profondeur est toutefois portée à une fois la charge hydraulique dans la zone de la faille rive gauche afin de se prémunir contre d'éventuelles circulations dans cette zone de faiblesse.

Comme indiqué dans le rapport géotechnique, le recours à une méthode évolutive est retenue pour le présent APS, avec forages primaires, secondaires et tertiaires systématiques et recours aux quaternaires en cas de besoin. Une distance entre forages primaires de 12m est considérée, conduisant à un espacement final entre deux forages consécutifs de 3 m (pouvant atteindre 1.5m en cas de recours ponctuel aux quaternaires).

Le voile d'injection se prolongera sous l'ensemble du barrage, y compris sous les ouvrages en béton de la rive droite, ainsi que sous la digue de col en extrême rive droite.

**D. Purges localisées ou généralisées**

Lorsque des matériaux présentant une forte altération seront rencontrés en fond de fouille, leur purge sera décidée au cas par cas en fonction de leur localisation et de leur étendue. Concernant la zone de la faille de rive gauche, la purge de la couche superficielle de saprolites (épaisseur inférieure à 5m) pourra être envisagée de manière plus généralisée. Cette disposition est vérifiée notamment sous la recharge aval pour laquelle la stabilité est conditionnée à cette purge, tel que montré par les calculs de stabilité présentés ci-dessous et détaillés en annexe 2 du présent rapport.

**3.3.3.4. ANALYSES DE STABILITE DES PENTES DU BARRAGE**

Le choix des pentes du remblai a été vérifié au moyen d'analyses de stabilité réalisées suivant les règles internationales en la matière. Le détail de ces calculs est présenté en annexe 2 du présent rapport.

Les sections adoptées pour l'analyse de stabilité correspondent aux sections de plus grande hauteur ainsi que les sections fondées sur les zones de faiblesse de la fondation (faille rive gauche). Ce principe permet d'étudier les sections dimensionnantes pour la stabilité du barrage.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus pour le profil dimensionnant que représente le profil au droit de la faille de rive gauche.

**Tabl. 34 - Résultats des calculs de stabilité- Profil au droit de la faille**

SITUATION	NIVEAU D'EAU AMONT	PIEZOMETRIE	CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	COEFFICIENT DE SECURITE MINIMAL	TALUS CONCERNE	COEFFICIENT DE STABILITE CALCULE
Retenue normale	RN	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,5	Aval	<b>1,5</b>
Crue de projet	PHE	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,2	Aval	<b>1,5</b>
Vidange Rapide	Aucun	Talus amont saturé à RN	Long terme	1,1	Amont	<b>1,6</b>
Séisme	RN	Talus amont saturé à RN	Court terme	1,0	Aval	<b>1,01*</b>
Fin de construction	Aucun	Pressions interstitielles de construction non dissipées dans le noyau (Ru=0,45)	Long terme	1,3	Amont et aval	<b>1,7 (amont) 2,1 (aval)</b>

\* Avec purge des saprolithes superficielles

En conclusion de cette étude, on remarquera que les facteurs obtenus atteignent voire dépassent les valeurs minimales spécifiées.

**3.3.3.5. DIGUE DE COL**

Une digue de col est requise pour assurer la fermeture du réservoir à la cote 389. Cette digue, en rive droite, vient fermer une dépression de la topographie formant un col à l'élévation 378, conduisant à une hauteur de digue de 11m sur terrain naturel.

Elle fait environ 275 m de longueur en crête.

Sa coupe type se résume à un remblai homogène en argile dont les faces sont protégées par :

- Côté amont, et à l'identique du barrage en remblai de rive gauche :

- une couche d'enrochement sélectionné de 1.20m d'épaisseur et de 80cm de diamètre moyen, reposant sur
- une couche de transition également en enrochement sélectionné de 50cm d'épaisseur et de 40cm de diamètre maximum.
- Côté aval, une couche en enrochement sélectionné de 50cm d'épaisseur et de 40cm de diamètre maximum.

Un tapis drainant (enveloppé entre deux couches de filtre) sera mis en place au contact de la fondation sous la recharge aval. Ce tapis s'étendra sur le tiers de la longueur de la base de l'ouvrage afin de capter au mieux les infiltrations à travers le corps de la digue et sa fondation.

### **3.3.4. Evacuateur de crues / Vidanges**

#### 3.3.4.1. GEOLOGIE AU SITE DE L'EVACUATEUR

Comme précédemment indiqué dans le présent rapport, l'évacuateur est localisé en rive droite immédiate du lit mineur du Bafing. Cette disposition permet donc d'assoir l'ouvrage sur le rocher de fondation situé à une épaisseur faible voire nulle sous le terrain naturel. Les coupes de l'évacuateur présentées au cahier de plans du présent APS mettent en évidence ces terrains rocheux de fondation.

#### 3.3.4.2. CRITERES DE CONCEPTION

L'évacuateur de crues a pour fonction d'évacuer tout volume d'eau excédant la capacité du réservoir, compte tenu du débit turbinable par la centrale (cette dernière étant arrêtée pour les plus fortes crues). Les ouvrages d'évacuation sont dimensionnés pour que la crue de projet soit laminée à travers le réservoir avec les consignes suivantes :

- le réservoir est à son niveau maximum normal (385 m) au début de la crue ;
- le débit turbiné est nul pendant toute la durée de la crue ;
- une des passes de l'évacuateur est considérée hors service pour la durée de la crue ;

Il a été vérifié que les ouvrages dimensionnés pour la crue de projet permettaient de passer la crue en maintenant une revanche minimale de 1,8 m.

#### 3.3.4.3. IMPLANTATION

Tel que démontré précédemment dans le présent rapport, la localisation de l'évacuateur près de la rivière en rive droite apparaît comme la solution la plus appropriée. Cette localisation présente, en outre, l'avantage de permettre une dérivation provisoire très économique pendant la construction, grâce au passage des débits dérivés au travers de pertuis de fond ménagés dans la partie basse de l'évacuateur de crues.

Comme la route d'accès au site se trouve en rive droite, l'évacuateur est implanté à gauche de la centrale (vue vers l'aval) pour permettre un accès plus direct à celle-ci au niveau du plancher des alternateurs.

#### 3.3.4.4. DIMENSIONNEMENT OPTIMAL

Comme indiqué précédemment dans l'étude des variantes, le dimensionnement de l'évacuateur et le nombre de passes résultent d'un compromis entre le coût de la structure gravité et le coût de l'excavation et du bétonnage de la fosse de dissipation.

Le dimensionnement retenu est de 8 passes de 9 m de largeur avec un seuil à la cote 371.50m, conduisant à un rapport acceptable hauteur/largeur des vannes de 1.6 (seuil des vannes à la cote 371.12m). La stabilité des plots de l'évacuateur est étudiée suivant les modalités et résultats présentés en annexe 3 au présent rapport.

Le coursier est un profil de type parabolique d'équation classique :

$$Y = X^{1.85} / (2.Hd^{-0.85})$$

Où :

Y : la cote d'un point mesuré à partir de la crête du seuil (m)

X: la distance horizontale mesurée depuis la crête du seuil (m)

Hd : la chute de dimensionnement ( $Q_{10000}$ ) (m)

Le coursier est terminé par une cuillère de 25m de rayon se terminant avec un angle de 25° permettant l'éloignement optimum du jet du pied du barrage afin de se prémunir au maximum des risques d'érosion en période de crues.

#### 3.3.4.5. FOSSE DE DISSIPATION

Comme indiqué dans la note hydraulique en annexe 1 du présent rapport, la dissipation de l'énergie se fera dans une fosse pré-excavée dans le rocher de fondation à la cote 304.50m, valeur intermédiaire entre les cotes d'érosion ultimes dues aux crues de 1000 à 10000 ans de période de retour.

On retiendra que l'ajustement détaillé des dimensions de la fosse aux conditions du site du projet devra être effectué au moment des études d'Avant-projet Détaillé, à partir des résultats d'études sur modèle réduit hydraulique.

La fosse de dissipation a une largeur égale à celle de l'évacuateur, soit 112 m, et une longueur totale de l'ordre de 80 m en fond.

La relation hauteur-débit à l'aval des ouvrages a été déterminée à partir des calculs présentés en annexe 1 du présent rapport, basés sur les quelques jaugeages disponibles ainsi que sur la modélisation de l'écoulement dans le lit du Bafing basée sur les profils topographiques levés pour la présente phase d'étude.

Ces résultats devront être confirmés lors des prochaines études d'Avant-Projet Détaillé suite au levé de profils complémentaires sur un linéaire plus important en aval de l'aménagement et aux essais sur modèle réduit physique à mettre en œuvre pour le projet.

#### 3.3.4.6. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'évacuateur est constitué d'une structure gravité déchargeant dans une fosse de dissipation pré-excavé au rocher, suivi d'un canal de restitution en rivière (Plans APS0050 à APS0054 du cahier de plans du présent APS). La structure est fondée au niveau du rocher sain présumé à l'élévation 322.50m. Les zones d'assise pouvant présenter une certaine altération seront purgées et remplacées par du gros béton.

La structure principale est constituée de quatre plots en Béton Compacté au Rouleau (BCR) d'une longueur de 28m séparés par des joints structurels équipés, au contact de la retenue, de joints waterstop assurant l'étanchéité de la face amont de l'ouvrage.

Les huit passes de 9m de largeur permettent l'accueil des vannes segment réglant le débit évacué. Ces passes sont séparées par des piles en béton structurel de 5m de largeur, prolongées par :

- Des murs bajoyers pour les piles d'extrémité,

- Un mur séparateur pour la pile centrale, cette disposition permettant l'intervention sur une moitié de coursier pour maintenance éventuelle alors que l'autre moitié du coursier resterait active pour l'évacuation de crues courantes.

L'ensemble de ces murs en béton armé (bajoyers et de séparation) est poursuivi jusqu'au bas du coursier, à l'extrémité de la cuillère. Leur calage altimétrique est basé sur la ligne d'écoulement en Plus Hautes Eaux plus une revanche de 2m permettant de contenir les crêtes se formant à la surface du flux.

Le seuil de crête, le coursier et la cuillère sont également en béton armé afin de résister aux efforts de l'écoulement.

Les plots de l'évacuateur sont équipés, en partie basse et pour les trois les plus en rive gauche (à proximité du tracé naturel du fleuve), de pertuis de fond de H7.5 m x L17 m servant pour la dérivation provisoire pendant les travaux.

En fin de chantier, deux des pertuis seront obturés par mise en place de bouchons en béton, le troisième sera équipé en vidange de fond. Afin de réaliser ces opérations d'obturation et d'équipement en vidange de fond, des excroissances en forme de pilier et équipées de rainures sont prévues pour insertion de poutrelles de batardage.

L'écoulement à travers les pertuis est calculé pour permettre la dérivation de la crue cinquantennale de saison humide ( $Q=3540 \text{ m}^3/\text{s}$ ) sous la cote 345m, l'écoulement du Bafing étant alors contenu et canalisé par les batardeaux de chantier calés à cette cote.

L'évacuateur de crues est franchi par un pont dont le tablier, d'une largeur de 6m, est appuyé sur les piles. Ce pont sert au franchissement de la route de crête du barrage.

Une poutre de roulement est également située en amont du pont, afin de servir d'appui pour le passage des rails du portique de manutention des batardeaux assurant la maintenance des vannes installées en crête du seuil de l'évacuateur.

Un ensemble de galeries de drainage est prévu. Elles sont localisées près du parement amont du barrage, en pied d'ouvrage, à mi-hauteur et dans le béton conventionnel du seuil déversant. Les galeries basse et intermédiaire communiquent avec les galeries de drainage de la prise d'eau et des plots de raccordement au barrage en remblai et à la rive, la galerie de crête s'interrompant à chaque extrémité de l'évacuateur de crues.

Leur accès est assuré par un ensemble de puits verticaux dimensionnés pour permettre le passage d'un escalier (accès du personnel d'exploitation) et du matériel de forage que nécessiterait un éventuel entretien des drains (pour le seul puits de rive gauche desservant également la chambre de la vidange de fond). La galerie installée à mi-hauteur dispose également d'un accès par la risberme à la cote 357m prévue sur le talus aval du barrage en remblai de rive gauche (voir plan général APS0040 du cahier de plans du présent APS).

Le traitement de la fondation en surface par injections de contact-consolidation et en profondeur par voile d'injection répond aux critères définis précédemment dans le chapitre traitant du barrage en remblai.

Une auscultation de l'ouvrage est mise en place, telle que présentée sur les plans APS0090 et APS0091 du cahier de plans du présent APS. Elle comprend :

- un pendule direct et un pendule inversé dans la demi-pile d'extrémité rive gauche, permettant la mesure des déplacements de l'ouvrage par rapport à sa fondation et de la crête par rapport au pied,
- une série de jauges triaxiales ou vinchons équipant chaque joint entre plots BCR dans chaque niveau de galerie et permettant la mesure des déplacements relatifs de chacun des plots par rapport à son voisin (et une bonne approche des déplacements absolus par corrélation avec

le déplacement des pendules décrits ci-dessus et les repères topographiques décrits ci-dessous),

- une série de repères topographiques installés en crête de l'ouvrage et sur les murs guideau du coursier permettant de finaliser la connaissance des déplacements de l'ouvrage,
- la mesure des débits de drainage collectés.

#### 3.3.4.7. VANNES ET BATARDEAUX

L'évacuateur de crues sera muni de 8 vannes segment de 9 mètres de largeur par 14.5 mètres de hauteur. L'ensemble de ces vannes inclut les systèmes de levage hydraulique, la commande, les pièces encastrées avec leurs ancrages et les joints étanches.

Les surfaces d'étanchéité des pièces encastrées doivent être recouvertes d'acier inoxydable. Les joints latéraux d'étanchéité montés sur le côté aval et sur le linteau seront en caoutchouc synthétique avec une surface d'usure en Téflon.

La vitesse de levage et de descente des vannes devra être de l'ordre d'un mètre par minute. Un dispositif de suspension sera prévu pour le blocage des vannes en position complètement ouverte.

L'évacuateur sera aussi muni d'un jeu de batardeau amont, en plusieurs éléments en acier dont le poids ne dépasse pas 10 tonnes et permettant d'isoler les pertuis pour inspection, entretien et maintenance. Un seul jeu de batardeaux amont est prévu pour l'ensemble des pertuis. Les batardeaux devront résister à une charge hydrostatique maximale de 16 m.

Les batardeaux seront munis de joints étanches. Ils disposeront d'un dispositif de suspension et des oreilles de levage pour leur manutention. Les batardeaux seront manœuvrés à l'aide du portique mis en place sur la crête (ce portique pourra être commun à celui de la prise d'eau).

Les éléments du batardeau amont sont stockés dans la partie haute des rainures. Les éléments de batardeau sont manœuvrés à l'aide du portique de manutention.

Conçu pour être manœuvré en eau morte, le batardeau est équipé d'une vanne d'équilibrage permettant le remplissage de l'espace situé entre le batardeau et la vanne segment.

#### 3.3.4.8. COMMANDE DE VANNES ET SERVICES AUXILIAIRES

L'alimentation électrique des services auxiliaires de l'évacuateur sera assurée à partir de la centrale, et en cas d'urgence, par un groupe électrogène de réserve pour alimenter les organes de manœuvre.

Les vannes seront télécommandées à partir de la salle de contrôle de la centrale, ainsi que par commande locale.

### **3.3.5. Vidanges de fond**

#### 3.3.5.1. GEOLOGIE AU SITE DES VIDANGES DE FOND

Les vidanges de fond étant insérées dans le plot rive gauche de l'évacuateur de crues, on se référera à la géologie de l'évacuateur telle que présentée précédemment dans le présent rapport.

#### 3.3.5.2. CRITERES DE CONCEPTION

Les vidanges de fond ont pour fonction de permettre la vidange partielle ou totale de la retenue en dessous de la cote des prises d'eau de l'usine hydroélectrique. Elles permettent également la

restitution du débit réservé, qui transite en fonctionnement normal par l'usine hydroélectrique, lors de l'arrêt complet de cette dernière.

Les ouvrages de vidange sont dimensionnés pour que la vidange totale de la retenue puisse être effectuée dans les conditions suivantes :

- le réservoir est à la crête du seuil de l'évacuateur en début de vidange (371.50m), la tranche d'eau supérieure étant supposée évacuée par l'ouverture des vannes de crête de cet évacuateur ;
- la vidange est assurée à la fois par les vidanges de fond et les prises d'eau usinières à plein débit de dimensionnement tant que ces dernières sont alimentées (niveau d'eau dans la retenue supérieur à la cote de prise soit 356m)
- le débit entrant dans la retenue pendant la durée de la vidange est égal au débit moyen mesuré pour cette période pendant les dix années les plus humide (hypothèse conservatrice permettant de s'assurer de la réelle capacité de vidanger la retenue) ;
- la durée de vidange totale doit être inférieure aux trois premiers mois de saison sèche, permettant la réalisation d'éventuels travaux de maintenance sur les trois derniers mois suivants que comporte la saison sèche ;

Il a été vérifié que les ouvrages dimensionnés remplissaient l'ensemble de ces critères tout en maintenant un débit restitué dans le Bafing inférieur à 750m<sup>3</sup>/s (débit inférieur à la moitié du débit de pointe de la crue moyenne annuelle). Cette composante permet de limiter les débits restitués en aval afin de limiter les risques liés au relargage d'une trop grande quantité d'eau potentiellement dangereuse pour les populations riveraines des berges du fleuve en aval.

#### 3.3.5.3. IMPLANTATION

Tel que détaillé précédemment dans le présent rapport, les vidanges de fond sont localisées dans le plot de rive gauche de l'évacuateur de crues. Cette disposition leur permet de se situer le plus possible dans l'axe naturel du Bafing et donc de permettre une vidange s'effectuant dans les meilleures conditions.

Cette localisation présente, par ailleurs, l'avantage de permettre la réutilisation d'un des pertuis de la dérivation provisoire. Enfin, la dissipation d'énergie de l'écoulement par les vidanges de fond s'effectuera dans la fosse de dissipation de l'évacuateur de crues, dimensionnée pour des débits bien supérieurs et donc apte à cette fonction sans dommage et sans coûts supplémentaires.

#### 3.3.5.4. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Les vidanges de fond, au nombre de 2, sont constituées chacune d'un ensemble de deux vannes installées dans le béton de seconde phase permettant de transformer le pertuis de dérivation provisoire en vidange de fond. Pour ces vannes :

- celles situées à l'aval servent de vanne de réglage du débit de vidange,
- celles situées à l'amont servent d'organe de sécurité et permettent d'assurer la maintenance de la vanne aval.

Comme montré sur le plan APS0053 du cahier de plans du présent APS, ces vannes sont installées dans une chambre ménagée dans le plot BCR de l'évacuateur de crues.

L'accès à cette chambre est réalisé par l'intermédiaire des ensembles de puits et galeries décrits précédemment pour l'évacuateur de crues. Ces puits et galeries permettront par ailleurs l'amenée d'air servant à l'aération de l'écoulement en aval immédiat des vannes.



Le levage pour manutention et maintenance des vannes sera assuré par l'entremise d'un pont roulant installé dans la chambre de vidange.

Afin de limiter au maximum tout risque d'érosion excessive du pertuis de vidange, un blindage en acier sera disposé sur l'ensemble du linéaire entre les vannes et l'extrémité aval du dalot de vidange, tant en radier que sur les flancs jusqu'à une hauteur de l'ordre de 4.5m, suffisante pour contenir l'écoulement.

En cas de nécessité ultime de maintenance des vannes de garde, on prévoit l'insertion de poutrelles de batardage dans les rainures ménagées dans les excroissances en forme de pilier présentes en amont du pertuis.

Une grille sommaire constituée de barreaux horizontaux protège l'entrée du pertuis. L'entretien de cette grille pourra être effectué par grappin depuis le portique à pont roulant disposé en crête de l'évacuateur de crues.

#### 3.3.5.5. VANNES DE VIDANGE

Les vannes de vidange sont de type wagon sous carter et présentent une ouverture carrée de 3.5m de côté. L'ensemble de ces vannes inclut les systèmes de levage hydraulique par vérin, la commande, les pièces encastrées avec leurs ancrages et les joints étanches.

Les vannes devront être dimensionnées pour fermer sous leur propre poids sans apport d'énergie. Un dispositif de suspension sera prévu pour le blocage des vannes en position complètement ouverte.

Le carter dans lequel ces vannes seront insérées devra être autostable afin de servir de coffrage perdu pour le béton de scellement. Il en est de même du blindage cadre du pertuis en amont immédiat des vannes, le blindage aval étant quant à lui prévu scellé.

#### 3.3.5.6. COMMANDE DE VANNES ET SERVICES AUXILIAIRES

L'alimentation électrique des services auxiliaires de la vidange de fond sera assurée à partir de la centrale, et en cas d'urgence, par un groupe électrogène de réserve pour alimenter les organes de manœuvre.

Les vannes seront télécommandées à partir de la salle de contrôle de la centrale, ainsi que par commande locale.

### 3.3.6. Plots de raccordement

#### 3.3.6.1. GEOLOGIE AU SITE DES PLOTS DE RACCORDEMENT

Comme précédemment indiqué dans le présent rapport, la localisation des ouvrages béton répond aux exigences de limitation de cette implantation en rive droite du Bafing afin de bénéficier de matériaux d'assise résistants.

Les plans du cahier de plans du présent APS, n°APS0 045 pour le plot rive gauche et APS0046 pour le plot rive droite, montrent que cette assise est en effet constituée du rocher granitique sain. Les éventuelles poches d'altération seront purgées et remplacées par du gros béton.

#### 3.3.6.2. CRITERES DE CONCEPTION

Outre leur stabilité, critère essentiel, les plots de raccordement sont conçus pour :

- Assurer le raccordement avec la rive au moindre coût et dans le respect des emprises définies pour le plot rive droite (limitation des emprises afin d'assurer une bonne alimentation hydraulique des prises d'eau côté amont et dégager suffisamment d'emprise pour permettre l'accès à l'usine côté aval) ;
- Assurer le raccordement correct avec le barrage en remblai pour le plot de rive gauche. A noter que ce raccordement doit s'effectuer au mieux tant pour les recharges que pour l'élément d'étanchéité essentiel que constitue le noyau.

### 3.3.6.3. DESCRIPTION DES OUVRAGES

Les raccordements sont constitués de plots en BCR d'une longueur de l'ordre de 25m. La largeur en crête, d'une valeur de 10m, permet d'assurer la continuité de la route de crête franchissant l'intégralité des ouvrages constituant le barrage.

Comme indiqué ci-dessus, le raccordement de rive gauche doit permettre d'appuyer correctement le noyau afin que l'étanchéité de l'ensemble de l'aménagement soit assurée. Pour ce faire, un profil symétrique est retenu, avec des pentes amont et aval identiques et d'une valeur de 0.4H/1V.

Pour le plot rive droite, un profil triangulaire est retenu (si ce n'est l'élargissement de la partie haute pour insertion de la route de crête), avec :

- un parement amont vertical réalisé dans la continuité des parements verticaux de l'évacuateur de crues et de la prise d'eau (partie en BCR seule, sans compter les excroissances amont en BCV) et ;
- un parement aval incliné à 0.8H/1V, là encore dans la continuité des parements aval de l'évacuateur de crues et de la prise d'eau voisins.

Cette continuité des parements permet la continuité des galeries de drainage tel que présenté précédemment au chapitre traitant de l'évacuateur de crues, ainsi que la réalisation simultanée de l'ensemble de ces ouvrages.

L'étanchéité des plots est assurée par la mise en place sur le parement amont d'un masque en béton conventionnel coulé à l'avancement de la montée du BCR et dont les joints, équipés de waterstop, coïncident avec les joints des plots BCR. Le parement aval pourra être coffré par la mise en place, à l'avancement de la montée du BCR, de plots préfabriqués en béton conventionnel servant de coffrage perdu. Les plans du dossier d'APS figurent l'épaisseur de ces éléments dont le coût est intégré au coût global de la structure.

Une auscultation des ouvrages est mise en place, telle que présentée sur le plan APS0090 du cahier de plans du présent APS. Elle comprend :

- une série de jauges triaxiales ou vinchons équipant chaque joint entre plots BCR dans chaque niveau de galerie et permettant la mesure des déplacements relatifs de chacun des plots par rapport à son voisin (et une bonne approche des déplacements absolus par corrélation avec le déplacement des repères topographiques et des pendules de l'évacuateur de crues et des prises d'eaux),
- une série de repères topographiques installés en crête de l'ouvrage,
- trois cellules de pression totale installées au contact du noyau du barrage sur le plot de raccordement rive gauche,
- la mesure des débits de drainage collectés.

### **3.4. AMENAGEMENT RETENU – USINE**

#### **3.4.1. Localisation et géologie**

Comme pour tous les ouvrages béton de l'aménagement, les ouvrages relatifs à la production d'énergie (prises d'eau et usine) sont localisés en rive droite du Bafing. Compte tenu de la configuration topographique du site, les prises d'eau feront partie intégrante de l'ouvrage de rétention d'eau et l'usine sera située en aval immédiat de ces prises.

Ces ouvrages présenteront une fondation au rocher après excavation des terrains en place et purge des éventuelles poches d'altérations mise à jour lors des fouilles.

#### **3.4.2. Prises d'eau usinières**

##### 3.4.2.1. DESCRIPTION ET CONCEPTION

Chaque prise d'eau (au nombre de quatre, une par turbine) comprend, d'amont en aval :

- Un entonnement profilé hydrauliquement, calé à la cote 344.60m afin de disposer d'une submergence suffisante pour éviter l'entraînement d'air néfaste au bon fonctionnement des turbines et équipé de grilles à débris à l'entrée,
- Un conduit hydraulique horizontal en béton de section carrée de 3.5m de côté équipé d'une vanne de tête de conduite (dont la maintenance pourra être assurée à l'aval d'un jeu de batardeaux glissés dans des rainures prévues en amont),
- Une transition carré-rond blindée permettant le passage en conduite de 3.5m de diamètre (permettant l'alimentation des turbines à leur débit nominal avec une vitesse d'écoulement inférieure à 6m/s),
- Une conduite forcée de 3.5m de diamètre et de 85m de longueur assurant l'alimentation des turbines disposées dans l'usine.

Les prises d'eau sont insérées dans des plots en BCR d'une longueur maximale de 30m. La stabilité des plots de prise d'eau est étudiée suivant les modalités et résultats présentés en annexe 3 au présent rapport.

La conception de ces plots est identique à celle des plots de raccordement à la rive droite et de l'évacuateur de crues en rive gauche (plots BCR de parement amont vertical et de parement aval incliné à 0.8H/1V, galeries de drainage en pied amont ainsi qu' à mi-hauteur).

Cependant, il est prévu une excroissance en béton conventionnel au droit de chaque prise. Cette excroissance est réalisée afin :

- de permettre un bon fonctionnement et surtout un bon guidage du dégrilleur servant à dégager les grilles de prise (angle d'inclinaison optimum de 15°retenu),
- de loger les rainures de vannes de garde et de batardeau dont le réglage au moment de la pose ne peut se faire dans du BCR.

Afin d'assurer la continuité du parement amont, celui-ci sera constitué d'un voile en béton conventionnel raidi verticalement par des contreforts appuyés de part et d'autre des prises d'eau ainsi qu'horizontalement par des pseudos planchers disposés à différentes hauteurs.

Ce voile béton, afin de limiter les charges jouant sur son dimensionnement, sera percé de barbacanes équilibrant le niveau d'eau en aval de ce voile avec le niveau de la retenue.

L'étanchéité du parement amont sera alors réalisée, comme pour l'évacuateur de crues et les plots de raccordement décrits précédemment, au droit du contact entre le masque amont en béton conventionnel et le BCR. Là encore des waterstop viendront équiper les joints disposés à chaque changement d'inertie (masque simple / excroissance de prise) et à chaque joint entre plots BCR.

Une auscultation de l'ouvrage est mise en place, telle que présentée sur les plans APS0090 et APS0091 du cahier de plans du présent APS. Elle comprend :

- un pendule direct et un pendule inversé en extrémité rive droite de la prise d'eau, permettant la mesure des déplacements de l'ouvrage par rapport à sa fondation et de la crête par rapport au pied,
- une série de jauges triaxiales ou vinchons équipant chaque joint entre plots BCR dans chaque niveau de galerie et permettant la mesure des déplacements relatifs de chacun des plots par rapport à son voisin (et une bonne approche des déplacements absolus par corrélation avec le déplacement des pendules décrits ci-dessus et les repères topographiques décrits ci-dessous),
- une série de repères topographiques installés en crête de l'ouvrage et sur les sorties de conduites forcées en aval de l'ouvrage,
- la mesure des débits de drainage collectés.

#### 3.4.2.2. EQUIPEMENT

Les grilles à débris, fabriquées en acier, seront de conception normalisée. Un dégrilleur associé au portique de manutention permet le nettoyage des grilles.

Les vannes de tête seront de type wagon sur roues à étanchéité aval. Chacune des vannes wagon est manœuvrée par un vérin hydraulique situé à la cote 390 alimenté par une centrale à huile. Un jeu de brimballe assure la liaison mécanique entre la vanne et le vérin.

La vanne wagon est conçue pour être manœuvrée en charge et pour pouvoir se fermer sous le débit maximal de la turbine. La fermeture de la vanne doit être possible en l'absence d'alimentation électrique, sous son propre poids.

Le portique de manutention permet l'installation et la dépose des vannes wagons et de leur système de manœuvre.

Les joints latéraux d'étanchéité montés sur le côté amont des vannes seront en caoutchouc synthétique, en forme de note de musique et avec une surface d'usure en Téflon. Le joint d'étanchéité supérieur, localisé sur la frontale, sera du type à doubles brides avec un bourrelet central.

Les pièces encastrées pour les guides, pour les faces de roulement et d'appui, ainsi que leurs ancrages seront en acier. Les surfaces qui serviront à l'étanchéité seront couvertes d'une bande en acier inoxydable. La conception de ces pièces doit tenir compte des forces produites par les roulements des vannes et par la pression hydrostatique venant de l'infiltration de l'eau entre les pièces encastrées et le béton.

Les batardeaux, composés de deux éléments de 6t chacun conçus pour être manœuvrés séparément, sont manipulés à l'aide de la grue portique de la prise d'eau, à l'intérieur des rainures, sous la hauteur de charge maximale du réservoir, mais en régime équilibré (vanne de tête de conduite ou vanne de pied fermées). Ils serviront lors de l'entretien des vannes de la prise d'eau et des turbines.

Les batardeaux amont sont stockés dans la partie haute des rainures. Ils sont équipés d'une vanne d'équilibrage permettant le remplissage de la conduite en fin de maintenance.

### 3.4.3. Centrale hydroélectrique

#### 3.4.3.1. CRITERES DE CONCEPTION

Le calage de la centrale est fonction des niveaux suivants :

- Niveau aval de restitution au débit d'équipement d'un groupe ( $Q=57.5\text{m}^3/\text{s}$ ) : 327.30m. Ce niveau conditionne le calage des roues (respect de la submergence minimum nécessaire au bon fonctionnement des groupes),
- Niveau aval de restitution au débit d'équipement de la centrale ( $Q=230\text{m}^3/\text{s}$ ) : 328.10m.
- Niveau maximal de restitution correspondant à la crue de période de retour de 1/10000 ans (débit évacué de  $7260\text{ m}^3/\text{s}$ ) : 337m. Ce niveau, choisi de manière conservatrice, conditionne le niveau du plancher des alternateurs ou du moins le niveau au-dessous duquel l'usine doit présenter une étanchéité vis-à-vis de l'eau extérieure (que celle-ci soit issue d'infiltrations autour de l'ouvrage ou du niveau dans le canal de fuite).

Ces critères conditionnent les niveaux indiqués sur les plans de la série APS0060 du cahier de plans relatifs au présent APS.

On retiendra en particulier :

- Un niveau de fond d'aspirateur de 317.72m,
- Un niveau du plancher des alternateurs / plage de montage de 328.50m (revanche de 50cm par rapport au niveau aval en crue décennale dans l'hypothèse pessimiste d'une rugosité forte dans le lit du Bafing en aval, voir note de calculs hydrauliques en annexe 1). La stabilité globale de la centrale est vérifiée sous ce cas de chargement. Les modalités et résultats de ce calcul sont présentés en annexe 3 au présent rapport.

#### 3.4.3.2. CRITERES D'EQUIPEMENT

L'ensemble des études de variantes détaillées précédemment dans le présent APS montre l'intérêt d'un débit d'équipement de la centrale de l'ordre de  $230\text{m}^3/\text{s}$  et met en évidence des chutes variant entre 58 et 29m.

De telles données imposent le choix de turbines de type Francis à axe vertical. Les paramètres de la turbine (dimensions, vitesse, stabilité, etc.) ont été déterminés afin d'assurer une performance optimale d'opération des groupes pour l'ensemble de la plage de variation des niveaux du réservoir.

Comme indiqué précédemment dans le choix des variantes, le dimensionnement des équipements est basé sur la notion d'énergie garantie 95 % du temps.

Les conditions d'exploitation suivantes sont utilisées pour déterminer l'équipement de la centrale :

- conception de la turbine : opération de tous les groupes au débit d'équipement, pour la chute disponible 50% du temps (utilisation de la courbe des niveaux classés de retenue amont, valeur de 381m disponible 50% du temps) et vérification du bon dimensionnement pour l'ensemble de la gamme des chutes.
- conception de l'alternateur : opération d'un groupe sur quatre à pleine ouverture, sous la chute nette maximale. La puissance résultante de chaque alternateur définit aussi la puissance totale installée.
- calage de la turbine : opération d'un groupe sur quatre ; cette condition correspond au niveau minimal de restitution.

Selon les critères énoncés ci-dessus, l'équipement de la centrale se présente comme suit :

- chute brute maximale (1 groupe, 100 % d'ouverture, niveau maximal d'exploitation) : 57,7m
- chute brute minimale (4 groupes, 100 % d'ouverture, niveau minimal d'exploitation) : 27.9 m
- chute brute conception turbine (4 groupes, 100 % d'ouverture, niveau moyen d'exploitation) : 52.9 m
- puissance totale des turbines disponible, à la sortie des alternateurs (niveau maximal d'exploitation, 100 % d'ouverture, 4 groupes) :  $4 \times 28.5 = 114$  MW
- débit maximal (4 groupes, 100 % d'ouverture, niveau maximal d'exploitation) : 230m<sup>3</sup>/s

#### 3.4.3.3. AMENAGEMENT

##### 3.4.3.3.1. Accès et configuration générale

Le choix de l'aménagement doit satisfaire aux conditions d'exploitation des quatre groupes dans des conditions optimales.

Compte tenu de son implantation, l'usine est une structure en béton semi-enterrée. Cette configuration et l'arrangement retenu sont relativement classiques pour ce type de centrale et reste similaire à l'aménagement OMVS de Manantali, ainsi qu'à celui projeté de Koukoutamba ou encore à beaucoup d'autre du même type.

L'accès à l'usine se fait par une route située en rive droite du Bafing et desservant également le poste de départ 225kV. Une aire de retournement ainsi que des parkings sont situés en extrémité de cette route.

Le niveau d'accès à l'usine et la plage de montage est à la cote 328.50m tel qu'énoncé ci-avant. Les dimensions générales en plan du hall usine sont : 80m x 23m.

Un ensemble de puits entre les groupes et de galeries entre les locaux d'un même étage assure la distribution générale de l'usine.

##### 3.4.3.3.2. Plage de montage et manutention

Le hall usine est desservi par un pont roulant de capacité maximale égale à 100t. La hauteur maximale sous crochet est de l'ordre de 10m, permettant d'assurer la manutention de l'ensemble des pièces mécaniques de l'aménagement, et notamment le transport de l'arbre et de la roue de la turbine dans la fosse de la turbine.

La plage de montage, prévue en rive droite au droit de l'accès à la centrale, présente des dimensions en plan suffisantes pour déposer la roue d'une turbine, réaliser l'assemblage du rotor alternateur et pour effectuer l'empilage et le bobinage du stator.

La plage de montage est joutée, côté amont, par une surface dédiée aux ateliers mécaniques et électriques.

##### 3.4.3.3.3. Locaux de commande

Côté aval, toute la longueur de l'usine est occupée par une travée de locaux comprenant, de la rive droite vers la rive gauche : les groupes de secours, le groupe climatisation, la distribution générale par escalier et ascenseur, la salle de commande, bureaux, salles de réunion et archives. L'étage supérieur de cette travée est destiné à être équipé en bureaux.

A l'aval de cette travée, une plate-forme accueille le pont roulant servant à la manutention des batardeaux aval.

#### 3.4.3.3.4. Niveau « électrique »

Au niveau inférieur, les alternateurs sont installés. Ce niveau dit « électrique » comprend deux sous-niveaux :

- Le premier, à la cote 335.85m, contient la galerie des câbles évacuant la puissance vers les transformateurs situés sur le poste de départ, à proximité immédiate à l'aval de l'usine (voir configuration générale sur le plan APS0040 du cahier de plans du présent APS),
- Le second, à la cote 331.47m, accueille les locaux des onduleurs, batteries et chargeurs, les locaux des auxiliaires électriques ainsi que l'ensemble des armoires électriques et d'automatisme des groupes. En extrémité rive droite, ce niveau comprend également des locaux destinés au stockage (magasin des pièces de rechange, etc.).

#### 3.4.3.3.5. Niveau « hydraulique »

Le niveau turbine ou niveau « hydraulique », situé en dessous, comprend lui aussi deux sous-niveaux :

- Le premier, à la cote 327.07m, permet l'accès à la partie intermédiaire de l'arbre turbine et un accès aux pivots situés dans cet espace,
- Le second, à la cote 323.18m, accueille les groupes eux-mêmes.

A l'aval de ce niveau « hydraulique », l'emplacement disponible au-dessus des aspirateurs est occupé par les locaux des auxiliaires mécaniques : alimentation en eau de l'usine, filtration et réfrigération des groupes, air comprimé, etc.

Un niveau de plancher existe également côté amont à la cote 320.44 pour l'accès aux vannes papillon turbine. C'est à ce niveau que débouchent les couloirs d'accès à la partie conique de l'aspirateur permettant le démontage de la roue des turbines par-dessous. On rappelle ici que cette configuration permet un gain de temps important pour la maintenance lors du démontage/remontage d'une roue (pour remplacement par exemple), en évitant la dépose d'un arbre intermédiaire voir même du rotor de l'alternateur lorsqu'un démontage par le haut est prévu.

Enfin, une fosse calée à la cote 314.22 et située en milieu d'usine permet la collecte des eaux de drainage de l'usine et leur exhaure vers le canal de fuite, ainsi que la vidange des groupes, chacun d'entre eux étant relié à cette fosse par un réseau de conduites de vidange (pour chaque groupe, une vidange de la conduite forcée amont et une vidange du point bas de l'aspirateur).

### 3.4.4. Equipement hydro-électromécanique

#### 3.4.4.1. TURBINES

Les caractéristiques de la turbine de type Francis proposée pour la centrale ont été établies à partir de l'expérience mondiale et des renseignements fournis par les manufacturiers sur la puissance, le calage et la vitesse spécifique.

Les paramètres de base suivants ont été utilisés pour le choix des dimensions et l'évaluation des groupes :

- Débit unitaire d'équipement à chute nette moyenne \_\_\_\_\_ 57.5 m<sup>3</sup>/s
- Puissance nominale \_\_\_\_\_ 26.4 MW
- Vitesse synchrone \_\_\_\_\_ 250 tr/min
- Vitesse spécifique \_\_\_\_\_ 300 tr/min
- Sigma à chute minimale \_\_\_\_\_ 0.21
- Calage de l'axe distributeur \_\_\_\_\_ 324.60m

L'équipement d'un groupe comprendra la turbine de type Francis elle-même, fournie avec le blindage du puits, du cône et du coude de l'aspirateur et les plates-formes de manœuvre, ainsi que l'ensemble des parties mécaniques requises (directrices, cercle de vannage, palier guide, roue, arbre, joint d'étanchéité de l'arbre, mécanismes de lubrification des directrices et de commande du cercle de vannage, etc.), ainsi que tous les accessoires de tuyauterie et de filerie nécessaires pour compléter le montage.

#### 3.4.4.2. VANNES PAPILLON DE GARDE

A l'amont de chaque turbine, en pied de conduite forcée, il est prévu l'installation d'une vanne papillon de 3 m de diamètre. Comme pour la vanne de garde de la prise d'eau, le choix de la mise en place de cette vanne de garde est dicté par la sécurité.

Cette vanne permet également de faciliter et accélérer les opérations de remise en service d'un groupe après maintenance (pas de vidange complète de la conduite forcée en cas d'intervention sur un groupe).

En fonctionnement normal, la manœuvre de la vanne de garde est liée aux cycles de démarrage et d'arrêt de la turbine. Elle est fermée à chaque arrêt du groupe pour éviter le maintien en pression du distributeur.

En cas de nécessité arrêt d'urgence de la machine lié à un défaut mécanique ou électrique ou de perte du contrôle de la turbine par défaut du courant continu, il est prévu que la vanne de garde se ferme automatiquement sans apport d'énergie à l'aide d'un contrepoids.

On retiendra qu'un dispositif de type vanne-fourreau pourrait être utilisé en remplacement des vannes papillon. Cette disposition permet notamment de limiter l'emprise de la centrale en éliminant l'ensemble du puits amont ménagé pour la mise en place des vannes papillons. Cependant, cette technologie étant fortement dépendante des capacités du fournisseur des turbines, elle n'est pas retenue à ce stade de l'étude.

#### 3.4.4.3. ALTERNATEURS

Les alternateurs sont de type conventionnel à arbre vertical avec le pivot supportant l'ensemble du groupe situé sous l'alternateur.

Ils sont de type synchrone avec une excitation statique permettant une meilleure contribution à la stabilité du réseau. Les équipements sont conçus pour permettre un fonctionnement en réseau isolé.

Du fait de la puissance nominale et de la vitesse nominale des groupes, la tension de sortie de l'alternateur est de 10,3 kV. Pour information, cette tension est identique à celle prévue pour les alternateurs de Koukoutamba, Sambagalou et Kaléta, alors que la tension de sortie des alternateurs de Manantali est de 11 kV et celle des alternateurs de Félou est de 10,5 kV.

La vitesse nominale et la vitesse d'emballage sont imposées par la turbine (voir ci-dessus).

Le moment d'inertie naturel du rotor est estimé à 750 tm<sup>2</sup> environ, ce qui est bien supérieur au moment d'inertie minimum requis pour assurer la stabilité hydraulique qui a été estimé à 550 tm<sup>2</sup> (temps de lancer hydraulique  $T_w=0.94s$ , temps de lancer mécanique  $T_m=4.5s$ ). Le moment d'inertie naturel variant suivant les constructeurs, ces valeurs devront être confirmées lors de l'étude détaillée.

Chaque générateur est pourvu d'un dispositif de réfrigération par air en circuit fermé. Un dispositif de ventilation (ailettes fixées en partie supérieure et inférieure du rotor) assurera la circulation de l'air qui sera refroidi par des hydroréfrigérants disposés régulièrement autour de la carcasse stator.



Le système de freinage et de soulèvement du rotor est équipé de vérins à double commande, dont les patins viennent porter sur le disque de freinage situé sous le rotor.

Les alternateurs sont protégés contre les risques d'incendie par un système de protection au CO<sub>2</sub>.

Les caractéristiques principales de l'alternateur sont les suivantes :

<i>PARAMETRE</i>	<i>VALEUR</i>	<i>UNITE</i>
Puissance apparente nominale	31	MVA
Tension de sortie	10,3	kV
Facteur de puissance	0,85	
Fréquence	50	Hz
Vitesse nominale	250	tr/min
MD <sup>2</sup> naturel (estimé)	750	tm <sup>2</sup>
Classe d'isolement	F	
Classe d'échauffement	B	
Poids du rotor (estimé)	85	t

#### 3.4.4.4. TRANSFORMATEURS ELEVATEURS DE GROUPE

Chacun des quatre alternateurs est raccordé à un transformateur de groupe qui élève la tension de 10,3 kV à 225 kV, tension de transport du réseau OMVS.

Comme indiqué précédemment, ces transformateurs sont installés à l'aval de l'usine, à proximité du poste de départ.

La puissance apparente nominale des transformateurs est égale à la puissance apparente nominale des alternateurs, soit 31 MVA.

Du fait de leur puissance et qu'en conséquence la partie la plus lourde pour le transport le permet, ils sont de type triphasé.

Les transformateurs sont de type extérieur à isolement dans l'huile, équipé d'un conservateur.

Le type de refroidissement est ONAN / ONAF, avec une puissance apparente réduite à 20 MVA en mode ONAN.

Les transformateurs sont protégés contre les risques d'incendie par un système de protection à eau pulvérisée.

#### 3.4.4.5. AUXILIAIRES ELECTRIQUES

##### 3.4.4.5.1. Postes et liaisons MT

Comme indiqué ci-dessus, le schéma retenu est le schéma avec un transformateur de groupe 10,3/225 kV pour chacun des quatre alternateurs (avec un disjoncteur de couplage situé coté 10,3 kV entre l'alternateur et le transformateur) et deux transformateurs 10,3/0,4 kV – 2000 kVA pour l'alimentation des auxiliaires alternatifs (un transformateur auxiliaire pour deux alternateurs avec un système d'aiguillage) – Voir Schémas électriques N° APS0081 et APS0082).

Les équipements des postes 10,3 kV sont installés dans des cellules préfabriquées. La tension d'isolement de ces équipements est 12 kV.

Les équipements MT comprennent également les cellules de raccordement du point neutre des alternateurs à la terre. Ces cellules sont équipées d'une résistance de limitation du courant de défaut à 10 A.

Suivant la disposition finale retenue dans la phase suivante, les liaisons 10,3 kV seront en câbles unipolaires isolés ou bien en gaine à barres triphasés.

#### **3.4.4.5.2. Poste 30 kV**

Un poste 30 kV, permettant l'alimentation du réseau local, est installé dans la centrale. Il est alimenté par un transformateur 225/30 kV – 20 MVA installé dans le poste 225 kV.

Ce poste permet également l'alimentation d'un transformateur 30/0,4 kV – 2000 kVA pour l'alimentation des auxiliaires alternatifs.

Les équipements des postes 30 kV sont installés dans des cellules préfabriquées. La tension d'isolement de ces équipements est 33 kV.

#### **3.4.4.5.3. Distribution BT**

Le schéma de principe du système de distribution BT des auxiliaires courant alternatif est représenté sur le schéma APS0082.

Les auxiliaires courant alternatif sont alimentés, soit par un groupe (si en fonctionnement), soit par le réseau 225 kV.

Si le réseau 225 kV n'est plus alimenté, le système peut être alimenté par un groupe électrogène de 400 kVA, dont la puissance est suffisante pour permettre un démarrage de groupe ("Black Start").

Le système de distribution des auxiliaires courant continu comprend :

- Un système de distribution 110 V CC composé de 1 batterie, 2 chargeurs-batteries et 2 armoires de distribution .
- Un système de distribution 48V CC composé de 1 batterie, 2 chargeurs-batteries et 2 armoires de distribution pour la télécommunication et la transmission de données.
- Un système 220 V AC secouru composé de 1 onduleur et 1 armoire de distribution.

#### **3.4.4.5.4. Systèmes de contrôle commande et de protection**

Les systèmes de contrôle commande et de protection sont composés d'équipements électroniques de dernière génération pouvant dialoguer à partir d'un réseau en fibres optiques.

Le système de protection comprend les relais numériques montés en rack permettant la protection globale des groupes (et de leur transformateur élévateur) et des travées du poste 225 kV, ainsi que des protections individuelles montés sur les équipements par les constructeurs.

La philosophie générale du système de contrôle commande est représentée sur le schéma APS0084.

#### **3.4.4.5.5. Auxiliaires électriques annexes**

Concernant la mise à la terre, le réseau comprend une boucle principale à l'intérieur de la centrale et une autre sous le poste, avec un prolongement jusqu'à la prise d'eau et à l'évacuateur de crues. L'étendue définitive du réseau ainsi que les caractéristiques des conducteurs dépendra des résistivités des sols.

La climatisation de la salle de commande, de la salle de télécommunication et de la salle des bornes sera assurée par un groupe d'air climatisé. La température de ces locaux sera maintenue à 25°C, avec une humidité relative entre 30 et 60 pour cent, selon la saison. La centrale est refroidie

par air provenant de niveaux inférieurs, par ventilateurs. L'air vicié est remplacé par de l'air frais à l'aide de ventilateurs d'échappement et d'appoint.

L'éclairage général de l'usine est réparti en deux parties distinctes : le réseau normal et le réseau de secours.

#### 3.4.4.6. AUXILIAIRES MECANIQUES

Les systèmes auxiliaires mécaniques de la centrale devront être conçus avec un souci de facilité d'entretien.

##### 3.4.4.6.1. Eau potable, de refroidissement et de protection contre l'incendie

Il est prévu un système de refroidissement pour l'alternateur et la turbine (joint d'étanchéité de l'arbre et palier guide de la turbine).

L'eau de refroidissement et de protection contre l'incendie proviendra de prises d'eau situées à l'amont des turbines.

Compte tenu du niveau minimum du réservoir, un système de pompes à doubles filtres sera aussi prévu pour le refroidissement des alternateurs.

Une conduite principale reliera les prises de tous les groupes. Le système de refroidissement d'un groupe sera muni d'un système de filtres rotatifs à lavage automatique et d'un bypass manuel.

Des extincteurs contenant du CO<sub>2</sub> et des produits chimiques secs seront installés à certains emplacements stratégiques dans la centrale ainsi que dans la travée de bureaux/local commande.

##### 3.4.4.6.2. Système de vidange des aspirateurs et de drainage de la centrale

Comme indiqué ci-dessus, un puits d'exhaure/vidange, localisé en milieu de centrale, recueille les eaux du système de drainage de la centrale et de vidange des groupes. Des pompes submersibles installées dans le puisard refoulent les eaux vers le canal de fuite.

Des drains de planchers à tous les niveaux, dans la fosse de la turbine et dans le puits des alternateurs, captent les eaux d'infiltration.

Le drainage de la centrale et de la galerie s'effectue par gravité vers le puits d'exhaure vidange contenant les pompes immergées. Le puisard de drainage est situé à côté du puisard de vidange. Les deux puisards sont raccordés par un tuyau de trop-plein et un clapet de retenue qui permettra à un surplus de débit de drainage de se déverser dans le puisard de vidange.

##### 3.4.4.6.3. Services sanitaires

Les eaux usées des toilettes sont acheminées par un drain vers une fosse septique au-dessous du plancher du bâtiment de commande, à l'aval de la porte d'accès. Les eaux usées seront rejetées dans le canal de fuite.

#### 3.4.4.7. PONT ROULANT DE LA CENTRALE

Le pont roulant de la centrale possède un chemin de roulement appuyé sur un réseau de poteaux supportant le toit de la centrale.

Sa capacité de levage maximale de 100 tonnes est complétée par un crochet auxiliaire de 20 tonnes à déroulement rapide.

Les vitesses d'opération du pont roulant seront approximativement les suivantes :

- crochet principal \_\_\_\_\_ 1,5 m/mn (maximum)
- crochet auxiliaire \_\_\_\_\_ 10 m/mn (maximum)
- déplacement du chariot \_\_\_\_\_ 15 m/mn
- déplacement du pont roulant \_\_\_\_\_ 30 m/mn

#### 3.4.4.8. BATARDEAUX DE L'ASPIRATEUR

Deux jeux de vannes batardeaux, conçues en deux éléments en acier, sont prévus pour l'obturation d'un aspirateur (2 conduits). Chaque section doit être complète avec ses joints étanches, ses lames de ressort ainsi qu'un dispositif de fixation nécessaire à leur entreposage dans les rainures.

Un portique à alimentation électrique d'une capacité d'environ 10 tonnes avec un palonnier à deux crochets servira aux manœuvres des batardeaux de l'aspirateur.

### 3.5. AMENAGEMENT RETENU – POSTES 225 KV ET LIGNES D'INTERCONNEXION

Comme indiqué précédemment dans le présent rapport au chapitre relatif à l'étude des variantes, la connexion au réseau 225kV de l'OMVS par l'intermédiaire du futur poste de Koukoutamba est privilégiée pour le présent APS.

Ainsi, pour connecter la centrale de production d'énergie électrique de Bouréya au réseau interconnecté de l'OMVS, il est nécessaire (i) de créer un poste 225 kV à proximité de l'usine, et (ii) étendre le poste de Koukoutamba.

Le poste de Koukoutamba comprend :

- 4 travées "Transformateurs" d'arrivée des groupes,
- 1 travée "Ligne",
- 1 travée "Couplage"

Le poste permet l'extension future pour une travée ligne supplémentaire.

L'extension du poste de Koukoutamba comprend 1 travée "Ligne" supplémentaire.

Les schémas unifilaires des postes sont représentés sur les schémas APS0081 et APS0083.

Concernant la ligne, qui suivrait les voies d'accès existantes et à créer spécifiquement pour l'aménagement de Bouréya, sa longueur serait de l'ordre de 140 km, en suivant le tracé présenté sur le plan APS0080 du cahier de plans du présent APS.

Une ligne 225kV simple terne est jugée suffisante sur les 80 premiers kilomètres, jusqu'à la jonction avec la ligne projetée reliant l'aménagement de Koukoutamba à la ville de Dabola. Après cette jonction, une option pourrait être l'équipement en double terne, le premier constituant la suite de la jonction Bouréya/Koukoutamba, le second permettant la jonction Koukoutamba/Dabola.

Pour la ligne Bouréya/Koukoutamba, l'emploi de pylônes en treillis métalliques classiques présentant un armement de type « tête de chat » à un terne est envisagé. Le recours à des pylônes à armement de type « nappe-voûte » à un terne pourrait également être retenu.

Cependant, dans le cas où l'option de connexion Dabola/koukoutamba serait retenue à l'avenir, l'équipement en double terne pourrait conduire à retenir des pylônes à armement de type double drapeau à deux ternes, l'un pouvant être équipée ultérieurement.

Le choix définitif en ce qui concerne le type de pylônes sera effectué aux stades ultérieurs de l'étude, et ce en fonction des principes retenus pour les autres aménagements de lignes du réseau interconnecté OMVS.

### **3.6. BASE VIE ET AMENAGEMENT DE BUREAUX**

Ce chapitre reprend les principales conclusions du rapport :

- *Réalisation de l'étude de faisabilité et d'avant-projet sommaire (APS) de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya - Mission 1 – Etude de faisabilité – Etudes sectorielles – Volume 4 : Transport & Accès / Base Vie / Prix unitaires – Septembre 2011 – Sogreah (Artelia)*

#### **3.6.1. Installations de chantier**

Les plans présentés dans le volume 2 du présent rapport d'APS détaillent l'implantation générale et les dispositions constructives de la base vie et des aménagements de bureaux nécessaires à la construction du projet et à son exploitation future.

#### **3.6.2. Cité d'exploitation**

Il est prévu la construction d'une cité pour loger le personnel assigné à l'opération et à l'entretien des installations durant l'exploitation de l'aménagement de Bouréya. En se basant sur l'expérience du consultant en matière de travaux d'aménagements hydroélectriques et en particulier sur le nombre de personnes assignées à ce travail à Manantali et celui envisagé pour Félou, tous deux aménagements OMVS, il est prévu la construction de :

- 28 unités de logements unifamiliales (bungalows).
- 4 bâtiments contenant 6 unités d'hébergement ou maisons de passage (6 chambres+1 cuisine+1 séjour+2 salles de bain avec toilettes).

Ces unités seront construites au tout début des travaux afin de loger le personnel cadre de l'OMVS, de l'Ingénieur assurant la supervision des travaux et les experts et autres professionnels en visite au site pendant la construction.

La cité d'exploitation sera localisée en rive droite du Bafing, le long de la route d'accès à l'aménagement, non loin de l'ouvrage prévu pour le franchissement de la rivière Kifala. La superficie couverte par la cité d'exploitation est d'environ 15 ha.

Le campement comprendra aussi une cafétéria, un bâtiment et une aire de loisirs (comprenant piscine, tennis, terrain de sport, etc.), une infirmerie, un bâtiment administratif, un édifice de bureaux pour le personnel cadre de l'exploitant et du gérant de projet (bâtiment comptant une quinzaine de bureaux et une à deux salles de réunion), une guérite de sécurité, etc. Le campement sera clôturé pour empêcher l'intrusion de personnes non autorisées et faciliter le maintien de la sécurité des travailleurs.

Une centrale à groupes électrogènes localisée sur le site fournira l'électricité à la cité d'exploitation. L'approvisionnement en eau potable proviendra d'une usine de filtration et pompage. Les eaux usées seront acheminées gravitairement vers la station d'épuration prévue pour leur traitement.

Les équipements et services fournis par la cité d'exploitation présenteront les critères actuels de modernités et devront permettre les communications en découlant. On dénombre ainsi les équipements suivants : dispositif de réception de la télévision, du téléphone mobile et d'internet (avec réseau d'accès wifi dans la cité).

### **3.6.3. Aire des entrepreneurs**

Des surfaces déboisées et nivelées seront aménagées par et pour les entreprises de construction afin qu'elles puissent y implanter leurs installations.

La superficie de l'aire des entrepreneurs variera en fonction de leurs besoins mais compte tenu de l'ampleur des travaux à réaliser pour mener à bien le chantier, il est prévu à ce stade de l'étude d'allouer une superficie totale de l'ordre de 70 ha. Celle-ci serait répartie en 3 emplacements, disposés comme suit :

- Un emplacement principal, d'une superficie de 20 ha, situé en rive droite du Bafing entre le fleuve et la cité d'exploitation, et ayant pour vocation l'installation des bureaux administratifs des entrepreneurs, leurs entrepôts, garages et zones d'entreposage et de stationnement des équipements de construction.
- Une superficie annexe de 20 ha dédiée à l'installation des équipements de concassage pour la fabrication des agrégats à béton et l'usine à béton ainsi que les piles de réserve. Cette aire sera localisée en rive droite du Bafing, en amont des aménagements du projet, près de la carrière où sera excavé la plus grande partie des agrégats et ce afin de réduire les distances de transport.
- Une autre superficie, de l'ordre de 30 ha, servira à établir le campement pour loger les cadres et ouvriers de l'entreprise pendant toute la durée de la construction. Ce campement sera localisé également en rive droite du Bafing, à proximité de l'accès général au site. Cette aire sera pourvue d'un réseau d'eau potable et du réseau d'assainissement correspondant.

Le transport des ouvriers et des marchandises entre le campement et les aires des travaux se fera par l'entremise de routes temporaires tracées pour les besoins de l'opération.

Une centrale à groupes électrogènes sera installée dans l'aire des entrepreneurs pour l'alimentation électrique des bâtiments, du chantier et de la cité d'exploitation pendant la durée des travaux.

Tous les bâtiments et ouvrages construits dans les aires des entrepreneurs seront démolis à la fin des travaux et le terrain sera recouvert de terre végétale afin de permettre la revégétalisation du site ou l'implantation de champs cultivés.

### **3.6.4. Disposition des matériaux excédentaires**

Compte tenu de la nature des matériaux et des recommandations formulées dans le rapport d'évaluation préliminaire de l'impact du projet sur son environnement, il est prévu de stocker les matériaux excédentaires (excédent des déblais/remblais, matériau mis au rebus, etc.) préférentiellement dans l'emprise de la future retenue ou à proximité immédiate des ouvrages.

Ainsi, compte tenu de la nécessité de protéger le pied aval du barrage en enrochement des remous de dissipation des crues, une plate-forme à la cote 330m sera mise en place en pied aval de l'ouvrage, en rive gauche immédiate de la fosse de dissipation de l'évacuateur de crues. L'extension de cette plate-forme sera dictée par le volume de matériaux excédentaires réellement générés par les travaux.

Enfin, si les quantités de matériaux excédentaires sont telles que leur stockage dans la plate-forme ne suffirait pas (ce que ne montre cependant pas le bilan des quantités ressortant du métré produit pour le présent APS), ces matériaux pourront être conservés en pile à un endroit sur le site en vue de servir de sources d'agrégats pour différents travaux éventuels dans la région, auquel cas l'emplacement et les quantités stockées seront définis en concertation avec le maître d'ouvrage et les autorités locales.

### 3.7. COUTS ET CALENDRIER DES TRAVAUX

#### 3.7.1. Coûts de génie civil

L'ensemble des études produites et détaillées ci-dessus, le métré des quantités montrées sur les plans du cahier de plans du présent APS et l'application des coûts unitaires détaillés précédemment conduisent au détail des coûts de construction génie civil tels que montrés au tableau suivant :

**Tabl. 35 - Détail des coûts de génie civil**

	Unité	Prix unitaire	Quantité	Total (€)	
<b>Installations de chantier</b>	%		10	13 084 338	
<b>Dérivation provisoire</b>					<b>4 000 000</b>
Chenalisation	Forfait	1	3 000 000	3 000 000	
Batardeau	Forfait	1	1 000 000	1 000 000	
<b>Barrage en remblais</b>					<b>27 589 250</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	185 000	555 000	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	38 900	194 500	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	3 900	27 300	
Forage	ml	45	20 500	922 500	
Injection (ciment)	t	750	2 100	1 575 000	
Remblais argileux	m <sup>3</sup>	7	716 000	5 012 000	
Filtre	m <sup>3</sup>	6	412 800	2 476 800	
Drain	m <sup>3</sup>	6	441 450	2 648 700	
Recharges en enrochements	m <sup>3</sup>	5	2 450 750	12 253 750	
Rip-rap R1	m <sup>3</sup>	16	80 200	1 283 200	
Rip-rap R2	m <sup>3</sup>	15	42 700	640 500	
<b>Plot de raccordement rive gauche</b>					<b>16 008 100</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	5 700	17 100	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	3 600	18 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	36 000	252 000	
Forage	ml	45	4 300	193 500	
Injection (ciment)	t	750	500	375 000	
BCR	m <sup>3</sup>	55	188 500	10 367 500	
BCV	m <sup>3</sup>	290	16 500	4 785 000	
<b>Evacuateur de crues</b>					<b>34 935 233</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	35 800	107 400	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	37 000	185 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	370 000	2 590 000	
Forage	ml	45	21 100	949 500	
Injection (ciment)	t	750	2 200	1 650 000	
BCR	m <sup>3</sup>	55	174 333	9 588 333	
BCV	m <sup>3</sup>	290	68 500	19 865 000	

<b>Prise d'eau</b>					<b>17 008 600</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	8 200	24 600	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	4 000	20 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	40 000	280 000	
Forage	ml	45	5 200	234 000	
Injection (ciment)	t	750	600	450 000	
BCR	m <sup>3</sup>	55	80 000	4 400 000	
BCV	m <sup>3</sup>	290	40 000	11 600 000	
<b>Usine et poste</b>					<b>16 283 500</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	23 500	70 500	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	16 000	80 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	80 000	560 000	
Forage	ml	45	4 400	198 000	
Injection (ciment)	t	750	500	375 000	
BCV	m <sup>3</sup>	400	37 500	15 000 000	
<b>Plot de raccordement rive droite</b>					<b>13 836 000</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	10 500	31 500	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	2 000	10 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	20 000	140 000	
Forage	ml	45	7 600	342 000	
Injection (ciment)	t	750	800	600 000	
BCR	m <sup>3</sup>	55	112 500	6 187 500	
BCV	m <sup>3</sup>	290	22 500	6 525 000	
<b>Digue de col</b>					<b>1 182 700</b>
Décapage de l'emprise	m <sup>2</sup>	3	20 000	60 000	
Déblais en terrain meuble	m <sup>3</sup>	5	10 000	50 000	
Déblais en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	7	3 000	21 000	
Forage	ml	45	2 300	103 500	
Injection (ciment)	t	750	300	225 000	
Remblais argileux	m <sup>3</sup>	7	69 500	486 500	
Filtre	m <sup>3</sup>	6	3 450	20 700	
Drain	m <sup>3</sup>	6	3 000	18 000	
Rip-rap R1	m <sup>3</sup>	16	6 750	108 000	
Rip-rap R2	m <sup>3</sup>	15	6 000	90 000	
<b>Divers, aléas et imprévus</b>	%		20	28 785 544	
<b>TOTAL</b>					<b>172 713 266</b>

A ces coûts de génie civil doivent être adjoints les coûts nécessités par la création ou l'amélioration des accès au site de l'aménagement de Bouréya. Ces coûts sont détaillés dans le tableau ci-après :

**Tabl. 36 - Détail des coûts d'accès**

	Unité	Quantité	Prix unitaire	Total (€)
<b>Routes d'accès</b>				
Accès au site - Amélioration de piste existante	km	110	20 000	2 200 000
Accès au site - Création	km	8	115 000	920 000
<b>TOTAL</b>				<b>3 120 000</b>



### 3.7.2. Coûts d'équipement mécanique et électrique

Le tableau suivant récapitule les coûts liés aux équipements des prises d'eau, évacuateur de crues, vidanges de fonds et centrale hydroélectrique de l'aménagement de Bouréya pour l'aménagement retenu :

**Tabl. 37 - Détail des coûts d'équipement**

Description	Unité	Quantité	PU (k-Euros)	PT (k-Euros)	PT (Euros)
<b>Prise d'eau</b>					<b>4 810 000</b>
Grille	Forfait	4	170	680	
Dégrilleur/Portique de manutention	Forfait	1	90	90	
Batardeau	Forfait	1	230	230	
Vanne de tête	Forfait	4	340	1 360	
Conduite forcée	t	350	7	2 450	
<b>Usine</b>					<b>63 850 000</b>
Vannes papillon turbine	Forfait	4	200	800	
Turbines hydrauliques	Forfait	4	6 600	26 400	
Alternateurs	Forfait	4	3 200	12 800	
Transformateurs	Forfait	4	600	2 400	
Pont roulant	Forfait	1	1 200	1 200	
Auxiliaires mécaniques et électriques	Forfait	1	20 000	20 000	
Batardeaux aval	Forfait	1	210	210	
Portique à batardeau aval	Forfait	1	40	40	
<b>Evacuateur de crues</b>					<b>5 600 000</b>
Portique de manutention	Forfait	1	300	300	
Vannes segment	Forfait	8	550	4 400	
Batardeaux amont	Forfait	1	900	900	
<b>Vidange de fond</b>					<b>2 069 000</b>
Vannes de garde	Forfait	2	258	516	
Vannes de réglage	Forfait	2	344	688	
Pont roulant	Forfait	1	200	200	
Blindage du pertuis	t	95	7	665	
<b>TOTAL</b>				<b>76 329</b>	<b>76 329 000</b>

**Tabl. 38 - Détail des coûts d'interconnexion au réseau OMVS**

Description	Unité	Quantité	PU (k-Euros)	PT (k-Euros)
Poste de Bouréya	Forfait	1	5 000	5 000
Ligne HT 225kV Bouréya-Koukoutamba	km	140	160	22 400
Poste supplémentaire	Forfait	1	1 000	1 000
<b>TOTAL (k€)</b>				<b>28 400</b>

### **3.7.3. Coût environnemental**

Comme indiqué précédemment dans le présent rapport d'Avant-projet Sommaire, le coût environnemental du projet s'élèverait à environ 35 M\$ pour les compensations et 5M\$ pour les études (notamment Etudes d'Impact Environnemental et Social, EIES). A ces coûts sont ajoutés les coûts environnementaux pour la création de la ligne. Cette dernière évitant les forêts classées et suivant les axes de communications (pistes), le montant des compensations est estimé à environ 250 000 euros.

Une provision pour aléas de 20% est prise en compte pour couvrir les éventuels impacts supplémentaires mis en évidence par l'EIES à venir.

### **3.7.4. Coût global**

Suite à l'ensemble des études produites pour le présent APS et détaillées dans les chapitres précédents, le coût global de réalisation de l'aménagement de Bouréya peut être résumé par le tableau suivant :

**Tabl. 39 - Détail du coût global de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya**

<b>Aménagement de Bouréya - Estimation globale du coût de réalisation</b>			
<b>APS - Juin 2012</b>			
	Taux	Coût (Euros)	
<b>1. Coûts de construction de l'aménagement principal</b>			
<b>1.1 Travaux préparatoires</b>			<b>7 120 000</b>
1.1.1 Cité du maître d'ouvrage		4 000 000	
1.1.2 Routes d'accès		3 120 000	
<b>1.2 Génie civil</b>			
1.2.1 Installations de chantier	10%	13 084 338	
1.2.2 Dérivation provisoire		4 000 000	
1.2.3 Barrage en remblais		27 589 250	
1.2.4 Plot de raccordement rive gauche		16 008 100	
1.2.5 Evacuateur de crues		34 935 233	
1.2.6 Prise d'eau		17 008 600	
1.2.7 Usine et poste		16 283 500	
1.2.8 Plot de raccordement rive droite		13 836 000	
1.2.9 Digue de col		1 182 700	
1.2.10 Provision pour aléas	20%	28 785 544	
<b>1.3 Equipements hydro-électromécaniques du barrage</b>			
1.3.1 Prises d'eau et conduites forcées		4 810 000	
1.3.2 Vantellerie et restitution		7 669 000	
1.3.3 Installations de chantier	6%	748 740	
1.3.4 Provision pour aléas	7%	925 942	
<b>1.4 Equipements hydro-électromécaniques de l'usine</b>			
1.4.1 Equipements de l'usine		63 850 000	
1.4.2 Installations de chantier	6%	3 831 000	
1.4.3 Provision pour aléas	7%	4 737 670	
<b>2. Coûts de raccordement au réseau interconnecté</b>			
2.1 Poste de Bouréya		5 000 000	
2.2 Ligne HT 225 kV Bouréya-Koukoutamba		22 400 000	
2.3 Aménagement poste de Koukoutamba		1 000 000	
2.4 Installations de chantier	6%	1 704 000	
2.5 Provision pour aléas	15%	4 515 600	
<b>3. Plan environnemental</b>			
3.1 Mesures environnementales pour l'aménagement		32 000 000	
3.2 Mesures environnementales pour la ligne		250 000	
3.3 Provision pour aléas	20%	6 450 000	
<b>4. Ingénierie et maîtrise d'ouvrage</b>			
4.1 Etudes, reconnaissances, etc.	8%	27 178 017	
4.2 Maîtrise d'ouvrage	3%	10 191 757	
<b>Total</b>			<b>377 094 992</b>

### 3.7.5. Calendrier de réalisation

Le calendrier prévisionnel de réalisation de l'aménagement hydroélectrique de Bouréya a été établi sur la base des composantes du projet définies par les études détaillées ci-avant.

Il est basé sur les hypothèses suivantes :

- Le lancement des consultations en vue de la sélection de bureaux d'études pour les études détaillées (Avant-Projet Détaillé et Dossiers d'appel d'Offres) et les études d'impacts (EIES) dès l'achèvement du dossier de faisabilité/APS,
- La sélection de ces consultants et l'attribution des marchés d'études dès le début de l'année 2013,
- Un déroulement optimal de ces études permettant le lancement des dossiers d'appel d'offres pour la construction en fin d'année 2014,
- La préparation et remise des offres des entreprises ainsi que les négociations et signature du contrat dans le courant de l'année 2015 pour un démarrage des travaux en début de saison sèche fin 2015,
- Le basculement du Bafing dans les pertuis de dérivation provisoire avant la saison humide 2018, soit 30 mois après le début des travaux,
- La fermeture des pertuis de dérivation provisoire avant la saison humide 2019 afin de bénéficier de la forte hydraulité pour un remplissage efficace et rapide de la retenue.
- Une durée de 3 ans, entre 2016 et 2019 pour les travaux relatifs à l'équipement de l'usine et au raccordement au réseau de transport d'électricité.

On notera que, dans le cas de mise en place d'un contrat de type EPC (Engineering Procurement and Construct), un délai raccourci de l'ordre de 6 à 8 mois pourrait être envisagé. En effet, dans ce type de contrat, les études et la construction étant réalisées par un groupement « bureau d'études / constructeur », une seule phase de sélection serait à prévoir et le délai d'études s'inscrirait dans la phase de préparation de l'entreprise de construction.

On ne pourrait envisager de réduire d'avantage les délais du fait de la nécessité de recruter un bureau d'ingénierie pour l'établissement de spécifications de performances auxquelles devra se conformer le groupement EPC retenu à l'issue des consultations. Le délai nécessaire au recrutement du bureau d'ingénierie et à l'établissement des spécifications de performance reste en effet relativement incompressible.

En l'absence d'indication formelle sur le type de contrat qui sera finalement retenu, un calendrier de type classique est établi et présenté sur la figure suivante.



## **3.8. ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE**

### **3.8.1. Analyse économique et financière du projet**

#### 3.8.1.1. PREAMBULE

L'analyse financière et économique a pour objet de déterminer et de quantifier les coûts et avantages d'un projet afin de faciliter la prise de certaines décisions tout au long du cycle du projet :

- a) Les premiers choix entre grandes variantes d'investissement ;
- b) Les modalités de financement ;
- c) Le jugement sur les résultats atteints et les impacts économiques du projet ;
- d) L'appréciation des décideurs sur l'intérêt réel du projet pour chaque acteur concerné et pour la collectivité dans son ensemble ;
- e) Le jugement des résultats atteints et les impacts économiques du projet (par exemple pour le déblocage des fonds pour une nouvelle phase du projet) ;
- f) etc.

L'analyse économique et l'analyse financière de projet ont deux objectifs différents :

- 1) L'analyse financière se situe du point de vue d'un agent particulier (Compagnie d'électricité, Société à Objet Spécifique (SOS) ...) et consiste à examiner les activités et flux de ressources des agents pris individuellement.
- 2) L'analyse économique se situe du point de vue de la collectivité et conduit à étudier les flux concernant l'ensemble des agents impliqués dans un projet (filière de production, économie nationale ou régionale, par exemple) et de leur impact pour la collectivité.

Les analyses économique et financière doivent permettre de répondre aux questions suivantes :

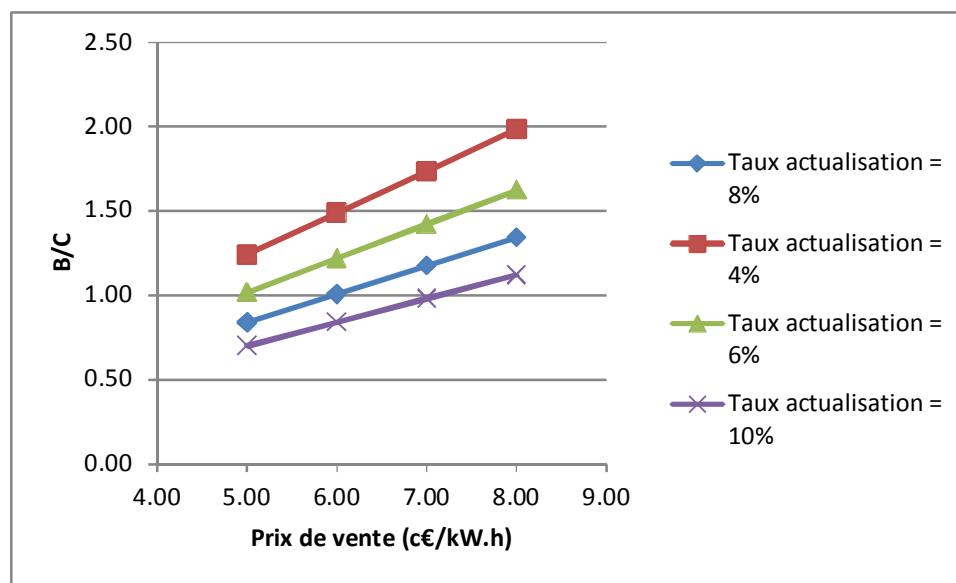
- a) Le projet est-il viable pour tous les agents qui y participeront ? Et pour l'économie nationale ?
- b) Apporte-t-il plus d'avantages que de coûts à la collectivité ?
- c) Les ressources qui y sont consacrées sont-elles utilisées efficacement ?

#### 3.8.1.2. ANALYSE ECONOMIQUE

Pour les critères retenus pour le présent APS et détaillés au chapitre traitant de l'optimisation du volume de la retenue (échelonnement des dépenses d'investissement durant les quatre années de construction à raison de 15%, 25%, 30% et 30% ; dépenses d'exploitation de l'ordre de 0.5% de l'investissement en génie civil et 1.5% de l'investissement en équipement hydromécanique, taux d'actualisation de l'ordre de 8%, etc.), l'étude du critère de rentabilité B/C fourni une valeur de 1.17 pour un prix de vente de l'énergie de 7 c€/kWh (coût économique du kWh tel que défini par l'étude financière ci-après).

La figure suivante met en évidence la sensibilité du critère de rentabilité vis-à-vis du taux d'actualisation et du prix de vente de l'énergie.

On met en évidence que, quel que soit le taux d'actualisation retenu, le critère de rentabilité dépasse l'unité pour le coût économique de 7 c€/kWh.



**Fig. 43. Evolution du critère de rentabilité B/C en fonction du prix de vente du kWh et du taux d'actualisation**

### 3.8.1.3. ANALYSE FINANCIERE

Le but de l'analyse financière est :

- a) D'identifier et d'estimer tous les flux monétaires et de biens et services résultant des activités liées au projet : coûts d'investissement, coûts de fonctionnement, avantages que l'agent (la compagnie d'électricité, la SOS...) tire de ces activités ;
- b) De faire le point sur la situation financière globale de l'agent et donc sur sa solvabilité (la solvabilité est le fait de pouvoir assurer l'avenir à relativement long terme sans se trouver en défaut de paiement) de ses activités ;
- c) De calculer la rentabilité des capitaux investis ;
- d) De récapituler les concours financiers extérieurs nécessaires.

L'analyse financière évalue donc les flux financiers générés par le projet au cours de toute sa durée de vie. L'analyse financière va donc prendre en compte les dépenses en capital (CAPEX) et les dépenses de fonctionnement (OPEX) estimées sur la base des inputs des tâches précédentes.

le but principal de cette analyse est de déterminer les principales conditions de viabilité financière du projet tel que proposé dans cette étude. Le paramètre principal pour assurer cette viabilité est le flux des revenus annuels pouvant être générés, donc les recettes provenant de vente de l'électricité produite par la centrale durant la vie utile de celle-ci. Les indicateurs calculés pour évaluer la viabilité financière du projet sont les suivants :

- 1) La Valeur Actuelle Nette Financière (FNPV) ;
- 2) Le Taux de Rentabilité Interne Financier (FIRR)

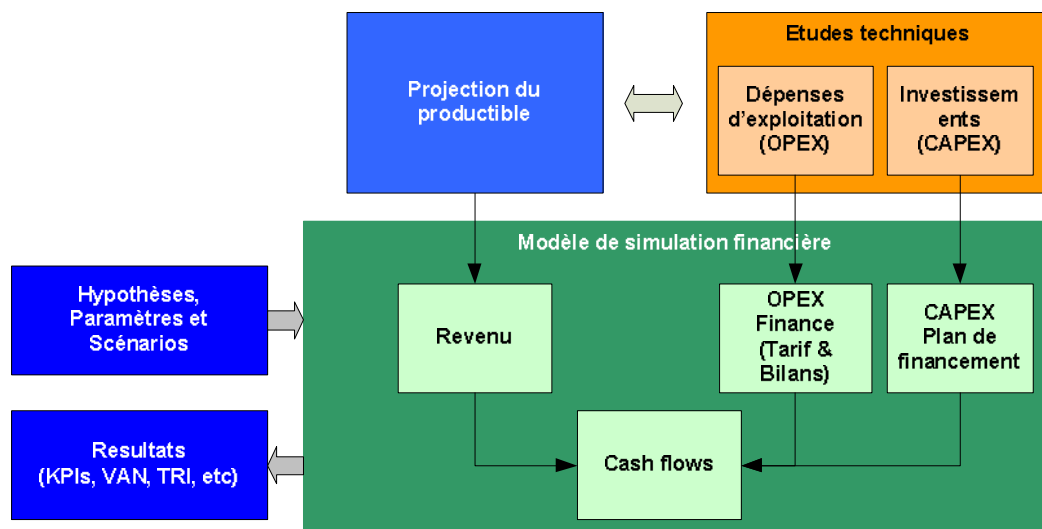
La méthode d'analyse développée ici est celle préconisée par l'Union Européenne dans un document officiel de la DG Politique Régionale, « Guide pour l'Analyse Coût-Bénéfice des Projets d'Investissement », daté de Juillet 2008. Il est à noter que les définitions du cash flow net pour les calculs des indicateurs de performance du projet selon cette méthode, sont différentes de celles utilisées selon d'autres conventions comptables. En particulier, elles ne doivent pas être

confondues avec les définitions de cash flow utilisées dans les comptes standards des compagnies.

La méthode développée ici est celle du Cash Flow Actualisé ou Discounted Cash flow (DCF). Elle suppose en particulier les hypothèses suivantes :

- a) Seules les entrées et sorties de caisse sont considérées (la dépréciation, les réserves et autres items de comptabilité qui ne correspondent pas à de réels flux de caisse ne sont pas pris en compte) ;
- b) Le calcul du cash flow actualisé suppose l'adoption d'un taux d'actualisation financier approprié. Dans la zone du projet on considère 10% en termes réels.

Pour mener cette analyse financière un modèle a été développé sous MS Excel. La figure ci-dessous représente l'architecture générale de la modélisation financière et les flux d'informations échangées entre les différentes parties. L'organisation du classeur Excel suit cette logique avec une feuille pour chaque partie.

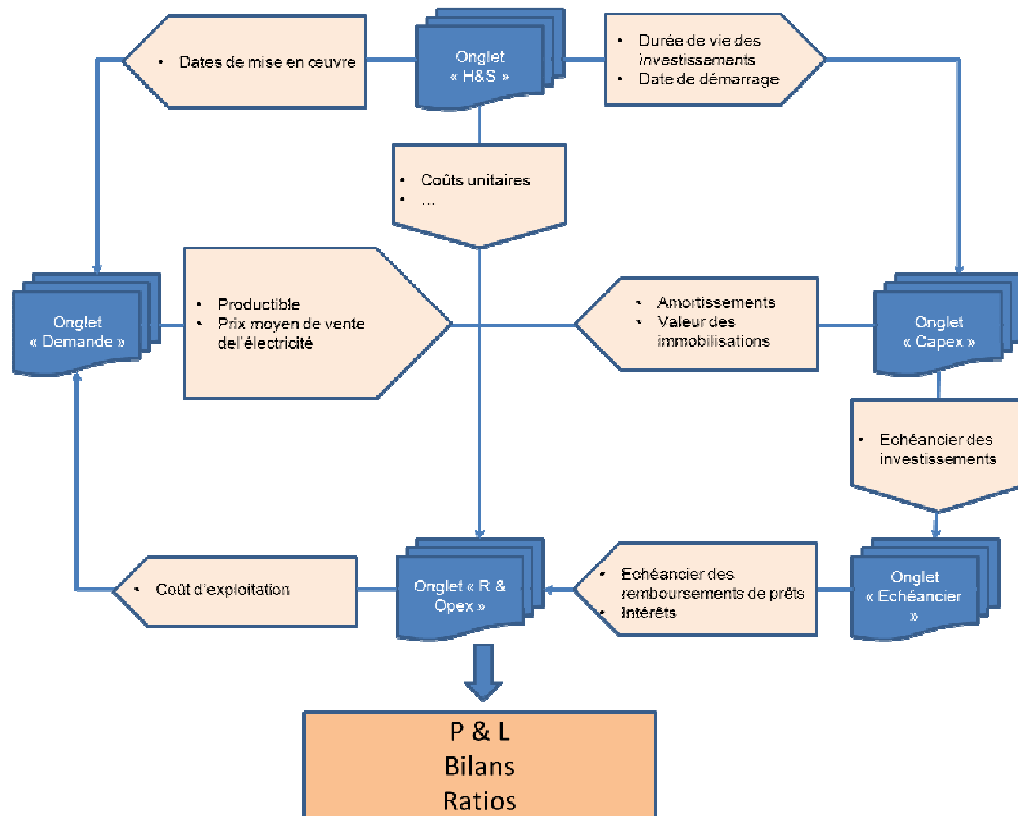


**Fig. 44. Architecture générale de modélisation financière**

Sur la base de cette logique, le modèle est organisé en 5 onglets principaux :

- 1) L'onglet « H & S » : Contient l'ensemble des hypothèses structurantes du modèle et permet de décrire les différents types de scénarios considérés
- 2) L'onglet « Demande » : Contient les informations concernant le productible. C'est dans cet onglet que sont également calculés les prix de vente du kWh aux bornes de la centrale.
- 3) L'onglet « Capex » : Cet onglet contient toutes les informations nécessaires au calcul des plans d'investissements initiaux, des investissements complémentaires et des amortissements.
- 4) L'onglet « Echancier » : Contient toutes les informations relatives au plan de financement, et permet le calcul des échéanciers de remboursements pour les investissements initiaux mais également pour les investissements de renouvellement. Il permet également le calcul des frais financiers supportés par le projet.
- 5) L'onglet « R & Opex » : Permet le calcul des recettes du projet (recettes d'exploitations) ainsi que le calcul de l'ensemble des coûts d'exploitation supportés par le projet. Il présente également les différents tableaux financiers.





**Fig. 45. Modélisation financière - Interactions**

Afin de décrire au mieux les différentes étapes du projet (Construction, exploitation) mais également de pouvoir paramétrer un certain nombre de scénarios alternatifs au scénario de base, le modèle contient un certain nombre de variables et d'hypothèses. Celles-ci sont reprises ci-dessous en distinguant les variables et hypothèses structurantes pour le modèle rassemblées dans l'onglet « H&S », de celles moins structurantes présentes dans les onglets où elles ont un impact. Les principales hypothèses concernent

### 3.8.1.3.2. Hypothèses générales

Ces hypothèses concernent les variables permettant de calibrer le modèle et de décrire l'évolution du contexte socio-économique dans lequel s'insère le projet.

Ces hypothèses concernent essentiellement :

- a) L'horizon du modèle : Afin d'être cohérent avec les analyses menées précédemment, le choix a été fait de retenir un horizon de 30 ans pour le modèle
- b) La date de démarrage de travaux de construction est fixée à 2014. A noter que cette date ne constitue qu'une hypothèse (optimiste, comme détaillé au chapitre précédent présentant le planning de l'opération) mais qu'un démarrage plus tardif de quelques années ne remet pas en cause les résultats présentés dans le raisonnement ci-après.
- c) La durée de construction : Dans le scénario de base, cette durée de construction est fixée à 4 ans. Des simulations seront réalisées par la suite pour étudier l'impact d'un allongement de la durée de construction sur les résultats du modèle. Cette hypothèse entraîne donc une mise en exploitation commerciale de la centrale en 2018 (ou plus tardive, en fonction de la date effective de démarrage).

- d) Les taux d'inflation : Une distinction est opérée entre taux d'inflation national et taux d'inflation attendu dans le reste du monde. Le taux d'inflation national est celui utilisé pour inflater les dépenses et recettes relatives au projet et qui sont réalisées en Guinée: l'ensemble des dépenses d'exploitation comme le personnel, les achats de consommable (énergie, fournitures diverses...); une partie des investissements (parc automobile, matériel informatique de bureau, bâtiments, ...). Le taux d'inflation international est utilisé pour inflater les dépenses réalisées à l'extérieur de la Guinée et concerne les investissements en matériels achetés à l'extérieur de la Guinée.

#### 3.8.1.3.3. Dépenses d'exploitation et de maintenance

Ces dépenses sont celles encourues tout au long de la phase d'exploitation de l'aménagement. A ce niveau de l'analyse, il a été choisi d'exprimer l'ensemble de ces dépenses au prorata des investissements réalisés.

Comme déjà évoqué précédemment dans le présent rapport, les dépenses d'exploitation seront donc considérées constantes (en monnaie constante) tout au long de la durée de vie du projet et sont évaluées sur la base des ratios suivants :

**Tabl. 41 - Dépenses d'exploitation et de maintenance de l'aménagement**

TYPES DE DEPENSES	UNITE	VALEUR
Dépenses d'exploitation et maintenance liées aux infrastructures de Génie Civil	% invest. GC	0,5%
Dépenses d'exploitation et maintenance liées aux infrastructures hydromécaniques et électriques	% invest. hydro + élec	1,5%

#### 3.8.1.3.4. Coûts d'investissements

Deux grandes catégories d'investissements sont considérées : les investissements initiaux et les investissements d'exploitation.

##### **A. Les Investissements initiaux correspondent à la mise en place de la centrale et comprennent :**

- Les investissements liés à la construction : études préalables et recherches, achat des terrains, constructions et génie civil, équipements ;
- Les investissements résultant de la mise en route du projet : frais de premier établissement, formation du personnel, besoins en fonds de roulement.

Le tableau ci-dessous reprend les investissements initiaux réalisés pour mettre en œuvre le projet, tels qu'ils ressortent des tâches précédentes.

**Tabl. 42 - Détail des investissements initiaux considérés**

TYPES DE BIENS ET MATERIELS	VALEUR EN KILOS EUROS
Equipement Electro&Hydro-mécaniques	80 909
Raccordement au réseau interconnecté	30 104
Génie Civil	143 928
Routes et accès	7 120
Coûts environnementaux	32 250
Ingénierie et Maitrise d'ouvrage	37 370

En sus de ces coûts d'investissements établis sur la base de l'étude technique, il convient de les majorer au titre des provisions pour imprévus. Ces provisions pour imprévus sont de deux types :

- Les provisions pour aléas techniques : Elles permettent de tenir compte de l'incertitude pesant sur les prévisions techniques et les coûts qui en résultent (en prix constants).
- Les provisions pour aléas financiers : Elles sont dues aux variations relatives de prix (en prix constants) = augmentation d'un bien ou service indépendamment de la hausse générale de prix (donc hors provision pour hausse de prix). Certains équipements ou pièces détachées sont particulièrement sujets à ces hausses difficiles à prévoir. De même certains biens difficilement substituables peuvent subir des variations plus ou moins rapides de leurs prix du fait de l'évolution du marché, de mesures politiques nouvelles de limitation des importations, de difficultés de production ou parce que l'importance du projet crée une brusque augmentation de la demande.

Dans l'analyse financière, les taux majorants les investissements initiaux au titre de ces provisions sont les suivants :

**Tabl. 43 - Prise en compte des imprévus techniques et financiers**

TYPES D'INVESTISSEMENT	TAUX DE MAJORATION AU TITRE DES PROVISIONS POUR IMPREVUS TECHNIQUES ET FINANCIERS
Equipement Electro&Hydro-mécaniques	7%
Raccordement au réseau	15%
Génie Civil	20%
Coûts environnementaux	20%

Le planning de réalisation des investissements est le suivant :

**Tabl. 44 - Planning de réalisation des investissements**

	2014*	2015*	2016*	2017*
Echéancier des investissements	15%	25%	30%	30%

\* Hypothèse de simulation considérant le démarrage des travaux en 2014.

**B. Les Investissements réalisés en cours d'exploitation afin :**

- de maintenir l'outil de production : investissements de renouvellement d'équipement, de réhabilitations ;
- d'en accroître la capacité de production (ou de la diversifier) : nouveaux équipement, augmentations du fonds de roulement.

Le renouvellement des équipements est fonction de la durée de vie technique des équipements. Dans le modèle, cette durée de vie technique est considérée comme identique à la durée de vie économique qui permet l'amortissement. Au fur et à mesure de son utilisation (usure), et du simple fait du temps (obsolescence ou désuétude), les biens perdent de leur valeur. L'amortissement est une opération comptable qui consiste chaque année à réduire la valeur d'un bien du fait de l'usure et de l'obsolescence. Les biens amortissables sont ceux qui ont une durée de vie utile limitée mais qui dure plus d'un exercice

Dans le modèle, la méthode d'amortissement retenue est de type linéaire. Les durées de vie suivantes ont été retenues pour les différents types d'équipement :

**Tabl. 45 - Durée d'amortissement des équipements**

TYPES D'EQUIPEMENT	DUREE D'AMORTISSEMENT EN ANNEE
Equipements mécaniques	30
Equipements électriques	30
Bâtiments et Génie civil	50

Toutefois, afin d'amortir les équipements sur l'horizon temporel du modèle (30 ans), le choix a été fait d'adopter un amortissement de type caducité garantissant qu'à l'horizon du modèle, tous les équipements seront totalement amortis.

### 3.8.1.3.5. Plan de financement

Pour l'instant, aucune indication n'a été fournie quant à la provenance des ressources permettant de financer la construction du barrage de Bouréya. Un plan de financement type a donc été élaboré.

Traditionnellement, on distingue trois grandes sources de financement :

- 1) Les dons qui constituent des ressources non remboursables et sont attribués généralement par des bailleurs de Fonds Internationaux (Banque Mondiale, Banque Africaine de Développement ...)
- 2) Les prêts qui constituent des ressources donnant lieu au remboursement du capital et d'intérêts. Un prêt suppose la définition d'un certain nombre de caractéristiques. Dans le cadre de cette analyse, trois principales caractéristiques ont été retenues :
  - a) Maturité : durée sur laquelle le prêt est consenti.
  - b) Période de grâce ; Période correspondant à un différé du remboursement du capital emprunté et qui correspond à minima traditionnellement à la période de construction pendant laquelle le projet ne génère pas encore de revenus.
  - c) Le taux d'intérêt qui peut être soit constant soit variable, et sera ici considéré comme fixe.

Dans le cadre de la présente analyse, deux types de prêts ont été considérés différenciés par leurs caractéristiques :

- Des prêts dits commerciaux provenant de banques commerciales ;
- Des prêts dits concessionnels et accordés par des bailleurs de fonds internationaux.

Le tableau ci-dessous reprend les principales caractéristiques des prêts considérés selon leur origine :

**Tabl. 46 - Hypothèses de caractéristiques des prêts**

	MATURITE	PERIODE DE GRACE	TAUX D'INTERET
Prêts commerciaux	10 ans	2 ans	7%
Prêts Concessionnels	30 ans	10 ans	1%

- 3) Les apports en capitaux propres (fonds OMVS) qui représentent les contributions du détenteur de projet au financement de ce dernier.

La répartition entre ces différentes sources au financement du projet, en l'absence d'informations plus précises, fait l'objet d'hypothèses distinguant les financements selon les investissements à financer. Deux structures de financement sont considérées : la première concerne le financement des investissements de type Génie civil, équipement hydroélectrique et matériel électriques en distinguant entre investissement initial et investissement de

renouvellement tandis que la seconde concerne le financement des dépenses relatives aux coûts environnementaux.

Le tableau ci-dessous reprend la ventilation des financements selon la source de financement et les types d'investissements :

**Tabl. 47 - Hypothèses de structure du plan de financement**

		PRETS		DONS	FONDS PROPRES
		Commercial	Concessionnel		
Investissement Génie civil, équipement hydroélectrique et matériel électriques	Investissement initial	0%	50%	50%	0%
	Investissement de renouvellement	100%	0%	0%	0%
Investissement de financement des coûts environnementaux		0%	0%		100%

### 3.8.1.3.6. Revenus issus de la vente d'électricité

Dans le cadre de cette analyse financière, les seuls revenus considérés sont ceux issus de la vente d'électricité à l'exclusion de tout autre revenu (financier, location de fibre optique, ...).

Le productible retenu pour la centrale de Bouréya dans le cadre de l'analyse financière est égal à 733 GWh par an et correspond à celui obtenu pour une cote de retenue normale de 385m et un débit d'équipement de 230 m³/s.

Afin de déterminer le revenu de la centrale, il importe donc de pouvoir déterminer le tarif de vente de cette électricité. Le tarif considéré ici est celui aux bornes de la centrale (hors pertes sur le réseau de transport aux différents points de livraison).

La méthodologie retenue ici pour déterminer le tarif est basée sur la notion de revenu nécessaire. Le tarif calculé par le modèle est celui conduisant à un revenu permettant à l'entité en charge de l'exploitation de la centrale de faire face à l'ensemble de ses coûts à savoir :

- a) Les coûts d'exploitation et de maintenance
- b) Le service de la dette (remboursement du capital emprunté)
- c) Les charges financières liées aux intérêts courant sur les emprunts contractés pour financer la construction

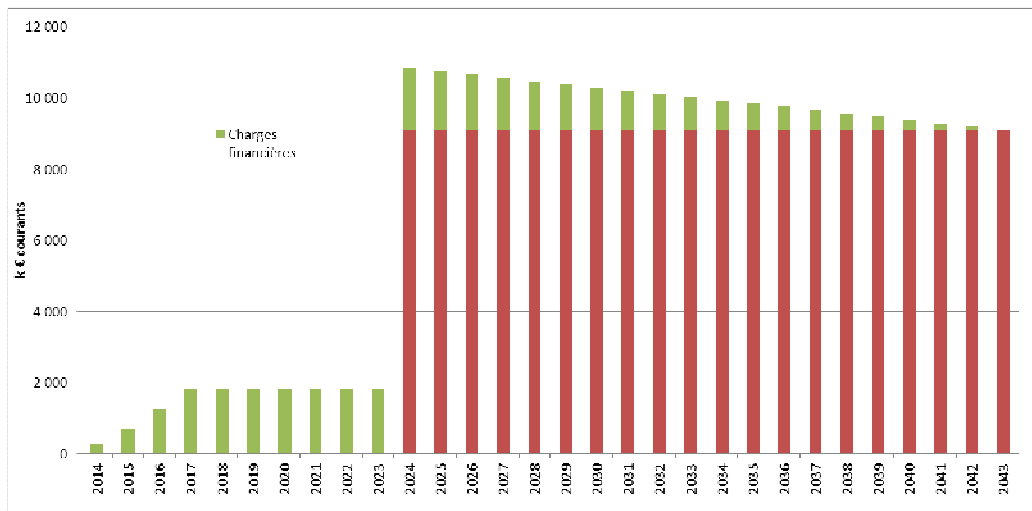
Par ailleurs, le tarif doit permettre une rentabilité « acceptable » de l'investissement, soit au moins 10% en monnaie constante (hypothèse couramment admise).

### 3.8.1.4. RESULTATS DE L'ANALYSE FINANCIERE

#### 3.8.1.4.1. Charge de la dette et des intérêts

Du fait des périodes de grâce attachées aux prêts concessionnels, les remboursements en capital n'interviennent qu'à partir de 2024 (selon l'hypothèse considérée de démarrage des travaux). Jusqu'à cette date, les seules charges liées à l'endettement sont constituées par les intérêts.

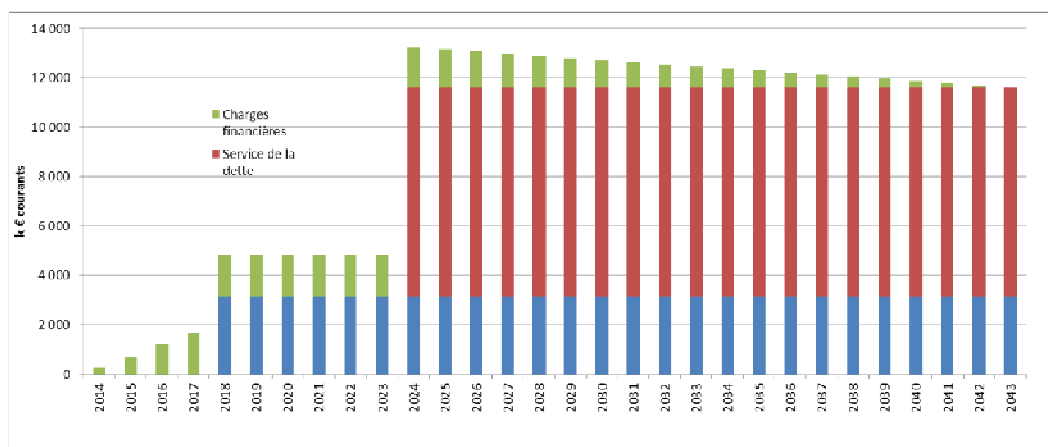
Ceux-ci représentent pendant la période de construction (intérêts intercalaires), un montant de 4 millions d'euros. A partir de 2024, les remboursements en capital représentent 8,46 millions d'euros.



**Fig. 46. Charge de la dette**

### 3.8.1.4.2. Charges courantes d'exploitations

Elles sont composées des dépenses d'O&M, du remboursement de la dette et du paiement des intérêts. Les dépenses d'O&M représentent 3,1 millions d'euros par an soit moins de la moitié de la charge de la dette à partir de 2024 (selon l'hypothèse considérée de démarrage des travaux).



**Fig. 47. Evolution des charges d'exploitation**

### 3.8.1.4.3. Indicateurs de viabilité financière du projet

Sous le cadre d'hypothèses retenu, le Taux de Rentabilité Interne (Financial Internal Rate of Return /Cost - FIRR/C) du projet est de 10,36 %. Le prix de vente de l'électricité permettant d'atteindre ce taux est de 7c€/kWh.

Si on suppose que la partie « don » constitue un apport national de capital de l'OMVS ou un apport en capital de la société en charge de l'exploitation du barrage, le taux de rentabilité de ce capital selon le mode de calcul défini plus haut (Guide pour l'Analyse Coût-Bénéfice des Projets d'Investissement, EU, DG Politique Régionale) est de 19,7% (Financial Internal Rate of Return /Capital, FIRR/K).

Si par contre, on suppose que la rentabilité du projet ne doit être évaluée que sur la partie « prêt » du capital, le taux devient alors de 18,26 % avec les mêmes hypothèses de tarif.

### 3.8.1.5. ANALYSES DE SENSIBILITE

La mise en œuvre d'un projet se passe rarement comme envisagé dans les plans. Les coûts et avantages réels s'écartent alors des valeurs prévues. Ces incertitudes peuvent modifier le jugement global porté sur le projet. Aussi, est-il nécessaire de procéder à des analyses de sensibilité qui permettent de mettre en évidence les variables ayant le plus d'influence sur les performances du projet et leur robustesse.

Dans le cadre de cette analyse, plusieurs analyses seront réalisées selon le principe « toutes choses égales par ailleurs » conduisant à n'introduire de perturbations que sur une seule variable du modèle afin de pouvoir en capturer l'effet.

Ces analyses portent sur :

- a) La durée de construction
- b) La structure de financement
- c) Le niveau du productible

#### 3.8.1.5.2. Sensibilité face à la durée de construction

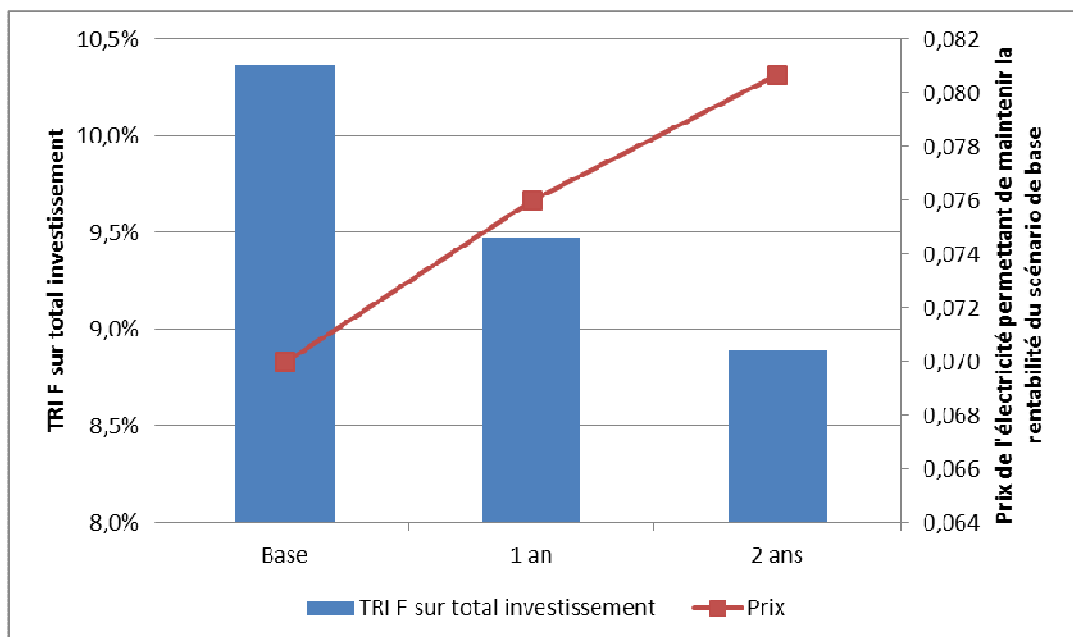
Prévue pour durer 4 ans dans le scénario de base, un allongement de la durée de construction conduit à une détérioration des indicateurs financiers du projet.

Pour un allongement de la durée de construction d'une année, le taux interne de rentabilité du projet passe sous la barre des 10% (objectif de rentabilité minimum) pour s'établir à 9,47%.

Dans le cas d'un allongement de 2 ans, ce même taux passe à 8,9%.

Pour rétablir la rentabilité au niveau de celle atteinte dans le scénario de base, il faut augmenter le prix de vente de respectivement à 7,59 c€/kWh (+8,5%) et 8,06 €/kWh (+15%).

La durée de construction est donc loin d'être neutre sur la rentabilité du projet et sur les niveaux de prix.



**Fig. 48. Impact d'une variation de la durée de construction**

### 3.8.1.5.3. Sensibilité face à la structure de financement

Dans le scénario de base, 90% du financement est assuré par les bailleurs de fonds internationaux avec une proportion égale de prêts et de dons.

Quel serait l'impact sur la rentabilité financière du projet d'une modification significative de cette structure de financement. Afin de tester la sensibilité à une modification des conditions de financement, une structure alternative est testée, basée sur un transfert de la part des dons vers un financement par des prêts concessionnels.

Dans une telle configuration, le taux de rentabilité interne du projet n'est pas modifié. Par contre, si, on suppose que la rentabilité du projet ne doit être évaluée que sur la partie « prêt » du capital, le taux qui était de 18,26% dans le scénario de base se dégrade fortement à 10,36 soit logiquement le même taux que celui du projet.

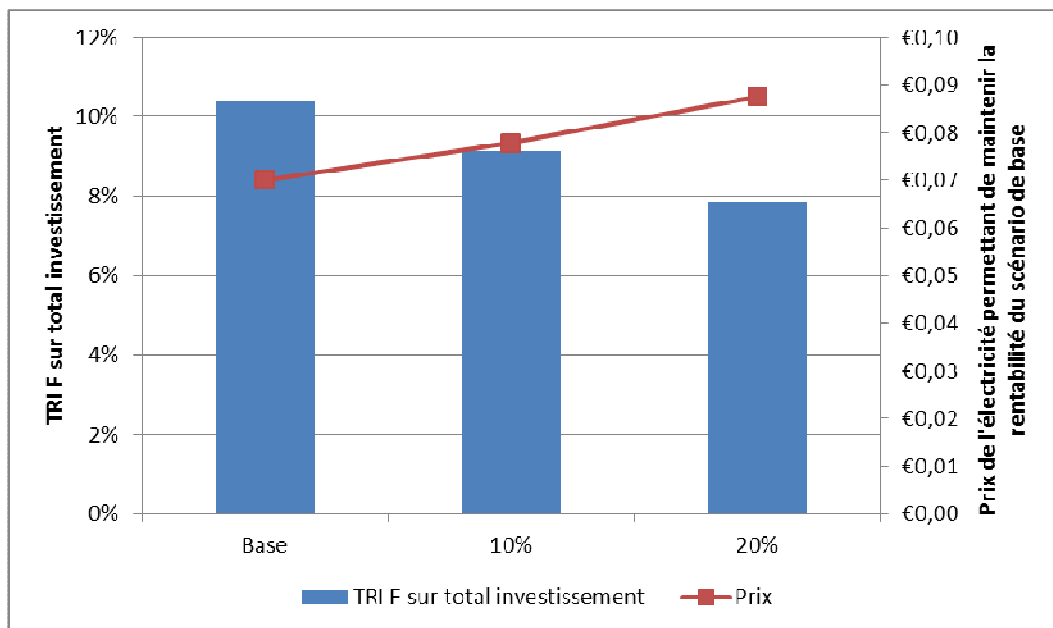
Pour retrouver la rentabilité « prêt » du capital du scénario de base, il faudrait procéder à une augmentation du tarif de 76% pour atteindre 12,34 c€/kWh.

### 3.8.1.5.4. Sensibilité face au niveau de productible

Dans le scénario de base, le niveau de productible annuel est de 733 GWh/an. Ce niveau de productible est basé sur des hypothèses sur l'hydraulicité du Bafing au site de Bouréya (et sur les critères d'aménagement du projet de Koukoutamba venant régulariser les apports).

Dans le cas d'une réduction du productible de 10% par rapport au scénario de base, soit un productible annuel de 660 GWh, la rentabilité du projet se dégrade et passe en dessous du minimum de rentabilité pour atteindre 9,14%. La variation de prix nécessaire pour restaurer la rentabilité du scénario de base est alors de 11,1% avec un prix du kWh de 7,78 c€/kWh.

Si le productible est réduit de 20% la dégradation du TIR est accentuée et l'augmentation de prix permettant le maintien du TRI du scénario de base est également plus importante, comme reporté sous le graphique ci-dessous.



**Fig. 49. Impact d'une diminution du productible**



### 3.8.1.6. CONCLUSIONS DE L'ANALYSE ECONOMIQUE ET FINANCIERE

#### 3.8.1.6.1. Conclusion économique

Compte tenu de son envergure, le projet de Bouréya comporte une dimension régionale qui permet d'envisager une croissance de l'activité économique globale de la région en raison de la possible participation d'entreprises et de main d'œuvre locales.

L'activité économique de ces entreprises générera des profits dont l'ensemble de l'économie locale pourra bénéficier.

A l'échelle plus large de l'Afrique de l'Ouest, l'accroissement de production électrique permettra la limitation des délestages jusqu'alors rencontrés, les coûts associés à la demande non satisfaite pouvant alors être réduits et la productivité des industries et services améliorés.

Par ailleurs, les coûts évités de consommation en fuel et autres combustibles pour centrales thermiques sont estimés à 44 M€/an (29 Md FCFA) du fait de l'écart de coût du kWh produit par Bouréya (de l'ordre de 7 c€/kWh, ou 45 FCFA/kWh) par rapport au coût du thermique (de l'ordre de 13 c€/kWh, ou 90 FCFA/kWh). Ces coûts évités viendront alléger d'autant la facture énergétique des pays de la sous-région.

Enfin, le désenclavement et le développement de la zone de l'aménagement générera de l'activité et des profits qui, même s'ils sont difficilement quantifiables à ce stade de l'étude, ne pourront que bonifier le projet de l'aménagement de Bouréya.

#### 3.8.1.6.2. Conclusion financière

Le projet de construction de la centrale de Bouréya est financièrement viable et pour un niveau de tarif de l'électricité produite raisonnable par rapport à ceux observés dans la zone qui devrait favoriser la valorisation du productible. Pour le cadre d'hypothèses retenu, la rentabilité du projet est supérieure à 10%.

Ces résultats sont relativement sensibles à une variation des hypothèses structurantes (durée de construction, niveau du productible, structure du financement). Néanmoins, les études de sensibilité réalisées ne conduisent pas à une remise en cause de la viabilité financière, les baisses de TRI observées dans les différents exercices de simulation pouvant être amorties au prix de légères augmentations du tarif de vente, inférieures dans tous les cas à 20% d'augmentation (ceci permettant en tout état de cause de conserver l'attractivité de la production hydroélectrique par rapport à d'autres sources de production, thermique notamment).

### **3.9. RECOMMANDATIONS POUR LES PHASES ULTERIEURES D'ETUDE**

A l'issue de la présente phase d'Avant-Projet Sommaire, les recommandations suivantes peuvent être formulées pour la conduite des études ultérieures :

- Pour l'Avant-Projet Détaillé de l'aménagement de Bouréya :
  - l'intégration des données définitives de l'aménagement de Koukoutamba telles qu'elles auront été définies pour l'Avant-Projet Détaillé de cet aménagement ;
  - la réalisation d'une campagne complémentaire d'investigations géotechniques visant à mieux caractériser :
    - le rocher de fondation de la fosse de dissipation de l'évacuateur de crues de Bouréya, afin d'affiner les quantités de pré-excavations à réaliser. Réalisation de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons rocheux et essais en laboratoire,
    - les agrégats destinés à être utilisés dans la confection des bétons de l'aménagement. Réalisations d'essais physiques de gonflement à long terme pour caractérisation définitive des agrégats vis-à-vis de l'alcali-réaction ;
  - la réalisation d'un levé topographique complémentaire permettant :
    - d'affiner la courbe de remplissage de la retenue en procédant à un levé à l'échelle 1/5000<sup>ème</sup> de l'ensemble de la cuvette de retenue,
    - de déterminer plus précisément la loi hauteur/débit aval de l'aménagement du lit du Bafing en procédant au levé d'un profil en long et de profils en travers du lit sur une longueur suffisante ;
  - l'étude, sur modèles numérique et réduit physique, du fonctionnement hydraulique de l'évacuateur de crues et ses interférences sur l'écoulement dans le canal de fuite de l'usine ;
- Pour l'étude d'impacts de l'aménagement de Bouréya :
  - la réalisation de l'étude d'impacts suivants les modalités requises et détaillées dans l'évaluation diagnostique formulée pour le présent APS ;

A noter que, si l'étude d'impacts de l'aménagement de Bouréya ne s'attache à identifier et traiter que les impacts locaux de l'aménagement, il conviendra de réaliser une étude à une échelle plus globale afin d'analyser les impacts cumulatifs de l'ensemble des projets hydroélectriques amont sur le Bafing et notamment les effets sur le lac de Manantali d'une irrigation à grande échelle pour les cultures de contre-saison.
- Pour le fonctionnement optimisé de toute la chaîne des aménagements du Bafing supérieur :
  - l'étude de la cascade d'aménagement et la définition d'un plan de gestion intégré.

oOo

## **ANNEXES**

**ANNEXE 1 : HYDRAULIQUE**

## 1. CRITERES DE CONCEPTION ET RESUME DES DONNEES DE BASE

---

### 1.1. DEBITS

Les débits de pointe des crues sont détaillés dans le tableau suivant :

Bouréya– débits de pointes de crues										
T (années)	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	10000
Q crues (m <sup>3</sup> /s)	1170	1520	2090	2620	3340	3840	4370	5050	5590	7260

On considère, pour la conception de l'évacuateur, qu'il n'y a pas de laminage.

### 1.2. NIVEAUX NATURELS

Deux lois cotes-débit au droit du barrage ont été calculées : une hypothèse haute et une hypothèse basse (voir fin de la présente annexe).

Les cotes retenues sont les suivantes :

#### COTES D'EAU NATURELLES AU DROIT DE L'AXE BARRAGE

Cotes d'eau naturelles à l'axe barrage			
Débit (m <sup>3</sup> /s)	2000	3350	7260
minimum	332,8 m	334,6 m	337,1 m
maximum	334,3 m	336,1 m	338,5 m

Les niveaux à 300 m en aval de l'axe barrage (i.e. aval du bassin de dissipation) sont environ 10 cm en dessous des valeurs précitées.

### 1.3. NIVEAUX DANS LA RETENUE

Les niveaux principaux à l'amont du barrage sont les suivants :

- Crête barrage : +389 m
- Niveau retenue normale : +385 m.
- Niveau en crue 10 000 ans : 387.2 m

---

## 2.SOLUTION PERTUIS DE FOND AVEC BASSIN A RESSAUT COURT (VARIANTE 2)

---

### 2.1. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DE LA SOLUTION

Dans la solution étudiée, l'aménagement était équipé de 8 pertuis de fond, permettant de réutiliser les pertuis construits pour la dérivation provisoire.

L'évacuateur est composé de :

- 8 pertuis (largeur : 5,5m, hauteur : 6m), radier calé à +329,5m, largeur des piles : 7m,
- Un ensemble de clapets, de 80 m de largeur totale déversante, dont le seuil est à la cote +385 m.

La largeur de l'évacuateur à la sortie des pertuis de fond est de 100 m.

Lorsqu'une vanne de fond est bloqué, la crue 1/10 000 de 7260 m<sup>3</sup>/s passe sous la cote +386,6 m.

Le niveau aval minimal retenu pour le débit de 7260 m<sup>3</sup>/s est de 337,0 m. La chute est donc d'environ 50m, ce que Peter Mason (The choice of hydraulic energy dissipator for dam outlet works based on a survey of prototype usage, Proceeding Instn Civ. Engrs, part I, 1982, 72, May, 209-219) estime être la limite acceptable raisonnable des bassins à ressaut.

Les caractéristiques principales du bassin sont les suivantes :

- Le fond du bassin a été calé à la cote +311 m, correspond au maintien du ressaut pour un débit de 7260 m<sup>3</sup>/s, avec un coefficient de sécurité de 1,1.
- La transition entre le bloc des pertuis et le fond du bassin se fait par une transition légèrement en charge (équation de la parabole basée sur 1,25 V<sub>0</sub>, soit  $Y=1/2 g (X/(1,25 V_0))^2$ ). La transition a une longueur de 70 m,
- Un décroché est aménagé sur les flancs, afin d'augmenter la largeur du bassin et de favoriser l'aération (qui sera cependant limité car la couche limite n'est pas développée),
- Le rayon de transition est de 19 m, soit 5 fois la hauteur d'eau (3,8 m),
- La vitesse à l'entrée du bassin est de 38 m/s,
- Bassin revêtu sur 70 m minimum (vitesse en sortie : environ 10-12 m/s, sans prendre en compte l'expansion latérale des lames d'eau), suivi d'une excavation d'une longueur d'environ 50 m, toujours à la cote 311.0 m. la jonction avec la rivière se faisant avec une pente à 1V/3H. La longueur totale du bassin est égale à 5,8 fois la hauteur d'eau conjuguée.

La cote du fond du bassin est très peu sensible à la largeur d'eau vive entrante dans le bassin.

La longueur du bassin est difficile à évaluer car la largeur d'eau vive à l'entrée est bien inférieure à 100 m. La largeur d'eau vive à l'entrée est de l'ordre de 50 m. Une certaine longueur de bassin est nécessaire pour l'épanouissement des jets sur toute la largeur de

100 m. Cette partie est peu utilisée pour la dissipation d'énergie, ce qui amènerait à allonger le bassin.

La définition du bassin devrait être établie à l'aide d'un modèle réduit.

De plus, il sera nécessaire de prévoir un mur diviseur afin de pouvoir entretenir le bassin de dissipation.

## 2.2. PROBLEME LIES A LA CAVITATION

Ce bassin devra donc être réalisé avec soin. En effet :

- les risques de cavitation sont importants,
- la durée de la crue est importante,
- les débits de crue sont élevés ( $Q_{50} \# 0,5 \times Q_{10\ 000}$ ),
- la chute est élevée et augmente pour les faibles débits,
- la longueur des coursiers est faible, elle ne permet donc pas le développement d'une couche limite limitant la cavitation,
- à l'aval des piles, le décroché pourra être générateur de tourbillons favorisant la cavitation

Il sera donc nécessaire de renforcer les zones sujettes à cavitation par des blindages (aval immédiat des pertuis) et du béton à haute résistance de type ALAG®. A noter que l'indice de dureté du béton ALAG est d'environ 7 à 8 (Quartz : 7, Corindon : 9).

Le coefficient de cavitation (coefficient de Thoma ( $\sigma$ )) en tête de la transition vaut :

$$\sigma = \frac{H_a + H - H_{pv}}{V^2/2g}$$

Avec :

- $H_a$  : pression atmosphérique (m),
- $H$  : pression hydrostatique (m),
- $H_{pv}$  : pression de vapeur saturante (m),
- $V$  : vitesse de l'écoulement (m/s),
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

Soit  $\sigma = 0,2$ .

Or  $\sigma = 0,2$  correspond à la limite inférieure du béton réalisable et capable de résister à la cavitation. Au-delà, il est nécessaire de blinder ou d'utiliser des bétons spéciaux.

Pour un écoulement de 32 m/s ( $\sigma = 0,2$ ), les chanfreins doivent avoir une pente maximale de 1/30. Les offsets ne doivent pas dépasser 5 mm.

Le long de la transition, la vitesse augmente sans que la pression d'eau augmente car on est dans une zone très perturbée. On peut toutefois avoir de l'eau aérée, ce qui pourrait diminuer les risques de cavitation.

En pied de transition,  $\sigma$  atteint une valeur minimale de 0,14 (vitesse : 37,8 m/s), si l'on considère que l'on n'a pas de poids d'eau au-dessus des lames à forte vitesse. Dans ce cas, les chanfreins doivent avoir une pente maximale de 1/50. Les offsets ne doivent pas dépasser 3 mm.

## 2.3. DETAILS DU CALCUL DU BASSIN

### CALCUL DU BASSIN DE DISSIPATION

Status	Rule
Satisfied	$QDM1=Q*V1+1/2*9.81*B11*h1^2$
Satisfied	$QDM2=Q*V2+1/2*9.81*B2*h2^2$
Satisfied	$QDM1=QDM2$
Satisfied	$Zus=Zf+h1+V1^2/19.6$
Satisfied	$Q=V1*B1*h1$
Satisfied	$Q=V2*B2*h2$
Satisfied	$Zds=Zf+coef*h2+V2^2/19.6$

Avec une largeur d'eau vive entrante de 50 m:

Status	Input	Name	Output	Unit	Comment
		QDM1	280721.244329959		quantité de mouvement amont
	7260	Q			débit
		V1	37.6626528797999		vitesse amont
	50	B1			largeur amont vive
		h1	3.85527807781902		hauteur amont
		QDM2	280721.244329959		quantité de mvt aval
		V2	3.1672027850621		vitesse aval
	100	B2			largeur aval
		h2	22.9224350087128		hauteur aval
	387.5	Zus			cote de charge amont
		Zf	311.273526925023		cote fond bassin
	337	Zds			cote de charge aval
	1.1	coef			coefficient de sécurité
	100	B11			largeur amont eau



OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
**RAPPORT APS - ANNEXE 1 – NOTE DE CALCULS HYDRAULIQUES**

Avec une largeur d'eau vive entrante de 80 m

Status	Input	Name	Output	Unit	Comment
		QDM1	278809.339104439		quantite de mouvement amont
	7260	Q			debit
		V1	38.018539819303		vitesse amont
	80	B1			largeur amont vive
		h1	2.38699330461723		hauteur amont
		QDM2	278809.339104439		quantite de mvt aval
		V2	3.17957445512849		vitesse aval
	100	B2			largeur aval
		h2	22.8332442043934		hauteur aval
	387.5	Zus			cote de charge amont
		Zf	311.367630675386		cote fond bassin
	337	Zds			cote de charge aval
	1.1	coef			coefficient de securite
	100	B11			largeur amont eau

On constate donc que la largeur d'eau vive entrante (h1) a peu d'influence sur la cote du fond du bassin (Zf).

---

### 3. SOLUTION COURSIER, CUILLER ET FOSSE DE DISSIPATION NON REVETUE (VARIANTE 3)

---

#### 3.1. GENERAL

Cette solution est constituée :

- d'un seuil profilé, vanné et calé à la cote 371,5 m,
- de 8 vannes secteur de 9 m de large et 14,5 m de haut, séparées par des piles de 5 m de large,
- d'un coursier d'environ 30 m de long, de pente général 1V/0,8H,
- d'une cuiller déflectrice destinée à éloigner l'impact des lames du barrage,
- d'une fosse de dissipation non revêtue, équipée d'un mur séparateur coté usine.

Les vannes sont décalées par rapport au sommet du seuil (de 0,2 fois la charge), afin d'éviter des décollements et de la cavitation à faible ouverture. Cette disposition permet aussi de pouvoir placer le batardeau.

La cuiller est assez massive car la chute est de 47 m (au fond de la cuiller), soit seulement 3 fois la charge critique sur le seuil. Or il est reconnu qu'une charge minimale de 4 fois la charge critique est nécessaire pour pouvoir dévier les lames d'eau avec une cuiller simple :

- Le rayon de cuiller est de 25 m, soit environ 7,5 fois la hauteur d'eau au fond de la cuiller (3,3 m),
- La longueur levante de la cuiller est de 11 m, soit un peu plus que 3 fois la hauteur d'eau.

Pour déterminer ces valeurs, on s'est inspiré du seuil de Tucuruí (Brésil), testé sur modèle.

Il sera nécessaire, au stade ultérieur des études (études de détail) de définir plus précisément cette forme de cuiller à l'aide d'un modèle numérique 2D ou 3D, afin que les formes quasi-définitives puissent être testées sur modèle réduit.

Afin de pouvoir entretenir le coursier, un mur diviseur est prévu, permettant ainsi de passer par un demi-évacuateur, la crue 1/50.

Compte tenu de la présence d'une roche normalement très dure, le talus amont et aval de la fosse ont été estimés à 1V/2H (valeurs issues de l'expérience : essais sur modèles et résultats nature).

Pour les fortes crues, les lames d'eau atteignent la surface libre de l'eau aval à 70 m du barrage et le fond du bassin à 110 m du barrage.

La cote du fond de la fosse a été calée sur l'estimation du fond érodé par la formule empirique de Martins-B :

- $T+h_2 = 1,5 q^{0,6} Z_2^{0,1}$

Avec :

- $t$  : profondeur d'érosion comptée sous la cote du TN initial (m),
- $h_2$  : hauteur d'eau aval (m),

OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
**AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE**  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 1 – NOTE DE CALCULS HYDRAULIQUES**

- $q$  : débit par unité de largeur (m<sup>3</sup>/s/m),
- $Z_2$  : cote de sortie de la cuiller (m).

Le tableau suivant illustre les calculs des cotes de fond de fosse estimées à partir de la formule de Martins-B :

item/crue	1/10000	1/1000	1/500
Z amont (m)	387.20	385.00	385.00
Z cuiller (m)	341.80	341.80	341.80
Z2/Chute (m)	45.40	43.20	43.20
Q (m <sup>3</sup> /s)	7260	5590	5050
Nombre de vannes	8.00	8.00	8.00
B vannes (m)	9.00	9.00	9.00
Largeur totale vannes	72.00	72.00	72.00
Largeur totale évacuateur (m)	72.00	72.00	72.00
.q (m <sup>3</sup> /s/m)	100.83	77.64	70.14
Niveau aval (m)	337.10	336.10	335.50
T+h2 Martins-B (m)	34.99	29.76	28.00
Cote fond érodé Martins-B (m)	302	306	307

La fosse d'érosion a été excavée à la cote +304,5 m, soit une cote intermédiaire entre les fonds ultimes des crues 1/1000 et 1/10 000.

A noter que ces cotes d'érosion ont été calculées sur la base d'une largeur de 72 m. Or la cuiller aura pour effet d'étaler les lames d'eau et les lames d'eau issues de la cuiller auront une largeur totale plus proche de 100 m (dans ce cas, la cote d'érosion pour Q 1000 est estimée à +308 m).

Il faut cependant bien garder à l'esprit que les formules empiriques (Martins-B, Veronese, Mason, etc.) ne donnent qu'un ordre de grandeur de la cote ultime d'érosion.

Les sondages géotechniques qui seront effectués lors des études de détail permettront d'estimer plus précisément le fond ultime d'érosion, en utilisant la méthode des indices d'érodibilité (Annandale, Bollaert, etc.).

L'énergie des lames d'eau de la crue 1/10 000 vaut  $9.81 \times (387.2 - 337.1) \times 7260$ , soit environ 3 600 000 KW.

En supposant un bassin de 112 m de large et une dissipation sur 100 m de long, le volume d'eau dédiée à la dissipation est de  $(337.1 \text{ m} - 304 \text{ m}) \times 100 \times 112$ , soit 370 720 m<sup>3</sup>.

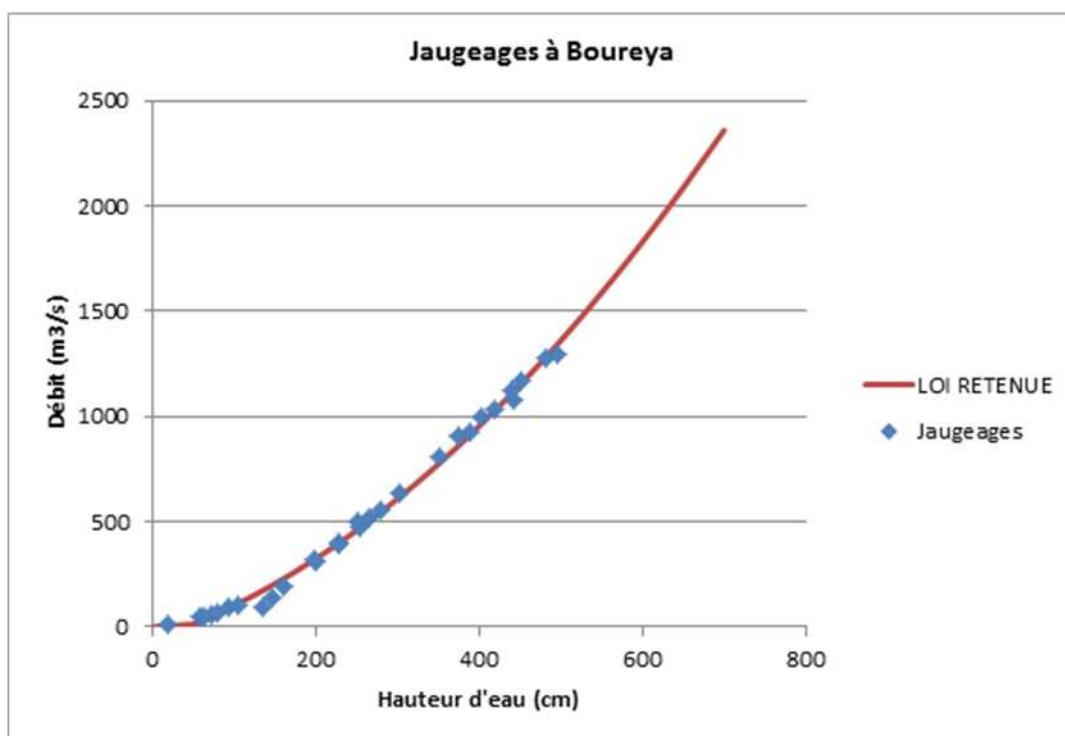
Le taux de dissipation vaut donc  $3\,600\,000 \text{ KW} / 370\,720 \text{ m}^3$ , soit 9,7 kW/m<sup>3</sup>, valeur tout à fait acceptable pour une fosse de haute chute (exemple : Tucurui : 9kW/m<sup>3</sup>).

## 4. CALCUL DES NIVEAUX AU DROIT DU BARRAGE ET EN AVAL DES OUVRAGES DE DISSIPATION

### 4.1. INTRODUCTION

On dispose, dans le rapport hydrologique (R 1 36 0821\_hyrdologie) de janvier 2011 d'une loi cote débits, issue de jaugeages effectués à la station hydrométrique de Boureya, localisée 2,8 km en aval de l'axe barrage (250 m en aval du profil P8) :

**LOI COTE-DEBIT ISSUE DES JAUGEAGES A BOUREYA**



Nota : Zéro de l'échelle : +326,34 m environ.

Comme on peut le constater, cette loi permet de connaître avec une bonne précision les niveaux jusqu' à un débit de 1300 m<sup>3</sup>/s environ.

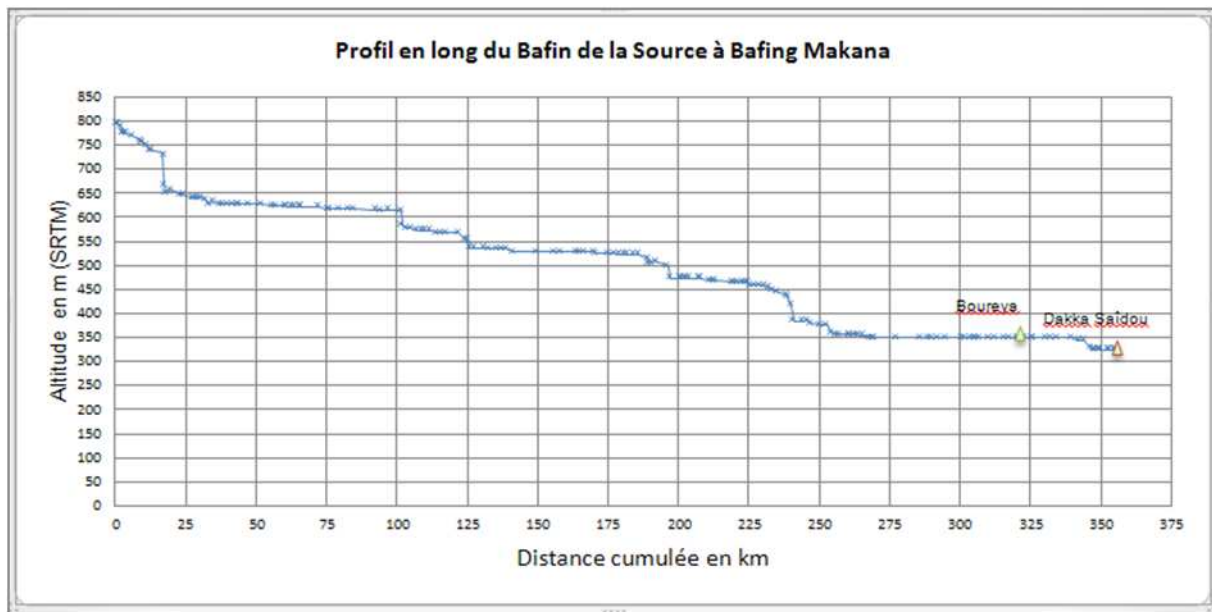
Pour permettre d'estimer les niveaux correspondants à des crues exceptionnelles, il a donc été nécessaire de modéliser la rivière à partir de la topographie et bathymétrie existante (calcul de courbe de remous).

Cependant, compte tenu de la faible pente de la rivière, le tronçon de rivière levé est assez court (environ 3,5 km en aval de l'axe barrage).

La topographie levé ne permet donc pas de déterminer la pente générale de la rivière au site du barrage (la topographie levée montre une pente géométrique quasi-nulle sur le bief levé).

Cette faible pente a été estimée à 30 cm/km (borne supérieure : 60 cm/km).

Enfin, les profils en long à grande échelle (cartes topographiques existantes, cotes issues de vues satellite,...) ne permettent pas de connaître vraiment cette pente, comme le montre la figure qui suit :



*PROFIL EN LONG DU BAFING JUSQU'À DAKKA SAÏDOU*

**Il sera donc nécessaire, dans les phases ultérieures de l'étude de compléter les levés existant sur un bief conséquent à l'aval du barrage pour améliorer la précision de lois cotes débits obtenues par les calculs qui suivent.**

## 4.2. CALCULS DE REMOUS

La reconnaissance de terrain et les analyses ultérieures ont abouti à une estimation suivante :

- pente : environ 30 cm/km (pour mémoire : borne supérieure : 60 cm/km),
- coefficients de frottement rivière : Strickler (K) =30,
- coefficients de frottement lit majeur : Strickler (K) =25.

Pour les niveaux de calage des fonds des ouvrages de dissipation, il est nécessaire de déterminer des niveaux d'eau plutôt sous-estimés (sécurité de la tenue du ressaut),

Pour les niveaux de calage des murs et le passage des crues (noyage éventuelle par l'aval), des niveaux d'eau plutôt surestimés sont nécessaires.

La topographie utilisée porte sur un bief de 3,2 km en aval de l'axe barrage. Les profils topographiques suivants ont été utilisés pour les calculs de courbe de remous :

Nom du profil	PK (km), 0= axe barrage	type
P3	0	Topo.
P3A	0,3	interpolé
P4	0,66	Topo.
P5	1,55	Topo.
P6	2,01	Topo.
P7	2,36	Topo.
P8	2,71	Topo.
P9	3,2	Topo.

Le point P3A, interpolé, correspond à la sortie des évacuateurs.

Le point P9 est l'extrémité aval du modèle, où l'on impose une loi cote-débit, calculée en supposant un écoulement uniforme avec une pente de 30 cm/km.

Chaque section est divisée en 3 sous-sections élémentaires :

- lit majeur rive gauche,
- lit mineur (ou lit ordinaire),
- lit majeur rive droite.

A l'extrémité aval (section P9), est appliquée la loi cote débit en supposant un écoulement uniforme avec les hypothèses suivantes :

- pente de frottement : 30 cm/km,
- Strickler du lit mineur : 30 (loi haute),
- Strickler du lit mineur : 35 (loi basse).
- Strickler du lit majeur : 25.

La loi dite inférieure a été calculée en supposant un Strickler de lit mineur de 35 pour toutes les sections.

La loi dite supérieure a été calculée sur les bases suivantes :

- Strickler de lit mineur de 30 pour toutes les sections,
- rajout de +1 m sur la loi calculée par courbe de remous.

On aboutit ainsi aux 2 lois cotes-débit suivantes, pour l'aval des ouvrages d'évacuation :

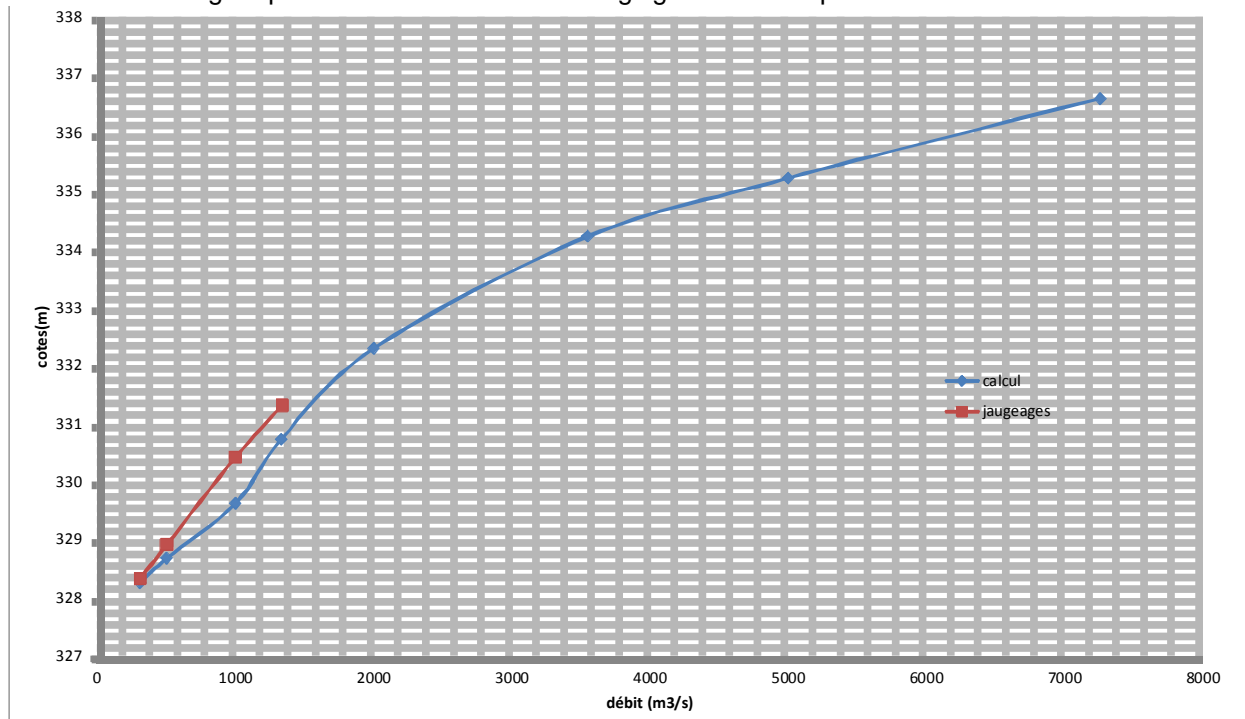


*LOI Z(Q) A 300 M EN AVAL DE L'AXE BARRAGE*

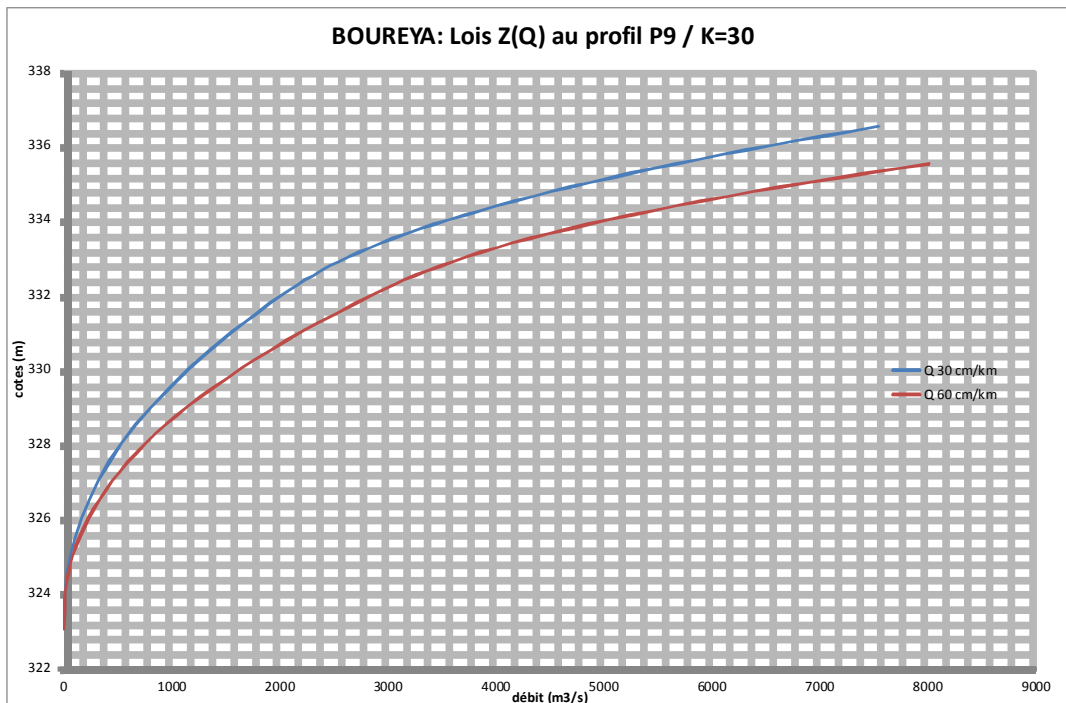
**Les niveaux au droit du futur barrage s'obtiennent en ajoutant 10 cm aux valeurs du graphique précédent.**

La figure suivante compare les résultats des jaugeages avec les résultats des calculs (K=30).

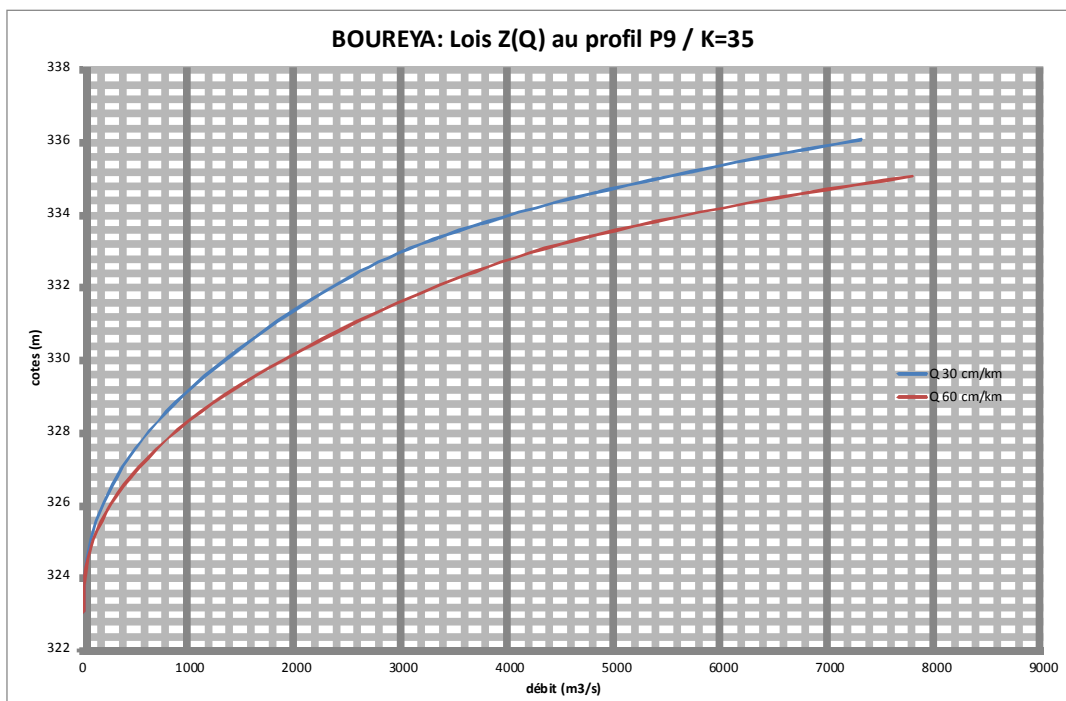
Cette figure permet de constater le bon réglage du modèle pour un Strickler K de 30.



Les lois adoptées au point P9 (extrémité aval du modèle) sont illustrées par les 2 figures qui suivent :



(Seule la loi pente = 30 cm/km est prise en compte pour les calculs de référence).



(Seule la loi pente = 30 cm/km est prise en compte pour les calculs de référence).



**ANNEXE 2 : STABILITE DU BARRAGE EN REMBLAI**

## SOMMAIRE

---

<b>1. CONFIGURATIONS DE CALCULS .....</b>	<b>3</b>
1.1. CAS DE CHARGES.....	3
1.2. HYPOTHESES GEOTECHNIQUES .....	3
1.3. COUPES TYPES .....	5
1.3.1. NIVEAUX D'EAU.....	6
1.3.2. SOLLICITATIONS SISMIQUES.....	8
1.4. RESULTATS.....	8
1.4.1. COUPE DANS L'AXE DE LA FAILLE – COUPE B-B .....	8
1.4.2. COUPE DANS L'AXE DE LA RIVIERE – PROFIL DE PLUS GRANDE HAUTEUR (COUPE C-C).....	12

oOo

## 1. CONFIGURATIONS DE CALCULS

### 1.1. CAS DE CHARGES

Différents cas de charges sont étudiés pour vérifier la stabilité du barrage en enrochements dans toutes les configurations possibles, aussi bien pour le talus amont que pour le talus aval.

Le tableau ci-dessous synthétise les différents cas de charges étudiés :

**Tabl. 1 - CAS DE CHARGES**

Situation	Niveau d'eau amont	Piézométrie	Caractéristiques géotechniques	Coefficient de sécurité minimal	Talus concerné
Retenue normale	RN	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,5	Aval
Crue de projet	PHE	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,2	Aval
Vidange Rapide	Aucun	Talus amont saturé à RN	Long terme	1,1	Amont
Séisme	RN	Talus amont saturé à RN	Court terme	1,0	Aval
Fin de construction	Aucun	Pressions interstitielles de construction non dissipées	Court terme	1,3	Amont et aval

### 1.2. HYPOTHESES GEOTECHNIQUES

Le barrage de Bouréya est un barrage en enrochements avec un noyau central en argile. Des filtres et des drains permettent l'écoulement des eaux dans le corps du barrage et le rabattement du niveau d'eau.

Une clé d'ancrage de 1 à 5 m de profondeur est réalisée sous le noyau et un décapage de 0,5 m est réalisé sous les recharges. La fondation du barrage est constituée, suivant les zones, de la couverture latéritique ou du substratum granitique.

Les matériaux seront issus de zones d'emprunt situées à proximité du barrage et identifiées par les investigations géotechniques réalisées pour l'APS.

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE

**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS**

La fondation du barrage est constituée graduellement depuis la surface :

- de formations argileuses de surface constituées de latérites et de saprolites :
  - La latérite est localisée principalement sur les pentes en rive gauche sur des épaisseurs allant de quelques mètres à plus de 20 mètres.
  - La saprolite est quant à elle rencontrée sur presque l'ensemble du site (exception faite de lit du Bafing où elle a été érodée et d'une fenêtre dans la pente en rive droite) directement sous la fine couverture de terre végétale ou sous le facies latéritique qui la recouvre.
- de roche altérée : rencontrée sur presque la totalité du site (excepté aux abords du Bafing où le substratum est affleurant) et d'épaisseur variable allant de 2 m jusqu'à une vingtaine de mètres.
- de roche saine : présente sur l'ensemble du site et affleurant sur les rives du lit du Bafing ; ces roches sont de type granitique (à grains fins ou grossier) et/ou gneissique.

Une faille a été identifiée en rive gauche, au droit du sondage SC6 qui a permis de reconnaître une fondation constituée de 30 m de terrains altérés et fissurés.

La coupe géologique du site est présentée sur le plan GEO0014 du cahier de plans du présent APS.

Les caractéristiques géotechniques des matériaux en place et des matériaux constitutifs du barrage retenues pour les études de stabilité figurent dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 2 - CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX**

Zone	Matériau	Masse volumique	Court terme		Long terme	
			$\phi_{uu}$	$c_{uu}$	$\phi$	$c'$
Barrage	Noyau	18,5 kN/m <sup>3</sup>	0°	75 kPa*	28°	30 kPa
	Recharges en enrochements	20 kN/m <sup>3</sup>	45°	0 kPa	45°	0 kPa
	Drain (gravier)	17 kN/m <sup>3</sup>	35°	0 kPa	35°	0 kPa
	Filtre (sable)	19 kN/m <sup>3</sup>	30°	0 kPa	30°	0 kPa
Fondation	Latérite	17 kN/m <sup>3</sup>	0°	250kPa**	30°	8 kPa
	Saprolite	18 kN/m <sup>3</sup>	0°	250kPa***	30°	15 kPa
	Rocher altéré	22 kN/m <sup>3</sup>	44°	1,22MPa	44°	1,22 MPa
	Rocher sain	26 kN/m <sup>3</sup>	47°	3 MPa	47°	3 MPa

\* Valeur usuelle pour ce type de matériau mis en remblai de noyau, compatible avec les matériaux disponibles en zones d'emprunts et pressentis pour être utilisés à cette fin.  
 \*\* Marge de sécurité de 10% appliquée à la valeur déterminée à partir des essais pressiométriques (corrélation  $C_u = \phi^* / 5.5 = 275 \text{ kPa}$ ).  
 \*\*\* Valeur de calcul sécuritaire, retenue identique à la couche sous-jacente après purge de la couche superficielle de ces matériaux. A noter que l'augmentation de la cohésion non drainée en fonction de la contrainte de consolidation apportée par les remblais n'est pas prise en compte (hypothèse conservative).

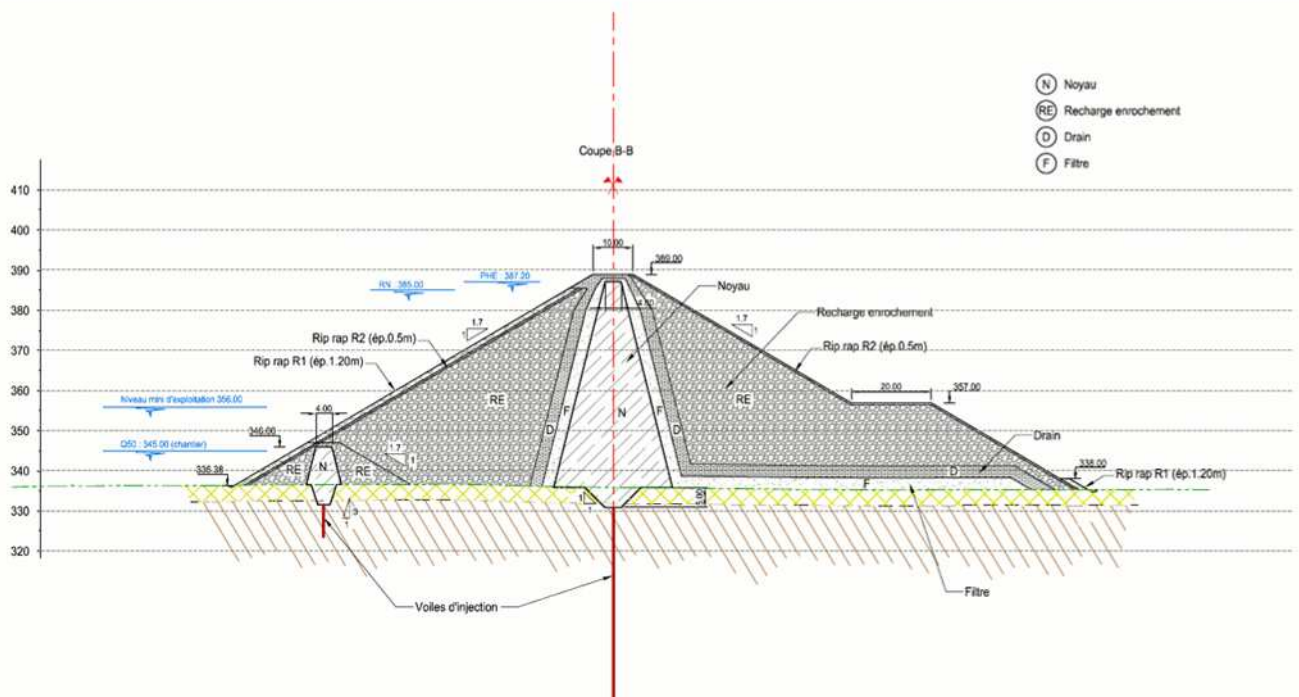
### 1.3. COUPES TYPES

Une première étude de dimensionnement du barrage a été réalisée afin de déterminer la configuration (fondation combinée à hauteur du barrage) la plus défavorable et donc dimensionnante. Compte tenu du profil géologique de la vallée et de la présence de latérites et de saprolites sur de fortes épaisseurs en rive gauche, plusieurs profils ont été testés :

- Un profil dans le lit de la rivière, sur fondation rocheuse et correspondant à la plus grande hauteur du barrage (62 m sur TN),
- Un profil au droit de la faille, correspondant à une hauteur du barrage sur TN de 57 m.
- Un profil au droit du sondage PM 13 sur une fondation constituée de 5 m de latérite et de 13 m de saprolite et de 8 m de roche altérée, correspondant à une hauteur de barrage de 40 m.

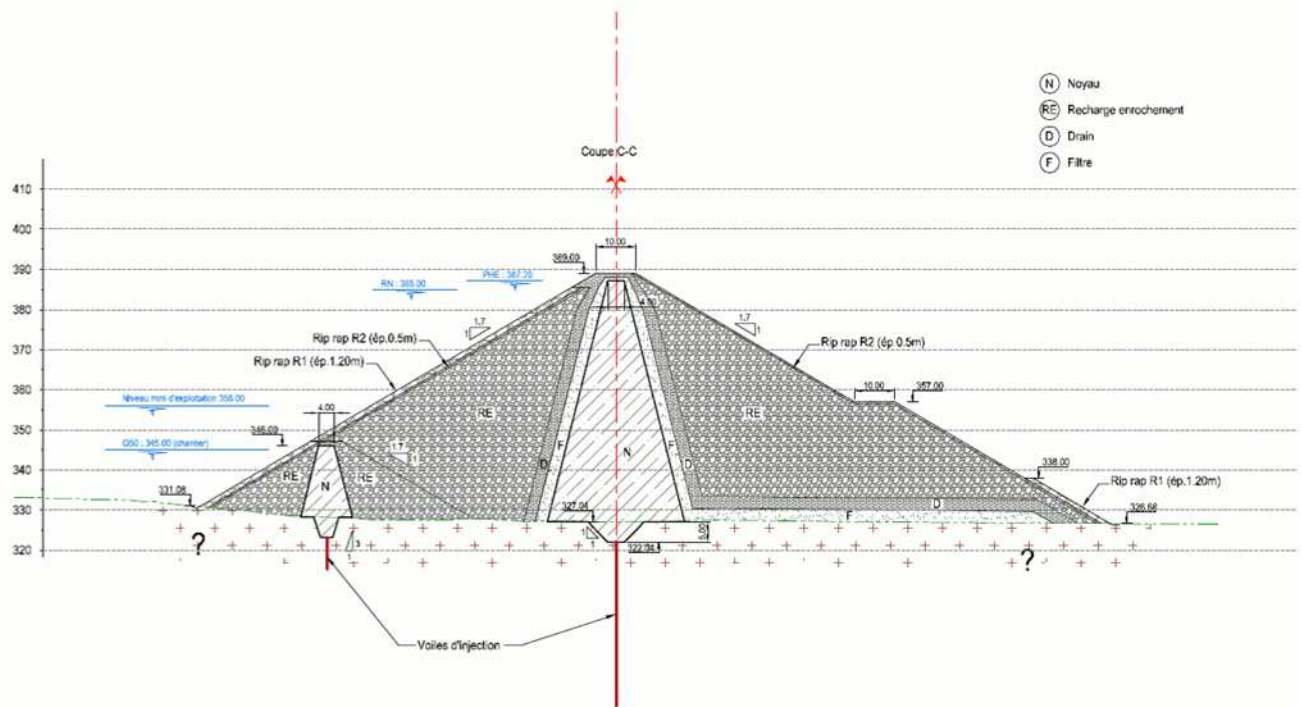
Un calcul de stabilité du talus aval sous RN pour chacun de ces trois profils a montré que le profil dimensionnant est celui qui se situe au-dessus de la faille, là où le rocher n'a pas été rencontré lors des sondages.

**L'ensemble des résultats des calculs de stabilités est donc présenté au droit de ce profil (coupe B-B) situé au-dessus de la faille et au droit du profil de plus grande hauteur (coupe A-A) pour vérification.**



**Fig. 1. COUPE-B-B – PROFIL AU-DESSUS DE LA FAILLE**

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS**



**Fig. 2. COUPE-A-A – PROFIL DE PLUS GRANDE HAUTEUR**

Les pentes des talus amont et aval sont de 1,7H/1V et la largeur en crête de 10 m. Une riserme est située sur le talus aval à la cote 357 m. Sa largeur est de 10 m en rive droite jusqu'à la faille et s'élargit à 20 m à partir de la faille jusqu'en rive droite.

Un rideau d'injections est réalisé en fondation afin d'assurer son étanchéité.

### 1.3.1. NIVEAUX D'EAU

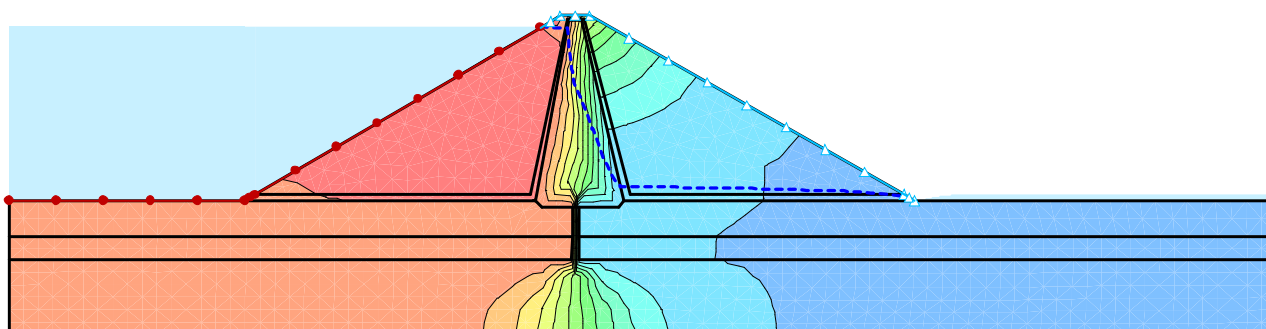
Le barrage est équipé d'un noyau étanche en argile et d'un drain à l'aval du noyau. Un calcul d'écoulement a été mené à l'aide du logiciel SEEP afin de déterminer la position de la ligne d'eau en régime permanent à RN. La simulation a été réalisée au droit du sondage PM10, sur une fondation constituée de saprolite et de roche altérée là où le barrage est de grande hauteur. Une coupure étanche en fondation a été introduite dans la simulation afin de simuler le traitement de la fondation par injections.

Les perméabilités suivantes ont été retenues pour cette simulation :

**Tabl. 3 - PERMEABILITES DES MATERIAUX**

Zone	Matériau	Perméabilité
Barrage	Noyau	$10^{-8}$ m/s
	Recharges en enrochements	$10^{-3}$ m/s
	Drain (gravier)	$10^{-4}$ m/s
	Filtre (sable)	$10^{-5}$ m/s
Fondation	Latérite	$10^{-6}$ m/s
	Saprolite	$10^{-6}$ m/s
	Rocher altéré	$10^{-5}$ m/s
	Rocher	$10^{-10}$ m/s

Les résultats de cette simulation montrent un bon rabattement du niveau d'eau dans le noyau et une saturation du drain en aval.



**Fig. 3. CALCUL D'ÉCOULEMENT EN RÉGIME PERMANENT A RN (385 M)**

Par mesure de sécurité, nous retenons pour les calculs de stabilité, un rabattement du niveau d'eau à l'aval du noyau dans le drain (noyau entièrement saturé).

Les niveaux d'eau en régime permanent qui donnent lieu à une vérification de la stabilité du barrage sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

**Tabl. 4 - PRINCIPAUX NIVEAUX DU BARRAGE DE BOUREYA**

	Configuration APD
Retenue Normale	385 m
PHE	387,2 m
Crête	389 m

**Dans le cas de la vidange rapide, on considère que les matériaux du barrage sont drainés.** En effet, compte tenu de la capacité de stockage du barrage de Bouréya, son temps de vidange le plus court est de l'ordre de 3 mois, temps pendant lequel, les enrochements et le noyau sont totalement drainés.

**En fin de construction, on considère que les pressions interstitielles ne sont pas dissipées dans le noyau et un coefficient de pressions interstitielles  $R_u$  est appliqué dans le noyau ( $R_u=0,45$ ).**

### 1.3.2. SOLLICITATIONS SISMIQUES

Le barrage de Bouréya est situé dans une zone de faibles sollicitations sismiques.

**L'accélération sismique retenue pour les calculs de l'aménagement des Bouréya est de 0,1g.** On rappelle ici que cette accélération retenue pour le calcul est très conservative compte tenu de la zone dans laquelle se situe l'aménagement (intérieur du bouclier africain, zone considérée de très faible sismicité).

## 1.4. RESULTATS

### 1.4.1. COUPE DANS L'AXE DE LA FAILLE – COUPE B-B

Le tableau ci-dessous synthétise les coefficients de sécurité obtenus pour chaque situation :

**Tabl. 5 - RESULTATS DES CALCULS DE STABILITE– PROFIL AU DROIT DE LA FAILLE**

Situation	Niveau d'eau amont	Piézométrie	Caractéristiques géotechniques	Coefficient de sécurité minimal	Talus concerné	Coefficient de stabilité calculé
Retenue normale	RN	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,5	Aval	<b>1,5</b>
Crue de projet	PHE	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,2	Aval	<b>1,5</b>
Vidange Rapide	Aucun	Talus amont saturé à RN	Long terme	1,1	Amont	<b>1,6</b>
Séisme	RN	Talus amont saturé à RN	Court terme	1,0	Aval	<b>1,01*</b>
Fin de construction	Aucun	Pressions interstitielles de construction non dissipées dans le noyau ( $R_u=0,45$ )	Long terme	1,3	Amont et aval	<b>1,7 (amont) 2,1 (aval)</b>

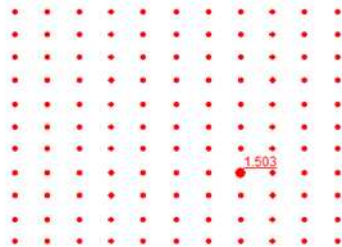
\* Avec purge des saprolithes superficielles

Les cercles de glissement associés figurent ci-après :



OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
 RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS

BARRAGE DE BOUREYA  
 Stabilité globale  
 Coupe DD  
 RN



Name: Enrochements  
 Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 45 °

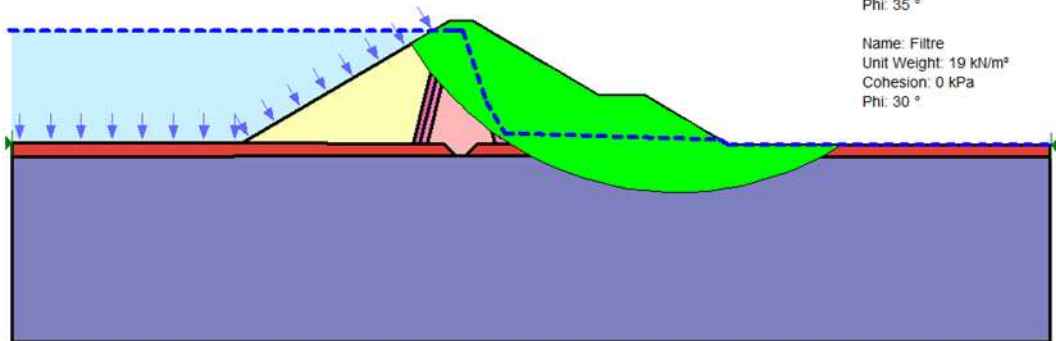
Name: Noyau  
 Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 30 kPa  
 Phi: 28 °

Name: Latérite  
 Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 8 kPa  
 Phi: 30 °

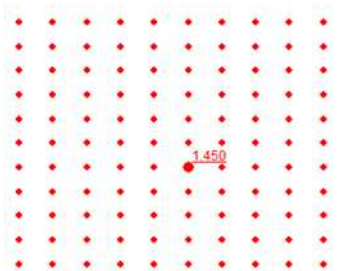
Name: Saprolithe  
 Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 15 kPa  
 Phi: 30 °

Name: Drain  
 Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 35 °

Name: Filtre  
 Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 30 °



BARRAGE DE BOUREYA  
 Stabilité globale  
 Coupe DD  
 PHE



Name: Enrochements  
 Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 45 °

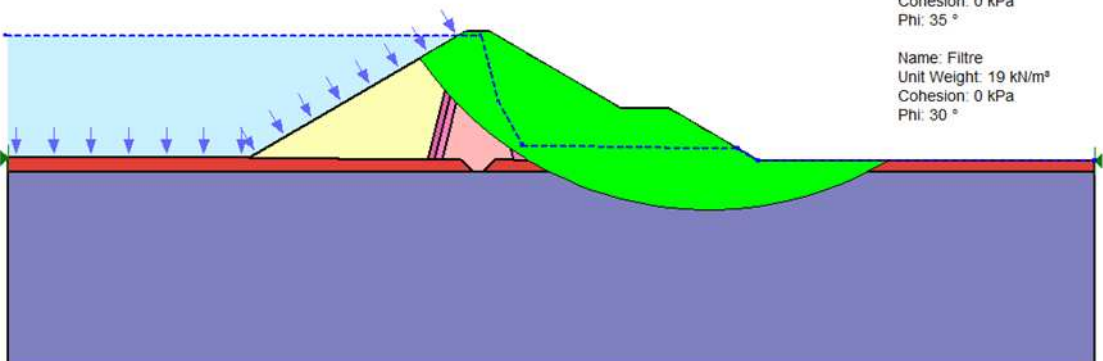
Name: Noyau  
 Unit Weight: 18.5 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 30 kPa  
 Phi: 28 °

Name: Latérite  
 Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 8 kPa  
 Phi: 30 °

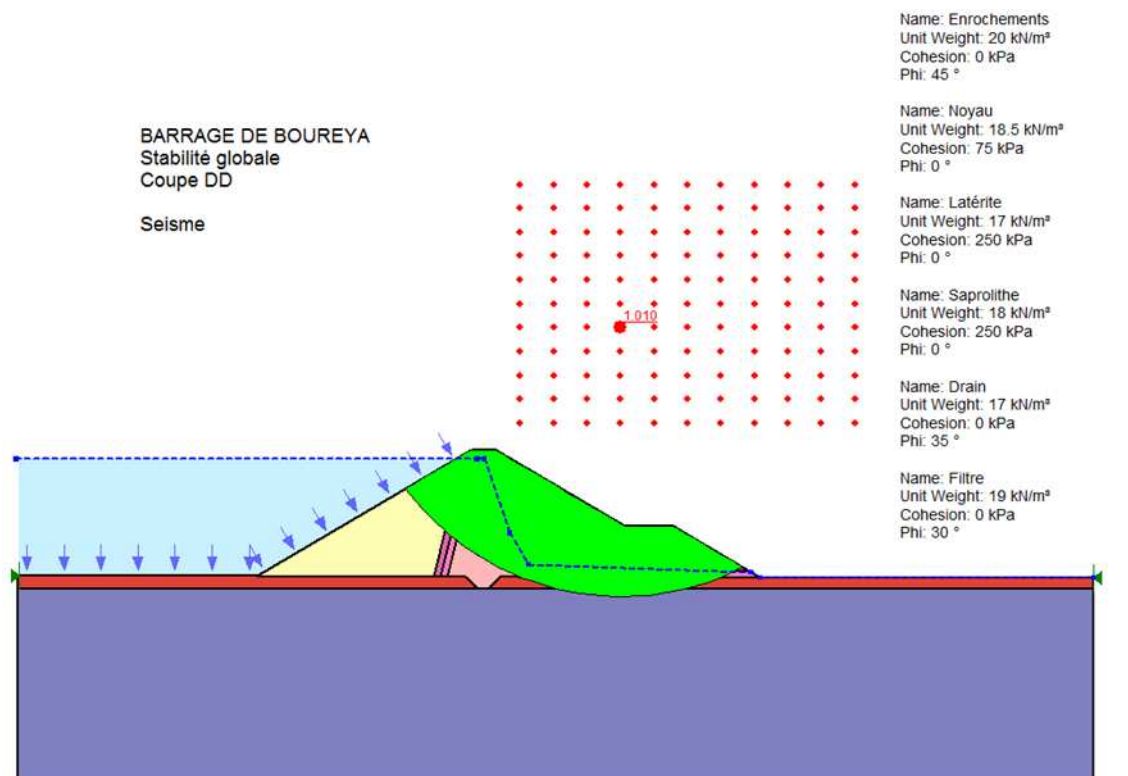
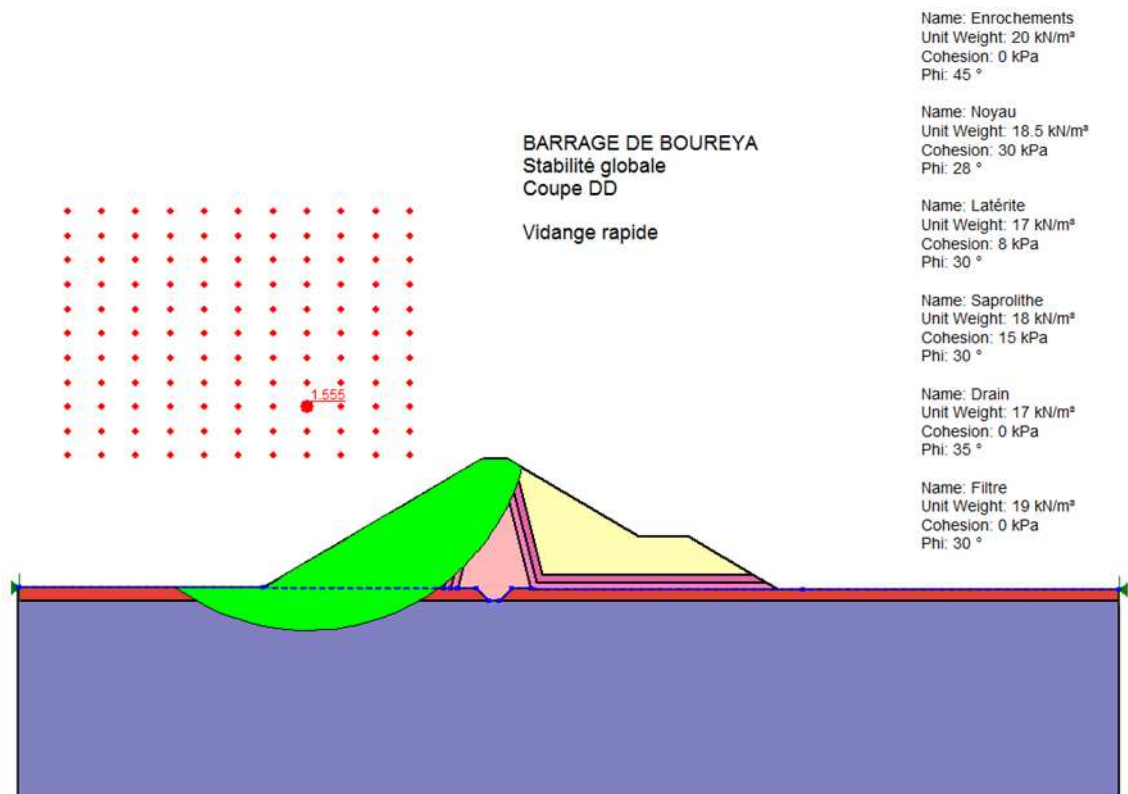
Name: Saprolithe  
 Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 15 kPa  
 Phi: 30 °

Name: Drain  
 Unit Weight: 17 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 35 °

Name: Filtre  
 Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Phi: 30 °



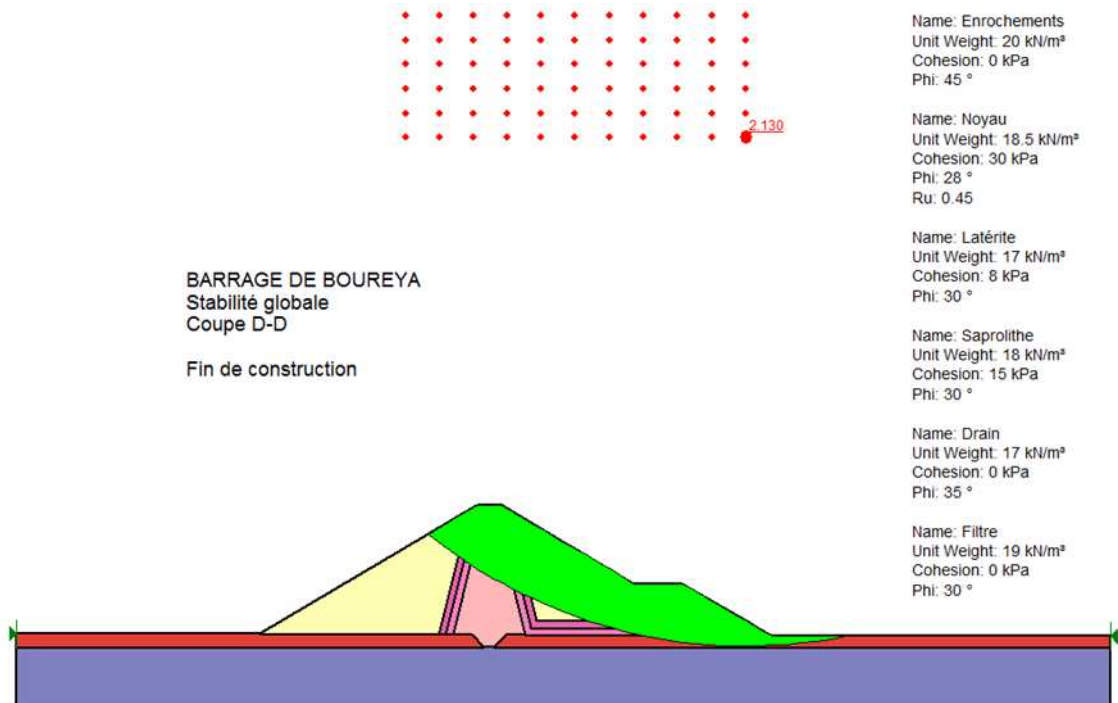
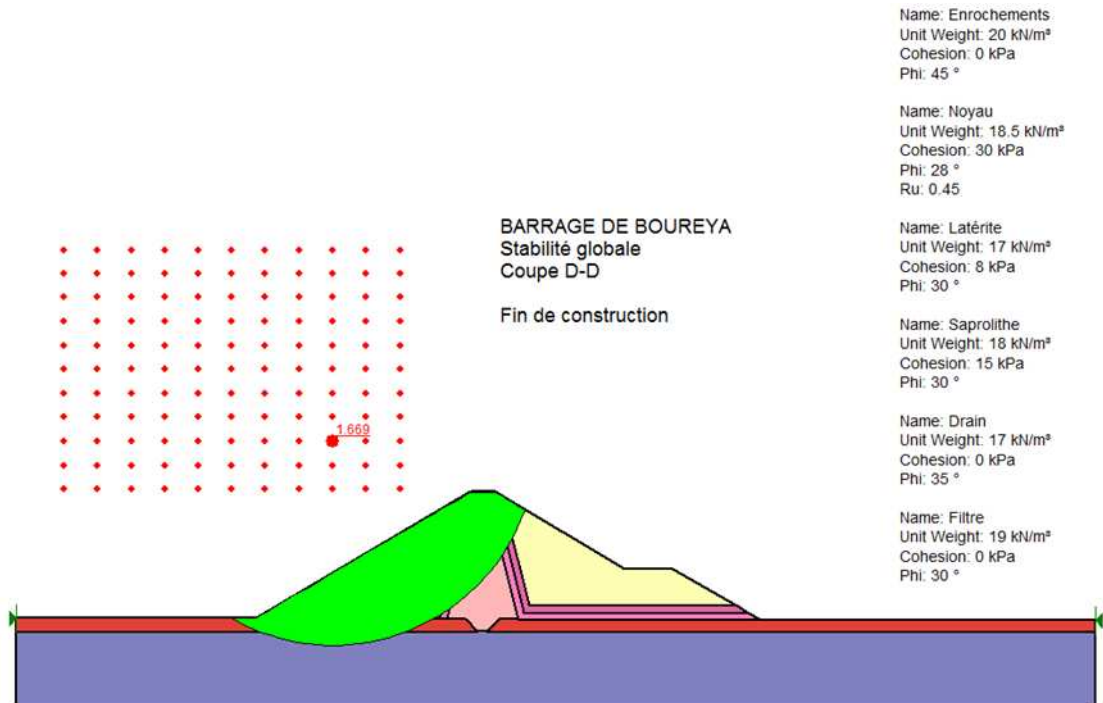
OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
 RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS



Les résultats au séisme montrent l'intérêt de procéder à la purge des matériaux peu résistants que sont les saprolites. Le volume de matériau à excaver reste limité (de l'ordre de 25 000m<sup>3</sup>) et

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
 RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS

permet, en ramenant les caractéristiques de l'assise aux caractéristiques de la fondation plus en profondeur, d'assurer la tenue de l'ouvrage même dans ces conditions conservatives.



Dans cas, le cercle de glissement correspondant à un grand glissement du talus a été recherché. Des coefficients de sécurité inférieurs existent ( $F_s$  reste supérieur à 1,5), mais ils sont associés à des cercles de peau du talus qui ne menacent pas la stabilité du talus (protection en rip-rap résistant au glissement non modélisée par mesure conservative).

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS**

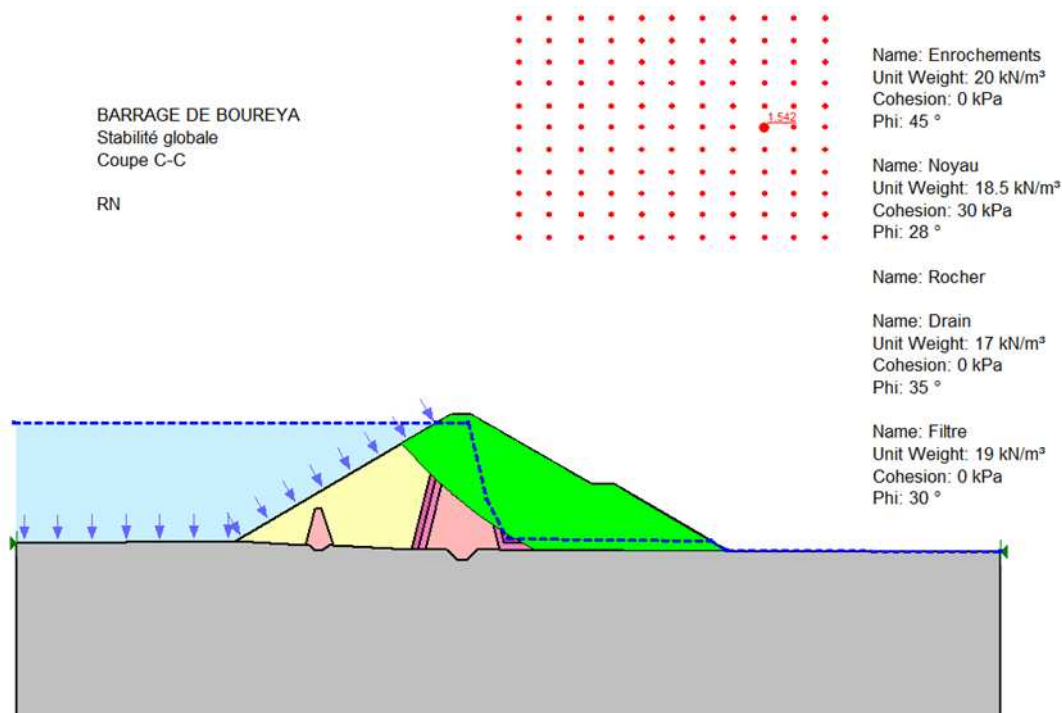
1.4.2. COUPE DANS L'AXE DE LA RIVIERE – PROFIL DE PLUS GRANDE HAUTEUR (COUPE C-C)

Le tableau ci-dessous synthétise les coefficients de sécurité obtenus pour chaque situation :

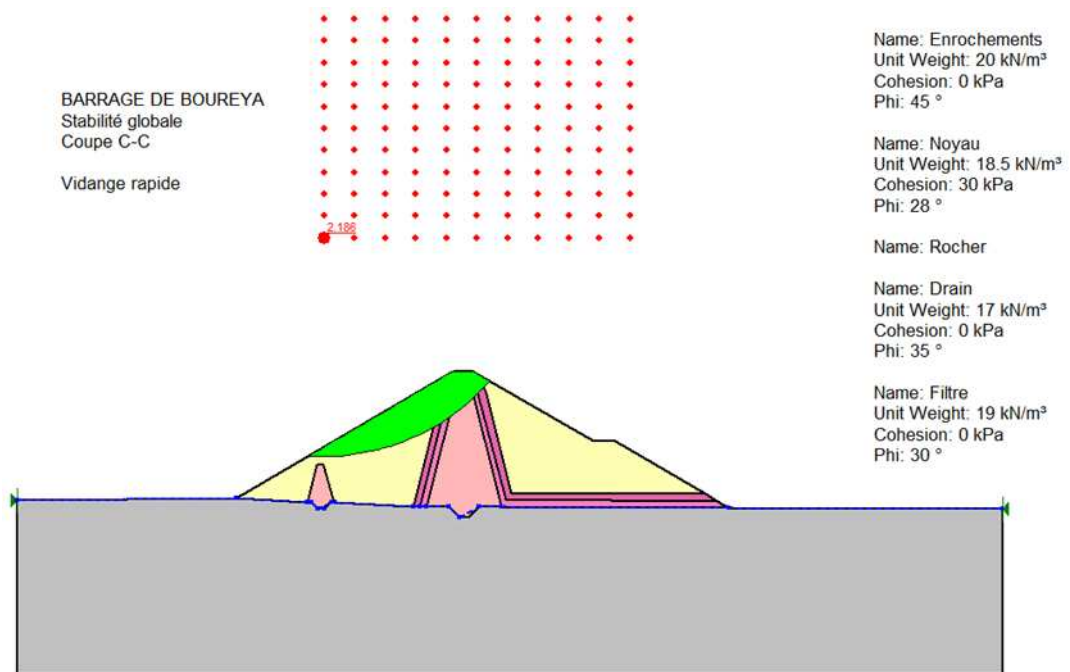
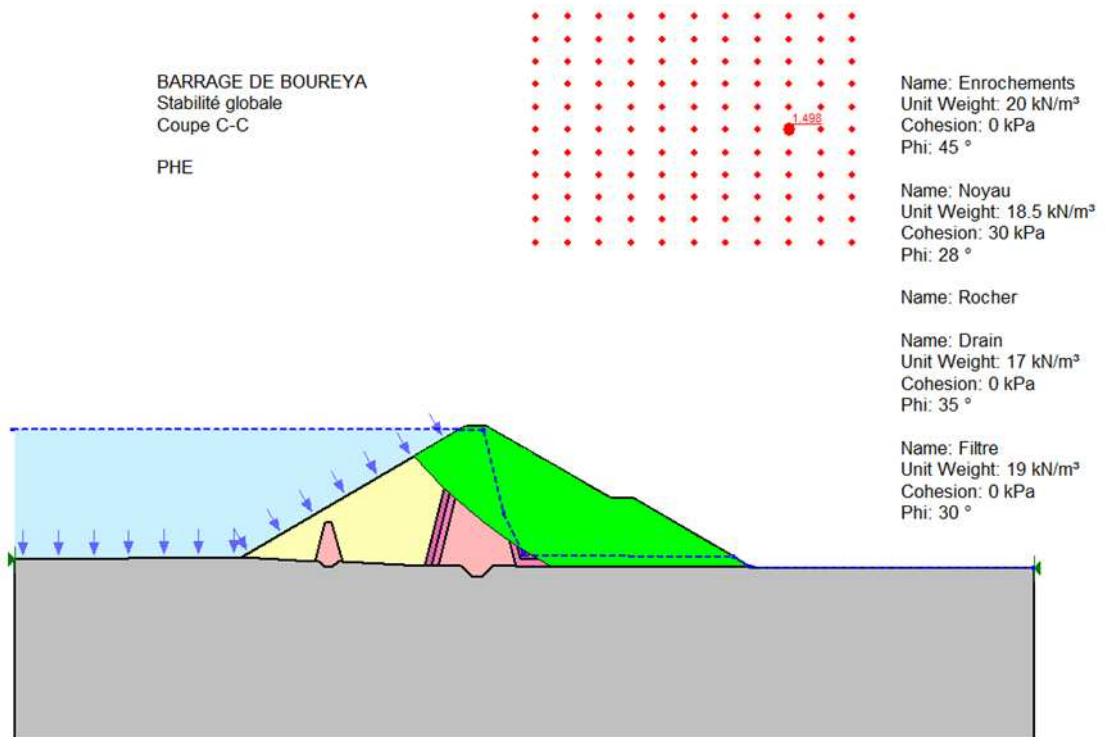
**Tabl. 6 - RESULTATS DES CALCULS DE STABILITE– PROFIL AU DROIT DE LA FAILLE**

Situation	Niveau d'eau amont	Piézométrie	Caractéristiques géotechniques	Coefficient de sécurité minimal	Talus concerné	Coefficient de stabilité calculé
Retenue normale	RN	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,5	Aval	<b>1,54</b>
Crue de projet	PHE	Aucune dans le talus aval	Long terme	1,2	Aval	<b>1,5</b>
Vidange Rapide	Aucun	Talus amont saturé à RN	Long terme	1,1	Amont	<b>2,2</b>
Séisme	RN	Talus amont saturé à RN	Court terme	1,0	Aval	<b>1,03</b>
Fin de construction	Aucun	Pressions interstitielles de construction non dissipées dans le noyau (Ru=0,45)	Long terme	1,3	Amont et aval	<b>2,1 (amont) 1,7 (aval)</b>

Les cercles de glissement associés figurent ci-après :

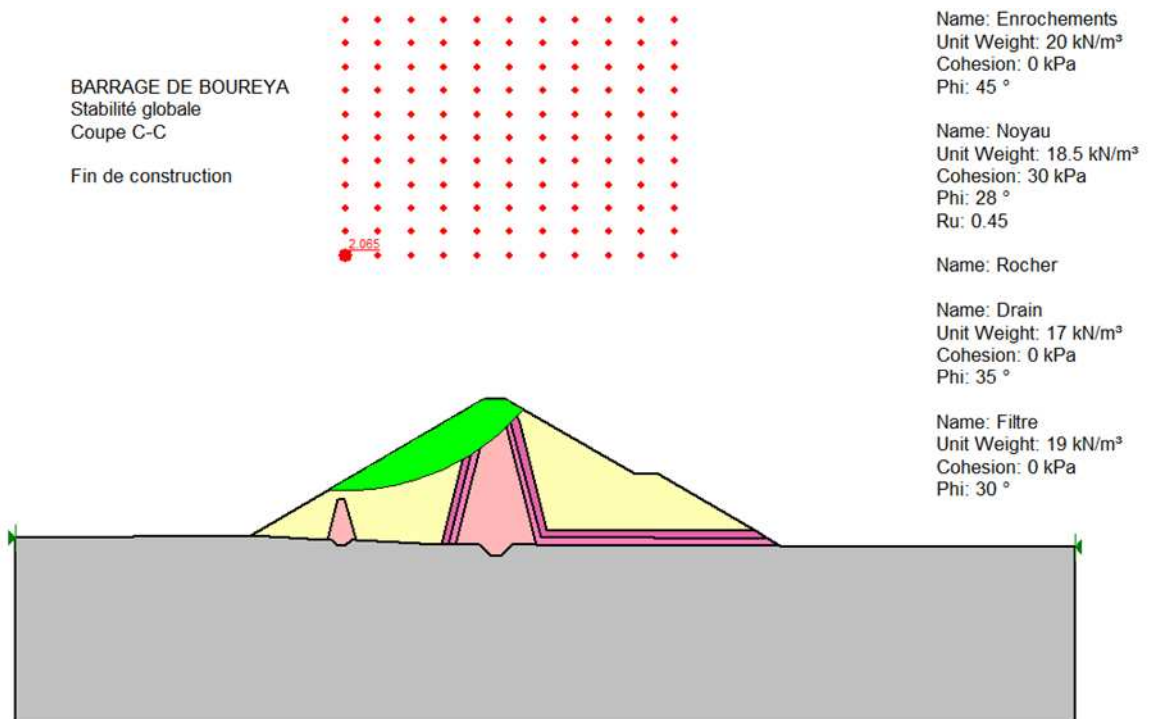
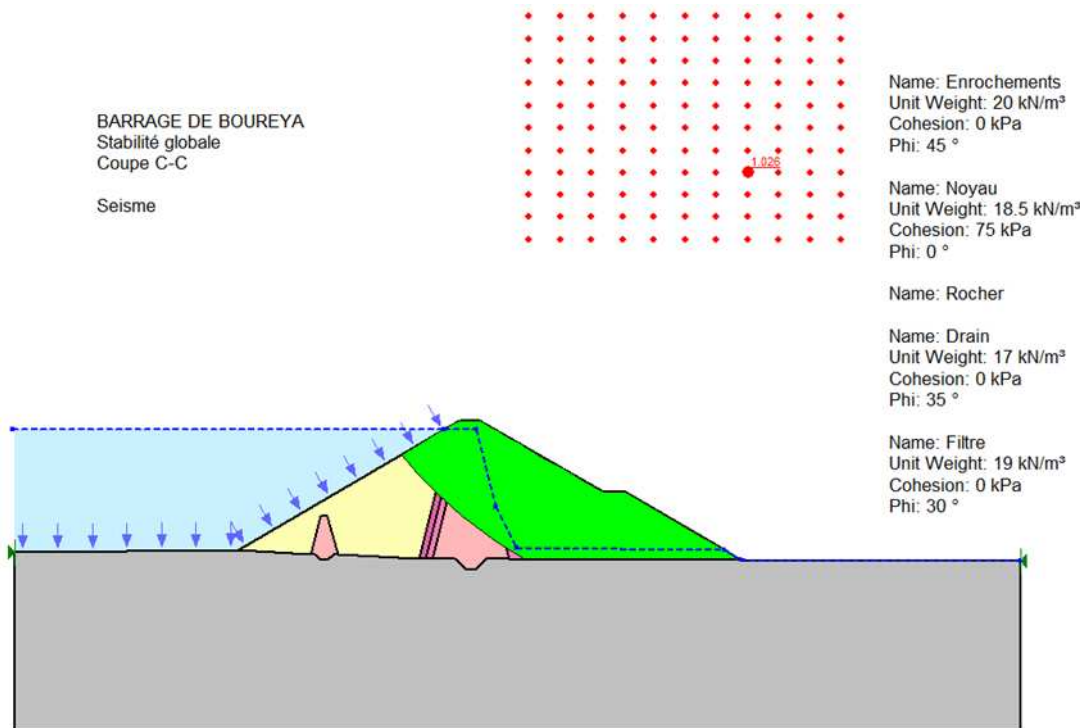


OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
 RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS



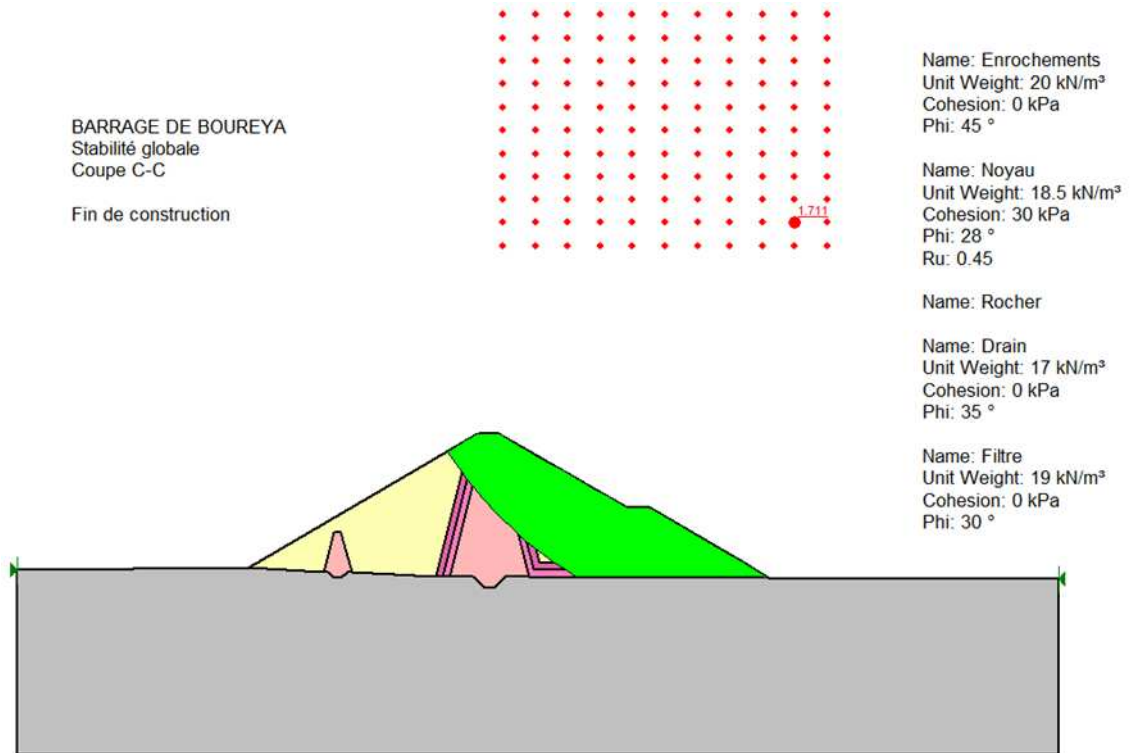
Dans cas, le cercle de glissement correspondant à un grand glissement du talus a été recherché. Des coefficients de sécurité inférieurs existent ( $F_s$  reste supérieur à 1,5), mais ils sont associés à des cercles de peau du talus qui ne menacent pas la stabilité du talus (protection en rip-rap résistant au glissement non modélisée par mesure conservatrice).

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS**



Dans cas, le cercle de glissement correspondant à un grand glissement du talus a été recherché. Des coefficients de sécurité inférieurs existent ( $F_s$  reste supérieur à 1,5), mais ils sont associés à des cercles de peau du talus qui ne menacent pas la stabilité du talus.

OMVS – HAUT-COMMISSARIAT  
AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
RAPPORT APS - ANNEXE 2 - ETUDE DE STABILITE DES REMBLAIS



oOo

**ANNEXE 3 : STABILITE DES OUVRAGES EN BETON**



## SOMMAIRE

<b>1.</b>	<b>STABILITE DE LA PRISE D'EAU</b>	<b>1</b>
1.1	INTRODUCTION	1
1.2	MODELISATION	2
1.3	SITUATIONS DE PROJET	2
1.4	STABILITE DE LA SECTION AVEC CONDUITE	3
1.4.1	Géométrie	3
1.4.2	Stabilité de la prise d'eau en situation transitoire : batardeaux amont installés et RN	4
1.4.2.1	HYPOTHESES DE CALCUL	4
1.4.2.2	CALCUL DES EFFORTS	5
1.4.2.3	VERIFICATION DE LA STABILITE	6
1.4.3	Stabilité de la prise d'eau en situation transitoire : batardeaux amont installés et PHE	7
1.4.3.1	HYPOTHESES DE CALCUL	7
1.4.3.2	CALCUL DES EFFORTS	8
1.4.3.3	VERIFICATION DE LA STABILITE	9
1.5	STABILITE DE LA SECTION ENTRE CONDUITES	10
1.5.1	Géométrie	10
1.5.2	Stabilité en situation transitoire : batardeaux amont installés et RN	11
1.5.2.1	HYPOTHESES DE CALCUL	11
1.5.2.2	CALCUL DES EFFORTS	12
1.5.2.3	VERIFICATION DE LA STABILITE	13
1.5.3	Stabilité de la prise d'eau en situation transitoire : batardeaux amont installés et PHE	14
1.5.3.1	HYPOTHESES DE CALCUL	14
1.5.3.2	CALCUL DES EFFORTS	15
1.5.3.3	VERIFICATION DE LA STABILITE	16
1.6	CONCLUSION	17
<b>2.</b>	<b>STABILITE DE LA CENTRALE</b>	<b>18</b>
2.1	INTRODUCTION	18
2.2	GEOMETRIE	18
2.3	SITUATIONS DE PROJET	19
2.4	STABILITE DE LA CENTRALE EN SITUATION TRANSITOIRE : USINE VIDANGEE ET RN	19
2.4.1	Hypothèses de calcul	19
2.4.2	Calcul des efforts	21
2.4.3	Vérification de la stabilité	21
2.5	STABILITE DE LA CENTRALE EN SITUATION ACCIDENTELLE : USINE VIDANGEE ET PHE	22
2.5.1	Hypothèses de calcul	22
2.5.2	Calcul des efforts	23
2.5.3	Vérification de la stabilité	23
2.6	CONCLUSION	23
<b>3.</b>	<b>STABILITE DE L'EVACUATEUR</b>	<b>24</b>
3.1	INTRODUCTION	24
3.2	GEOMETRIE DE LA VARIANTE 3	24
3.3	SITUATIONS DE PROJET	26
3.4	STABILITE DE L'EVACUATEUR EN SITUATION DURABLE : VIDANGE DE FOND FERMEE ET RN	27
3.4.1	Hypothèses de calcul	27
3.4.2	Calcul des efforts	28
3.4.3	Vérification de la stabilité	29

<b>3.5</b>	<b>STABILITE DE L'EVACUATEUR EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX</b>	
	<b>AMONT INSTALLES ET PHE</b>	<b>30</b>
3.5.1	Hypothèses de calcul	30
3.5.2	Calcul des efforts	31
3.5.3	Vérification de la stabilité	32
<b>3.6</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>33</b>
<b>4.</b>	<b>ANCRAGES DU COURSIER – VARIANTE 2</b>	<b>34</b>
<b>4.1</b>	<b>PROPRIETES DES MATERIAUX</b>	<b>34</b>
4.1.1	Matériau de la fondation	34
4.1.2	Béton armé	34
4.1.3	Ancrages	34
<b>4.2</b>	<b>DIMENSIONNEMENT DES ANCRAGES</b>	<b>34</b>
4.2.1	Cas de charges	34
4.2.2	Vérifications	35
4.2.2.1	LA RESISTANCE DES ACIERS :	35
4.2.2.2	LA REPRISE DES SOUS-PRESSIONS :	35
4.2.2.3	LA RESISTANCE DE L'INTERFACE MORTIER/SOL DE FONDATION :	35
4.2.2.4	LA RESISTANCE DU SOL DE FONDATION :	35
4.2.3	Calculs des ancrages	35
4.2.3.1	CAS DE CHARGE PERMANENT :	35
4.2.3.5	CAS DE CHARGE ACCIDENTEL :	37
<b>4.3</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>38</b>

## 1. STABILITE DE LA PRISE D'EAU

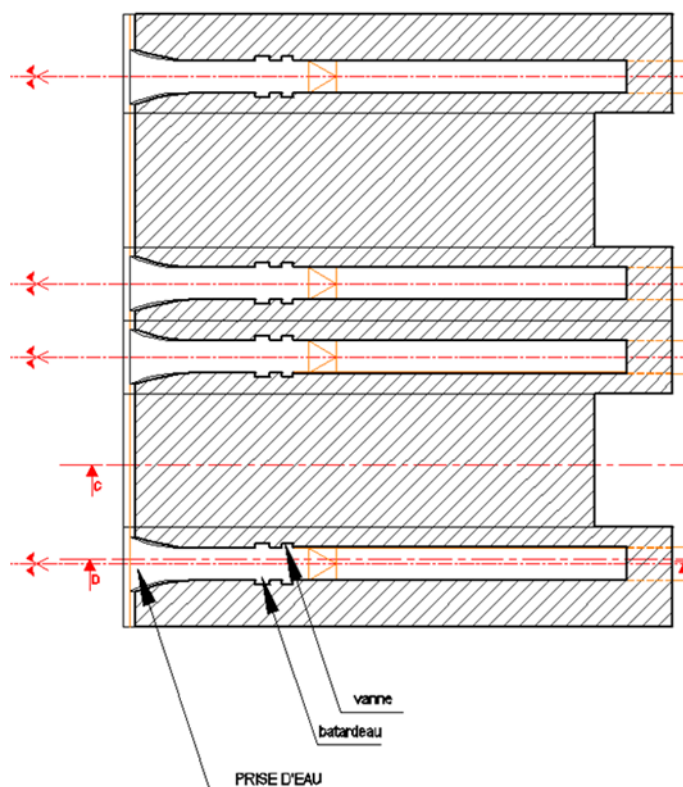
### 1.1 INTRODUCTION

La présente note de calcul vise à étudier les conditions de stabilité de la prise d'eau de l'aménagement de Bouréya. La stabilité de cette prise d'eau est vérifiée au niveau 344.60 m. A ce niveau, la section de l'ouvrage est la plus critique pour sa stabilité. Pour la vérification de la stabilité de cet ouvrage, il est vérifié deux sections types :

- Section avec conduite de prise d'eau ;
- Section entre conduites de prise d'eau.

Pour les calculs, le drainage des sous-pressions a été considéré.

La prise d'eau aval est composée de béton armé et de béton compacté au rouleau. Elle est composée de 4 conduites forcées de 3.50m de diamètre. La vue de dessus de l'ouvrage est la suivante :



## 1.2 MODELISATION

Des modélisations des sections étudiées de l'ouvrage ont été mises en œuvre sous le logiciel de stabilité globale SOURIS développé par SOGREAH pour ce type de structure. Les calculs sont effectués en considérant l'ouvrage comme un bloc rigide.

## 1.3 SITUATIONS DE PROJET

La stabilité de la prise d'eau de l'aménagement de Bouréya est vérifiée pour les situations suivantes :

- Situation durable : batardeaux amont installés et RN (Retenue Normale) ;
- Situation accidentelle : batardeaux amont installés et PHE (Plus Hautes Eaux).

La stabilité étant vérifiée pour ces situations, elle le sera pour les autres situations correspondant à l'exploitation de l'ouvrage, soit :

- Situation durable : RN sans batardeau ;
- Situation transitoire : PHE sans batardeau ;
- Situation accidentelle : RN+S sans batardeau.

En effet, en phase d'exploitation les actions stabilisatrices suivantes sont à ajouter à la phase entretien avec les pertuis batardés : poids supplémentaire d'eau à l'aval des vannes batardeaux.

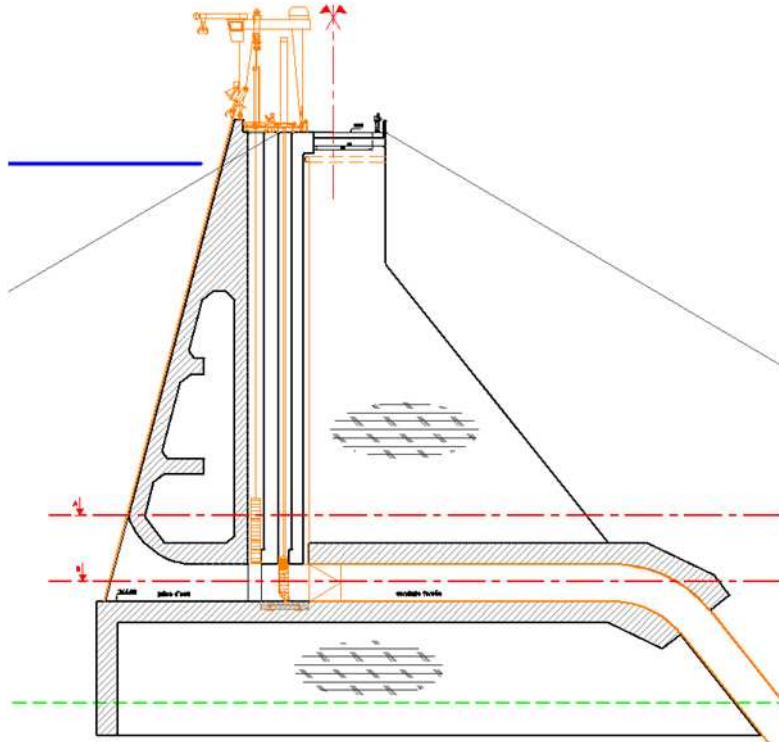
La situation accidentelle avec un séisme de 0,1g a été vérifiée et n'est dimensionnant pour aucun des ouvrages de cet aménagement.

Les hypothèses de calculs présentées ci-dessous sont appropriées et les résultats répondent aux pratiques usuelles en vigueur pour ce type d'ouvrage.

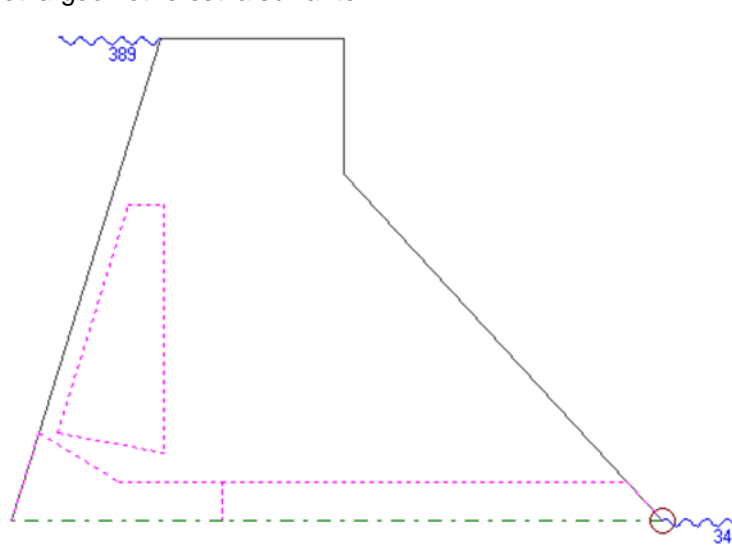
## 1.4 STABILITE DE LA SECTION AVEC CONDUITE

### 1.4.1 GEOMETRIE

La section avec conduite de prise d'eau étudiée est la suivante:



Le modèle SOURIS correspondant est composé d'une seule conduite. La largeur étudiée est de 8.10 m et la géométrie est la suivante :



## 1.4.2 STABILITE DE LA PRISE D'EAU EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX AMONT INSTALLES ET RN

### 1.4.2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU - Section avec conduite</b>
<i>Situation maintenance : Pertuis batardé sous RN amont et rien à l'aval</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE		
Niveau de la fondation	344,60	m
Niveau du sommet des piles	389,00	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	8,00	m
Largeur du radier	54,22	m
Longueur utile d'une passe	3,50	m

NIVEAUX D'EAU		
Niveau d'eau amont	385,00	m
Niveau d'eau aval	344,60	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	40,40	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	0,00	m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	40,40	Voile	0,00
54,22	0,00	d'injection	

POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	$\gamma_w$	0,00	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poussée des terres	K0	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m



OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**

**1.4.2.3 VERIFICATION DE LA STABILITE**

<u>VERIFICATIONS</u>			
<u>GLISSEMENT</u>			
$\frac{C_k * L' + \frac{N' * (\tan\varphi)_k}{\gamma_{mtan\varphi}}}{\gamma_{mc}} > \gamma_{d1} * T$			
<u>Type de combinaison</u>	<b>Combinaison rare</b>		
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck	0,00	kPa
Angle de frottement du matériau	φ	45,00	°
Longueur de la section non fissurée	L'	54,22	m
Effort normal	N'	172 911	MN
Effort tangentiel	T	65 286	MN
 <u>Coefficients partiels :</u>			
	γ <sub>mc</sub>	2,00	
	γ <sub>mtanφ</sub>	1,20	
	γ <sub>md1</sub>	1,00	
<b>Vérification</b>	<b>144092,50</b>	<b>&gt;</b>	<b>65286,40    OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>2,21</b>	<b>≥</b>	<b>1,00    OK</b>
<u>FLOTTAISON</u>			
Forces du poids propre de la structure	N-	212 753	MN
Forces de sous pression	N+	39 842	MN
Coefficient de sécurité à la flottaison		5,34	
<b>Vérification</b>	<b>5,34</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,30    OK</b>
<u>RENVERSEMENT</u>			
Excentricité	e	0,05	
Largeur	B	8,00	m
Coefficient partiel	γ <sub>mfc</sub>	2,00	
Contrainte de traction	σ <sub>t</sub>	0,28	MPa
Contrainte de compression	σ <sub>c</sub>	0,52	MPa
<b>Vérification traction</b>	<b>PAS DE TRACTION</b>		
<b>Vérification de l'excentricité</b>	<b>0,05</b>	<b>&lt;</b>	<b>0,25    OK</b>



### 1.4.3 STABILITE DE LA PRISE D'EAU EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX AMONT INSTALLES ET PHE

#### 1.4.3.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU - Section avec conduite</b>
<i>Situation maintenance : Pertuis batardé sous Q10000 amont et rien à l'aval</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	yw	10,00	kN/m3
Masse volumique du béton	yc	22,00	kN/m3
Angle de frottement fondation/substratum	Φ	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE		
Niveau de la fondation	344,60	m
Niveau du sommet des piles	389,00	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	8,00	m
Largeur du radier	54,22	m
Longueur utile d'une passe	3,50	m

NIVEAUX D'EAU		
Niveau d'eau amont	389,00	m
Niveau d'eau aval	344,60	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	44,40	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	0,00	m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	λ
0,00	44,40	Voile	0,00
54,22	0,00	d'injection	

POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	yw	0,00	kN/m3
Coefficient de poussée des terres	K0	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m



OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**

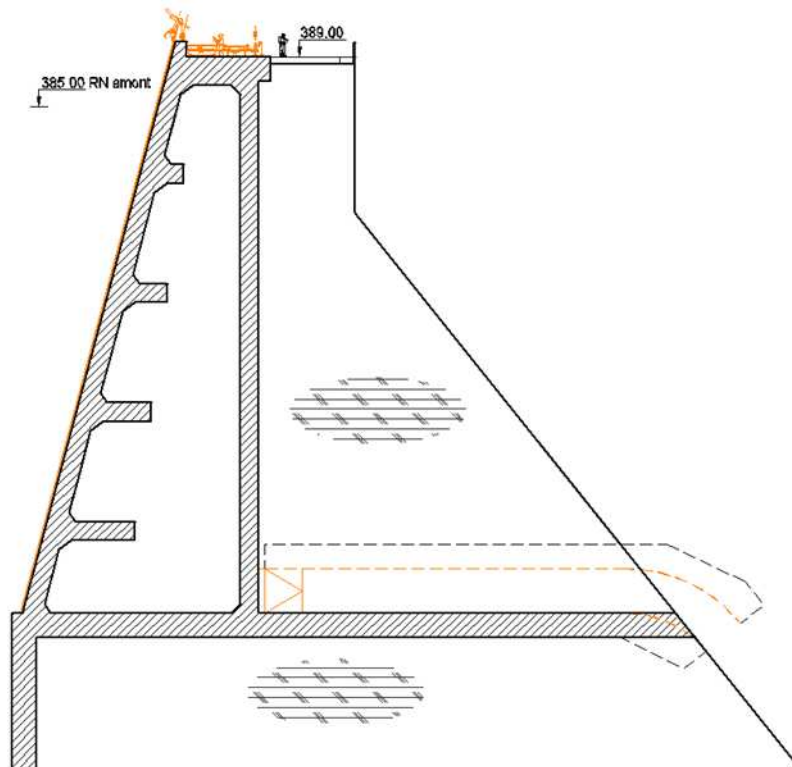
**1.4.3.3 VERIFICATION DE LA STABILITE**

<u>VERIFICATIONS</u>			
<u>GLISSEMENT</u>			
$\frac{C_k * L' + \frac{N' * (\tan\varphi)_k}{\gamma_{mtan\varphi}}}{\gamma_{mc}} > \gamma_{d1} * T$			
<u>Type de combinaison</u>	Combinaison accidentelle hydrostatique		
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck	0,00	kPa
Angle de frottement du matériau	φ	45,00	°
Longueur de la section non fissurée	L'	54,22	m
Effort normal	N'	172 431	MN
Effort tangentiel	T	72 629	MN
<u>Coefficients partiels :</u>			
	γ <sub>mc</sub>	1,00	
	γ <sub>mtanφ</sub>	1,00	
	γ <sub>md1</sub>	1,00	
<b>Vérification</b>	<b>172431</b>	<b>&gt;</b>	<b>72629</b> <b>OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>2,37</b>	<b>≥</b>	<b>1,00</b> <b>OK</b>
<u>FLOTTAISON</u>			
Forces du poids propre de la structure	N-	214 246	MN
Forces de sous pression	N+	41 815	MN
Coefficient de sécurité à la flottaison		5,12	
<b>Vérification</b>	<b>5,12</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b> <b>OK</b>
<u>RENVERSEMENT</u>			
Excentricité	e	0,06	
Largeur	B	8,00	m
Coefficient partiel	γ <sub>mfc</sub>	1,00	
Contrainte de traction	σ <sub>t</sub>	0,25	MPa
Contrainte de compression	σ <sub>c</sub>	0,54	MPa
<b>Vérification traction</b>	<b>PAS DE TRACTION</b>		
<b>Vérification de l'excentricité</b>	<b>0,06</b>	<b>&lt;</b>	<b>0,50</b> <b>OK</b>

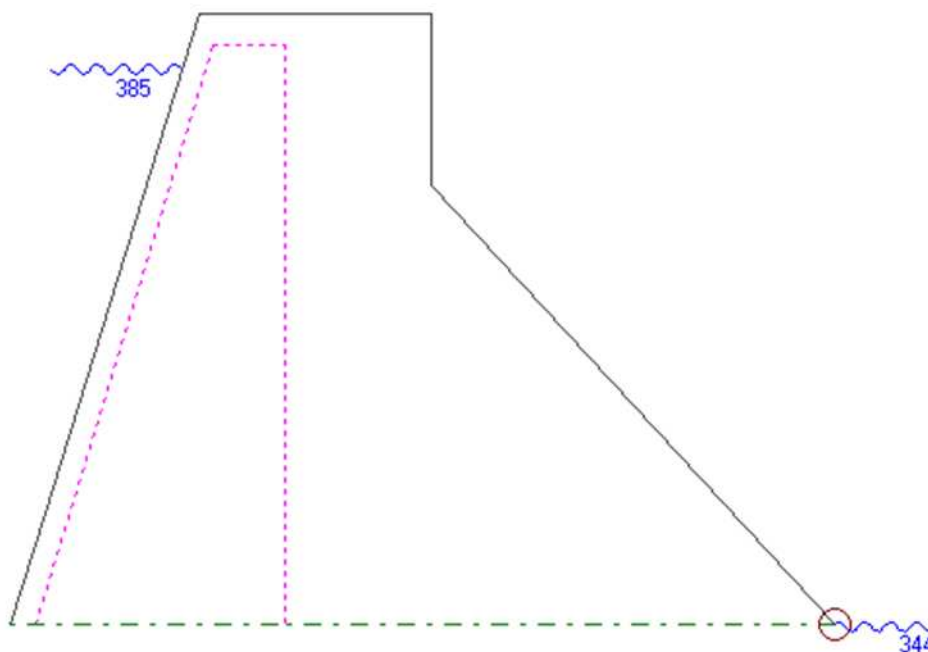
## 1.5 STABILITE DE LA SECTION ENTRE CONDUITES

### 1.5.1 GEOMETRIE

La section entre conduites de prise d'eau étudiée est la suivante:



Cette section est étudiée sur 1 mètre linéaire sur le modèle SOURIS suivant :



## 1.5.2 STABILITE EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX AMONT INSTALLES ET RN

### 1.5.2.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU - Section entre conduites</b>
<i>Situation maintenance : Pertuis batardé sous RN amont et rien à l'aval</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE	
Niveau de la fondation	344,60 m
Niveau du sommet des piles	389,00 m
Niveau du radier	0,00 m
Longueur totale d'une passe	1,00 m
Largeur du radier	54,22 m
Longueur utile d'une passe	1,00 m

NIVEAUX D'EAU	
Niveau d'eau amont	385,00 m
Niveau d'eau aval	344,60 m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	40,40 m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	0,00 m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	40,40	Voile	0,66
54,22	0,00	d'injection	

POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	$\gamma_w$	0,00	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poussée des terres	K0	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m



OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**

**1.5.2.3 VERIFICATION DE LA STABILITE**

<u>VERIFICATIONS</u>			
<u>GLISSEMENT</u>			
$\frac{C_k * L' + \frac{N' * (\tan\varphi)_k}{\gamma_{mtan\varphi}}}{\gamma_{mc}} > \gamma_{d1} * T$			
<u>Type de combinaison</u>	Combinaison quasi-permanente		
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck	0,00	kPa
Angle de frottement du matériau	φ	45,00	°
Longueur de la section non fissurée	L'	54,22	m
Effort normal	N'	16 970	MN
Effort tangentiel	T	8 161	MN
<u>Coefficients partiels :</u>			
	γ <sub>mc</sub>	3,00	
	γ <sub>mtanφ</sub>	1,50	
	γ <sub>md1</sub>	1,00	
<b>Vérification</b>	<b>11313,33</b>	<b>&gt;</b>	<b>8160,80</b> <b>OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>1,39</b>	<b>≥</b>	<b>1,00</b> <b>OK</b>
<u>FLOTTAISON</u>			
Forces du poids propre de la structure	N-	21 901	MN
Forces de sous pression	N+	4 931	MN
Coefficient de sécurité à la flottaison		4,44	
<b>Vérification</b>	<b>4,44</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,50</b> <b>OK</b>
<u>RENVERSEMENT</u>			
Excentricité	e	0,14	
Largeur	B	1,00	m
Coefficient partiel	γ <sub>mfc</sub>	3,00	
Contrainte de traction	σ <sub>t</sub>	0,05	MPa
Contrainte de compression	σ <sub>c</sub>	0,58	MPa
<b>Vérification traction</b>	<b>PAS DE TRACTION</b>		
<b>Vérification de l'excentricité</b>	<b>0,12</b>	<b>&lt;</b>	<b>0,16</b> <b>OK</b>

### 1.5.3 STABILITE DE LA PRISE D'EAU EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX AMONT INSTALLES ET PHE

#### 1.5.3.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU - Section entre conduites</b>
<i>Situation maintenance : Pertuis batardé sous Q10000 amont et rien à l'aval</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	γ <sub>w</sub>	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	γ <sub>c</sub>	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	Φ	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE		
Niveau de la fondation	344,60	m
Niveau du sommet des piles	389,00	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	1,00	m
Largeur du radier	54,22	m
Longueur utile d'une passe	1,00	m

NIVEAUX D'EAU		
Niveau d'eau amont	387,00	m
Niveau d'eau aval	344,60	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	42,40	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	0,00	m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	λ
0,00	42,40	Voile	0,66
54,22	0,00	d'injection	

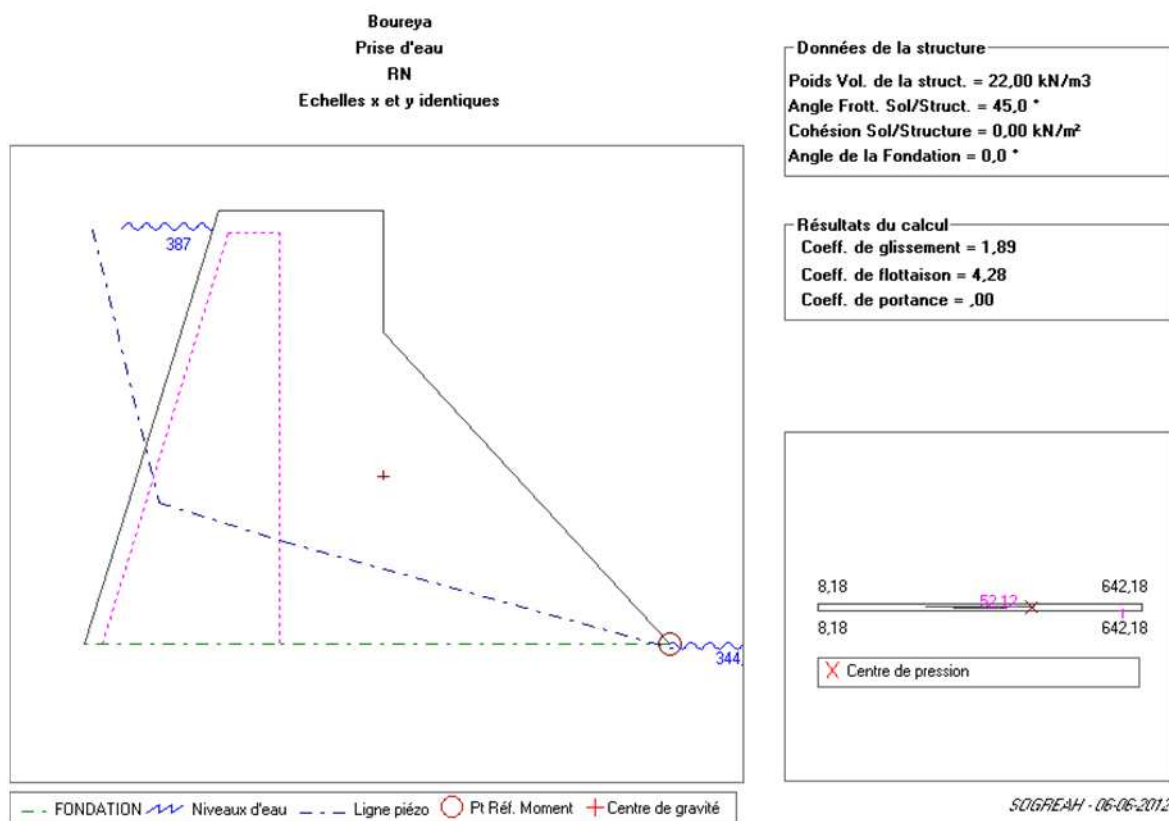
POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	γ <sub>w</sub>	0,00	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poussée des terres	K <sub>0</sub>	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m



**1.5.3.2 CALCUL DES EFFORTS**

CALCUL DES EFFORTS		
Type d'action	Efforts verticaux N (kN)	Efforts horizontaux T (kN)
Béton de l'ouvrage	-19 713	
Poussée de l'eau amont	-2 410	8 989
Sous-pressions dans la conduite	0	0
Sous-pressions	5 175	
Poussée des terres		0
Poids de l'eau sur l'ouvrage	0	
<b>TOTAL</b>	<b>-16 948</b>	<b>8 989</b>
<b>RESULTANTE</b>	<b>19 184</b>	

Les efforts créés par le poids du béton de l'ouvrage et de l'eau sur l'ouvrage sont calculés par SOURIS.



OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
 AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE  
 ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**

**1.5.3.3 VERIFICATION DE LA STABILITE**

<u>VERIFICATIONS</u>			
<u>GLISSEMENT</u>			
$\frac{C_k * L' + \frac{N' * (\tan\varphi)_k}{\gamma_{mtan\varphi}}}{\gamma_{mc}} > \gamma_{d1} * T$			
<u>Type de combinaison</u>	Combinaison accidentelle hydrostatique		
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck	0,00	kPa
Angle de frottement du matériau	φ	45,00	°
Longueur de la section non fissurée	L'	54,22	m
Effort normal	N'	16 948	MN
Effort tangentiel	T	8 989	MN
 <u>Coefficients partiels :</u>			
	γ <sub>mc</sub>	1,00	
	γ <sub>mtanφ</sub>	1,00	
	γ <sub>md1</sub>	1,00	
<b>Vérification</b>	<b>16948,00</b>	<b>&gt;</b>	<b>8988,80</b> <b>OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>1,89</b>	<b>≥</b>	<b>1,00</b> <b>OK</b>
<u>FLOTTAISON</u>			
Forces du poids propre de la structure	N-	22 123	MN
Forces de sous pression	N+	5 175	MN
Coefficient de sécurité à la flottaison		4,27	
<b>Vérification</b>	<b>4,27</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,10</b> <b>OK</b>
<u>RENVERSEMENT</u>			
Excentricité	e	0,16	
Largeur	B	1,00	m
Coefficient partiel	γ <sub>mfc</sub>	1,00	
Contrainte de traction	σ <sub>t</sub>	0,01	MPa
Contrainte de compression	σ <sub>c</sub>	0,61	MPa
<b>Vérification traction</b>	<b>PAS DE TRACTION</b>		
<b>Vérification de l'excentricité</b>	<b>0,16</b>	<b>&lt;</b>	<b>0,50</b> <b>OK</b>

## 1.6 CONCLUSION

Les calculs précédents concernent les justifications au glissement, au renversement (poinçonnement) et à la flottaison pour les deux sections étudiées de la prise d'eau de l'aménagement de Bouréya. Ces calculs montrent que la stabilité de cette prise est vérifiée pour les différentes sections et situations envisagées.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

<b>Sections</b>	<b>Vérifications</b>	<b>Situation durable</b>	<b>Situation accidentelle</b>
<i>Section avec conduite</i>	<i>Glissement</i>	2,21 > 1,00	2,37 > 1,00
	<i>Flottaison</i>	5,34 > 1,50	5,12 > 1,10
	<i>Renversement</i>	0,05 < 0,16	0,06 < 0,50
<i>Section entre conduites</i>	<i>Glissement</i>	1,39 > 1,00	1,89 > 1,00
	<i>Flottaison</i>	4,44 > 1,50	4,27 > 1,10
	<i>Renversement</i>	0,12 < 0,16	0,16 < 0,50

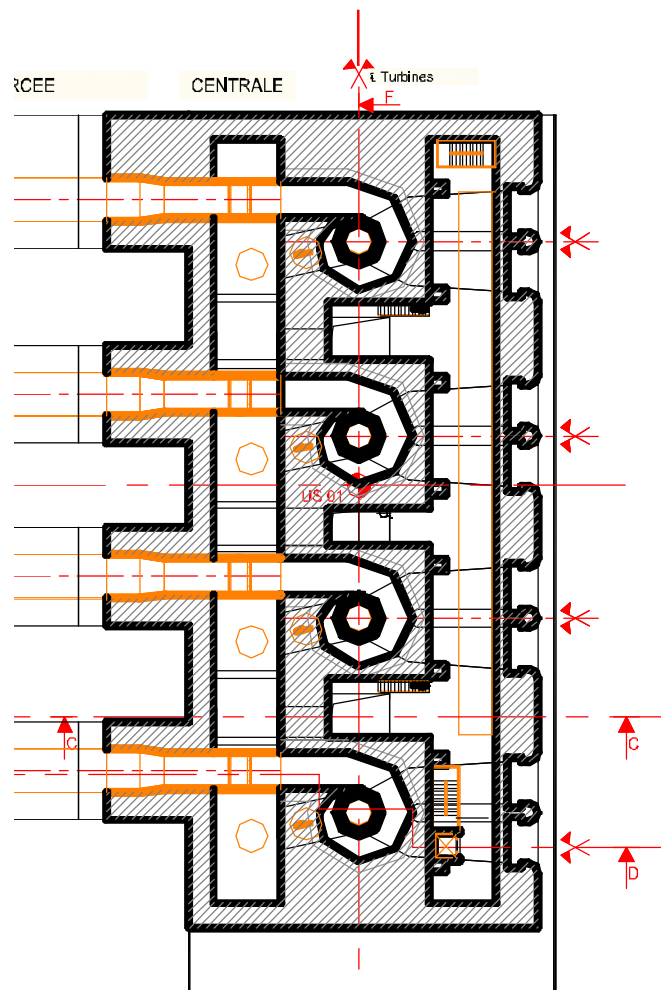
## 2. STABILITE DE LA CENTRALE

### 2.1 INTRODUCTION

La présente note a pour objet la vérification de la stabilité globale de la centrale de Bouréya sous les différents cas de chargement que celle-ci est susceptible de supporter au cours de son exploitation.

### 2.2 GEOMETRIE

La centrale est en béton armé et est composée de 4 groupes. La vue de dessus de l'ouvrage est la suivante :





OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
**AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE**  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**

les efforts verticaux sont prépondérants. Dans ce cas, seule la stabilité à la flottaison est supposée critique (efforts latéraux faibles voire nuls car équilibrés) ;

- Du fait de leur amovibilité, les équipements hydromécaniques et électriques de la centrale sont négligés en terme de poids propre (hypothèse fortement conservatrice). Le poids volumique du béton de construction est supposé égal à 24 kN/m<sup>3</sup> ;
- Du fait de la possibilité de batardage et vidange de l'usine, l'ensemble des cavités internes est supposé vide (poids d'eau négligé), hormis pour la partie d'ouvrage située en aval des vannes aval (poids d'eau sur le radier équilibrant la sous-pression sous celui-ci). Le poids volumique de l'eau est supposé égal à 10 kN/m<sup>3</sup>.
- Les calculs ont été réalisés pour une largeur de centrale de 1 m. La section de la centrale comportant le moins de béton a été considérée.

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU</b>
<i>Situation transitoire : Usine vidangée sous RN amont et RN à l'aval</i>

<u>HYPOTHESES GENERALES</u>			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	44,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	122,00	kPa

<u>PARAMETRES DE LA STRUCTURE</u>		
Niveau de la fondation	314,90	m
Niveau du sommet des piles	355,96	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	1,00	m
Largeur du radier	28,40	m
Longueur utile d'une passe	0,00	m

<u>NIVEAUX D'EAU</u>		
Niveau d'eau amont	328,10	m
Niveau d'eau aval	328,10	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	13,20	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	13,20	m

<u>SOUS-PRESSIONS</u>			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	13,20	Voile	0,00
28,40	13,20	d'injection	

## 2.4.2 CALCUL DES EFFORTS

CALCUL DES EFFORTS		
Type d'action	Efforts verticaux N (kN)	Efforts horizontaux T (kN)
Béton de l'ouvrage	-7 504	
Poussée de l'eau amont		871
Poussée de l'eau aval		-871
Sous-pressions	3 520	
Poussée des terres		0
Poids de l'eau sur l'ouvrage	0	
<b>TOTAL</b>	-3 984	0
<b>RESULTANTE</b>	3 984	

## 2.4.3 VERIFICATION DE LA STABILITE

Seule la stabilité à la flottaison est considérée comme critique et est vérifiée.

FLOTTAISON			
Forces du poids propre de la structure	N-	7 504 MN	
Forces de sous pression	N+	3 520 MN	
Coefficient de sécurité à la flottaison		2,13	
<b>Vérification</b>		<b>2,13</b>	<b>&gt; 1,30 OK</b>

## 2.5 STABILITE DE LA CENTRALE EN SITUATION ACCIDENTELLE : USINE VIDANGEE ET PHE

### 2.5.1 HYPOTHESES DE CALCUL

Afin de mener les calculs de stabilité globale de l'ouvrage de génie civil, les mêmes hypothèses que dans le cas précédent ont été prises en compte.

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU</b>
<i>Situation accidentelle : Usine vidangée sous Q10000 amont et aval</i>

<u>HYPOTHESES GENERALES</u>			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	44,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	122,00	kPa

<u>PARAMETRES DE LA STRUCTURE</u>		
Niveau de la fondation	314,90	m
Niveau du sommet des piles	355,96	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	1,00	m
Largeur du radier	28,40	m
Longueur utile d'une passe	0,00	m

<u>NIVEAUX D'EAU</u>		
Niveau d'eau amont	338,50	m
Niveau d'eau aval	338,50	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	23,60	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	23,60	m

<u>SOUS-PRESSIONS</u>			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	23,60	Voile	0,00
28,40	23,60	d'injection	



## 2.5.2 CALCUL DES EFFORTS

CALCUL DES EFFORTS		
Type d'action	Efforts verticaux N (kN)	Efforts horizontaux T (kN)
Béton de l'ouvrage	-7 503	
Poussée de l'eau amont		2 785
Poussée de l'eau aval		-2 785
Sous-pressions	6 470	
Poussée des terres		0
Poids de l'eau sur l'ouvrage	0	
<b>TOTAL</b>	-1 033	0
<b>RESULTANTE</b>	1 033	

## 2.5.3 VERIFICATION DE LA STABILITE

Seule la stabilité à la flottaison est considérée comme critique et est vérifiée.

FLOTTAISON		
Forces du poids propre de la structure	N-	7 503 MN
Forces de sous pression	N+	6 470 MN
Coefficient de sécurité à la flottaison		1,16
<b>Vérification</b>	<b>1,16</b>	<b>&gt; 1,10 OK</b>

## 2.6 CONCLUSION

Les résultats ci-dessus montrent que l'usine, telle que dimensionnée, présente des garanties de stabilité satisfaisantes.

Les calculs réalisés lors des étapes futures du dimensionnement de l'usine viseront à affiner ces résultats mais il est d'ores et déjà possible d'indiquer la structure comme répondant aux critères de sécurité en vigueur.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Vérification	Situation transitoire	Situation accidentelle
<i>Flottaison</i>	2.13 > 1.30	1.16 > 1.10

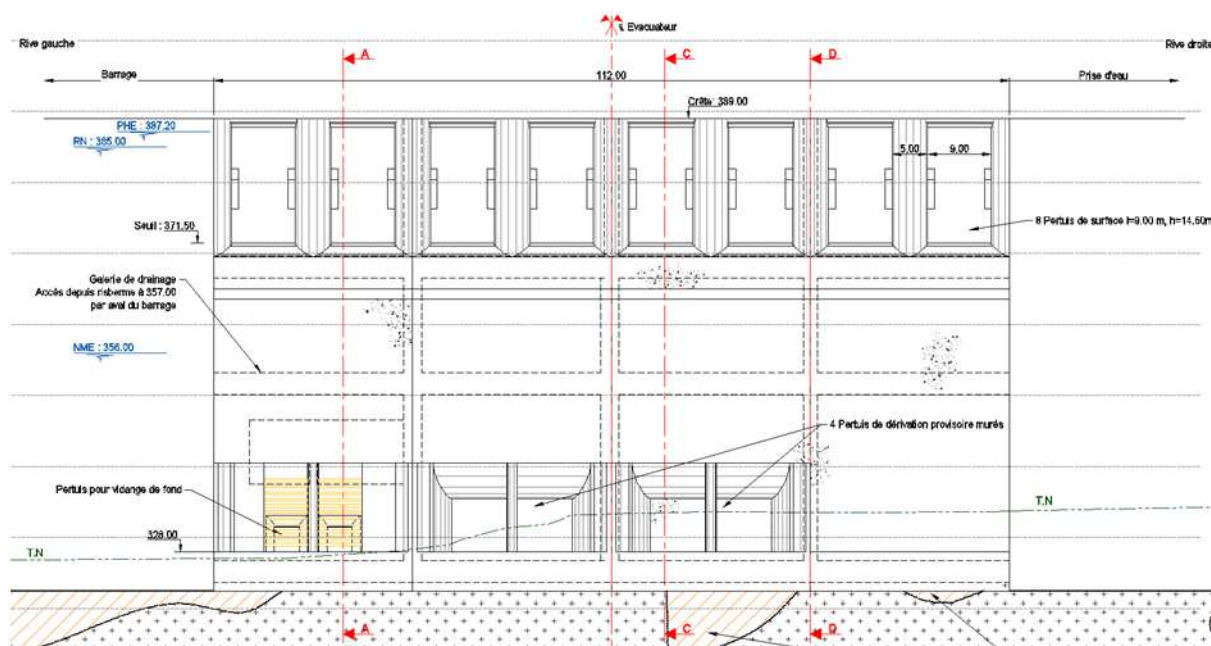
## 3. STABILITE DE L'EVACUATEUR

### 3.1 INTRODUCTION

La présente note a pour objet la vérification de la stabilité globale des différentes variantes de l'évacuateur de Bouréya sous les différents cas de chargement que celle-ci est susceptible de supporter au cours de son exploitation. Les résultats présentés de manière détaillée ci-dessous correspondent à la variante 3 de l'évacuateur de crues, les résultats pour la variante n°2 étant présentés en fin de note et reposant sur les mêmes hypothèses de chargement.

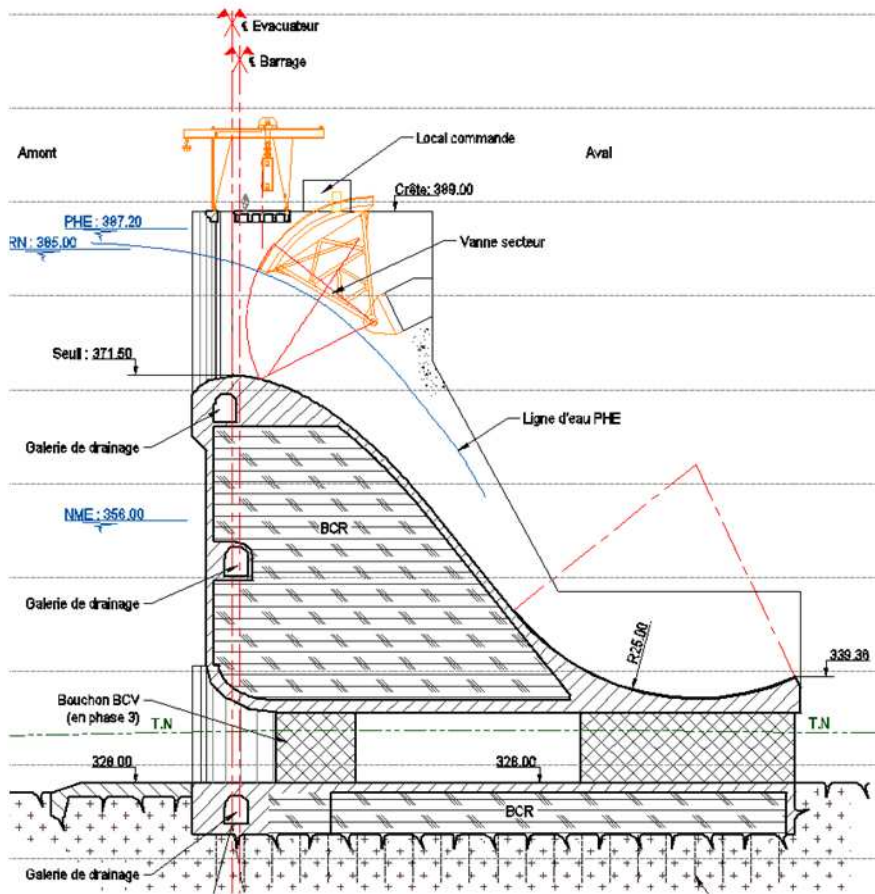
### 3.2 GEOMETRIE DE LA VARIANTE 3

L'évacuateur est équipé de 8 pertuis en crête de 9 m de large ; de 7 piles de 5 m de large et 2 piles de 2,50 m. Au fond, il est également équipé de 4 pertuis de dérivation provisoire murés et de 2 pertuis pour la vidange de fond. L'élévation amont de l'ouvrage est la suivante :

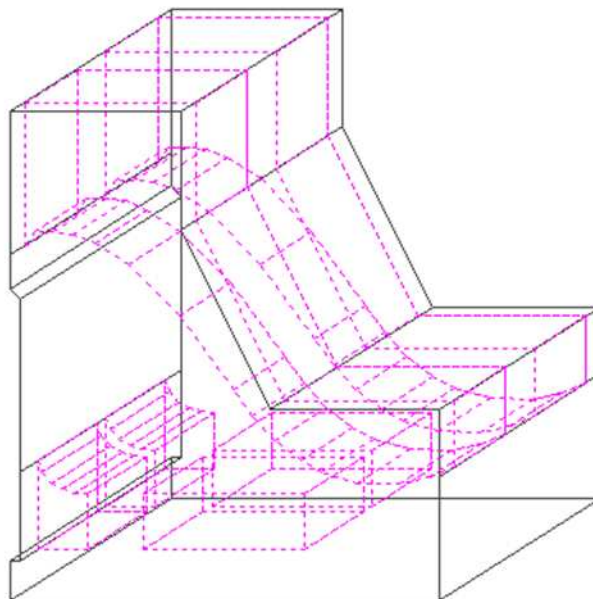


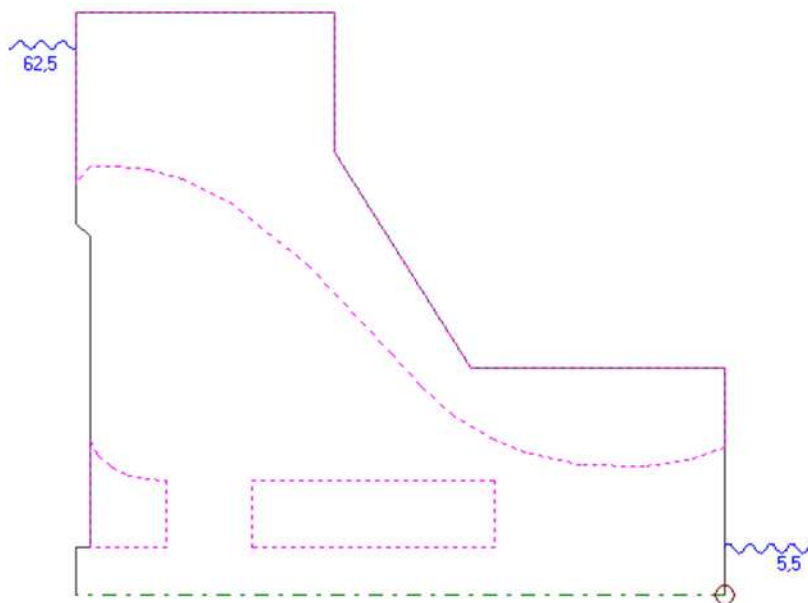
La section type de la variante 3 étudiée pour la vérification de la stabilité est :

OMVS- HAUT-COMMISSARIAT  
**AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE BOUREYA EN GUINEE**  
**ETUDE DE FAISABILITE ET D'AVANT-PROJET SOMMAIRE (APS)**  
**RAPPORT APS - ANNEXE 3 – STABILITE DES OUVRAGES BETON**



Cette section est modélisée sur le logiciel SOURIS, sur une largeur de 28 m ce qui inclus 2 pertuis de crête et 2 pertuis murés. La modélisation est la suivante :





### 3.3 SITUATIONS DE PROJET

La stabilité de l'évacuateur de l'aménagement de Bouréya est vérifiée pour les situations transitoires suivantes :

- Vidange de fond fermée et RN (Retenue Normale) ;
- Vidange de fond fermée et PHE (Plus Hautes Eaux).

La stabilité étant vérifiée pour ces situations, elle le sera pour les autres situations correspondant à l'exploitation de l'ouvrage, soit :

- Situation durable : RN avec vidange de fond ouverte ;
- Situation transitoire : PHE avec vidange de fond ouverte ;
- Situation accidentelle : RN+S sans batardeau.

En effet, en phase d'exploitation les actions stabilisatrices suivantes sont à ajouter à la phase entretien avec les pertuis batardeés : poids supplémentaire d'eau à l'aval des vannes batardeaux.

La situation accidentelle avec un séisme de 0,1g a été vérifiée et n'est dimensionnante pour aucun des ouvrages de cet aménagement.

Les hypothèses de calculs présentées ci-dessous sont appropriées et les résultats répondent aux pratiques usuelles en vigueur pour ce type d'ouvrage.

### 3.4 STABILITE DE L'EVACUATEUR EN SITUATION DURABLE : VIDANGE DE FOND FERMEE ET RN

#### 3.4.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU</b>
<i>Situation quasi-permanent : Pertuis batardé sous RN</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE		
Niveau de la fondation	322,50	m
Niveau du sommet des piles	389,00	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	28,00	m
Largeur du radier	74,25	m
Longueur utile d'une passe	18,00	m

NIVEAUX D'EAU		
Niveau d'eau amont	385,00	m
Niveau d'eau aval	328,00	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	62,50	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	5,50	m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	62,50	Voile	0,00
74,25	5,50	d'injection	

POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	$\gamma_w$	0,00	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poussée des terres	K0	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m

### 3.4.2 CALCUL DES EFFORTS

CALCUL DES EFFORTS		
Type d'action	Efforts verticaux N (kN)	Efforts horizontaux T (kN)
Béton de l'ouvrage	-1 238 283	
Poussée de l'eau amont	-15 543	586 053
Poussée de l'eau à l'aval		-4 235
Sous-pressions dans la conduite	0	
Sous-pressions	315 775	
Poussée des terres		0
Poids de l'eau sur l'ouvrage	0	
<b>TOTAL</b>	-938 051	581 818
<b>RESULTANTE</b>	1 103 835	

Les efforts créés par le poids du béton de l'ouvrage et de l'eau sur l'ouvrage sont calculés par le logiciel SOURIS.

### 3.4.3 VERIFICATION DE LA STABILITE

<b>VERIFICATIONS</b>	
<b>GLISSEMENT</b>	
$\frac{C_k * L' + \frac{N' * (\tan\phi)_k}{\gamma_{mtan\phi}}}{\gamma_{mc}} > \gamma_{d1} * T$	
<u>Type de combinaison</u>	Combinaison rare
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck            0,00 kPa
Angle de frottement du matériau	φ              45,00 °
Longueur de la section non fissurée	L'             74,25 m
Effort normal	N'            938 051 MN
Effort tangentiel	T             581 818 MN
 <u>Coefficients partiels :</u>	
	γ <sub>mc</sub> 2,00
	γ <sub>mtanφ</sub> 1,20
	γ <sub>md1</sub> 1,00
<b>Vérification</b>	<b>781709,31 &gt; 581818,00 OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>1,34 ≥ 1,00 OK</b>
<b>FLOTTAISON</b>	
Forces du poids propre de la structure	N-            1 253 826 MN
Forces de sous pression	N+            315 775 MN
Coefficient de sécurité à la flottaison	3,97
<b>Vérification</b>	<b>3,97 &gt; 1,30 OK</b>

### 3.5 STABILITE DE L'EVACUATEUR EN SITUATION TRANSITOIRE : BATARDEAUX AMONT INSTALLES ET PHE

#### 3.5.1 HYPOTHESES DE CALCUL

<b>BOUREYA - ETUDE DE STABILITE PRISE D'EAU</b>
<i>Situation rare : Pertuis batardé sous Q10000</i>

HYPOTHESES GENERALES			
Masse volumique de l'eau	$\gamma_w$	10,00	kN/m <sup>3</sup>
Masse volumique du béton	$\gamma_c$	22,00	kN/m <sup>3</sup>
Angle de frottement fondation/substratum	$\Phi$	45,00	°
Cohésion fondation/substratum	c	0,00	kPa

PARAMETRES DE LA STRUCTURE		
Niveau de la fondation	322,50	m
Niveau du sommet des piles	389,00	m
Niveau du radier	0,00	m
Longueur totale d'une passe	28,00	m
Largeur du radier	74,25	m
Longueur utile d'une passe	18,00	m

NIVEAUX D'EAU		
Niveau d'eau amont	387,20	m
Niveau d'eau aval	338,00	m
Hauteur d'eau sur l'écran amont	64,70	m
Hauteur d'eau sur l'écran aval	15,50	m

SOUS-PRESSIONS			
Abscisse depuis l'écran amont (en m)	Niveau de la sous pression (en m)	Remarque	$\lambda$
0,00	64,70	Voile	0,00
74,25	15,50	d'injection	

POUSSEE DES TERRES			
<b>Matériau</b>			
Masse volumique	$\gamma_w$	0,00	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de poussée des terres	K0	0,00	
Hauteur d'application	h	0,00	m



### 3.5.2 CALCUL DES EFFORTS

CALCUL DES EFFORTS		
Type d'action	Efforts verticaux N (kN)	Efforts horizontaux T (kN)
Béton de l'ouvrage	-1 238 283	
Poussée de l'eau amont	-15 543	586 053
Poussée de l'eau à l'aval		-33 635
Sous-pressions dans la conduite	0	
Sous-pressions	466 554	
Poussée des terres		0
Poids de l'eau sur l'ouvrage	0	
<b>TOTAL</b>	<b>-787 272</b>	<b>552 418</b>
<b>RESULTANTE</b>	<b>961 750</b>	

Les efforts créés par le poids du béton de l'ouvrage et de l'eau sur l'ouvrage sont calculés par SOURIS.

### 3.5.3 VERIFICATION DE LA STABILITE

<b>VERIFICATIONS</b>	
<b>GLISSEMENT</b>	
$\frac{C_k}{\gamma_{mc}} * L' + \frac{N' * (\tan\varphi)_k}{\gamma_{mtan\varphi}} > \gamma_{d1} * T$	
<u>Type de combinaison</u>	<b>Combinaison rare</b>
Cohésion du matériau au droit des joints	Ck                    0,00 kPa
Angle de frottement du matériau	φ                      45,00 °
Longueur de la section non fissurée	L'                     74,25 m
Effort normal	N'                    787 272 MN
Effort tangentiel	T                     552 418 MN
 <u>Coefficients partiels :</u>	
	γ <sub>mc</sub> 2,00
	γ <sub>mtanφ</sub> 1,20
	γ <sub>md1</sub> 1,00
<b>Vérification</b>	<b>656060,14 &gt; 552418,00      OK</b>
<b>Coefficient de sécurité au glissement</b>	<b>1,19 ≥ 1,00      OK</b>
<b>FLOTTAISON</b>	
Forces du poids propre de la structure	N-                    1 253 826 MN
Forces de sous pression	N+                    466 554 MN
Coefficient de sécurité à la flottaison	2,69
<b>Vérification</b>	<b>2,69 &gt; 1,30      OK</b>

### 3.6 CONCLUSION

Les calculs précédents concernent les justifications au glissement, au renversement (poinçonnement) et à la flottaison de la variante n°3 de l'évacuateur de l'aménagement de Bouréya. Ces calculs montrent que la stabilité de cet ouvrage est vérifiée pour les différentes situations envisagées.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Vérification	Situation durable	Situation rare
<i>Glissement</i>	1,34 > 1,00	1,19 > 1,00
<i>Flottaison</i>	3,97 > 1,50	2,69 > 1,30
<i>Renversement</i>	0,02 < 0,16	0,04 < 0,25

La stabilité de la variante n°2, non retenue au stade APS, ainsi que d'une variante intermédiaire (pertuis de demi-fond, également non retenue) a également été vérifiée. Les calculs ont été réalisés avec les mêmes hypothèses que la solution de base détaillée précédemment. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Variante	Cas de charges	Vérification au glissement	Vérification au renversement
Variante 2 (non retenue à l'APS) : vanne en crête de l'évacuateur + bouchons dans la dérivation provisoire	Permanent	1,09 > 1,00	0,01 < 0,16
	Accidentel	1,15 > 1,00	0,02 < 0,25
Variante 3 bis (non retenue pour l'APS) : vanne positionné à mi-hauteur de l'évacuateur + dérivation provisoire à la cote 328 ,00 m.	Permanent	2,12 > 1,00	0,00 < 0,16
	Accidentel	2,14 > 1,00	0,02 < 0,25

## 4. ANCRAGES DU COURSIER – VARIANTE 2

---

L'objectif des barres d'ancrages est d'assurer la stabilité contre la flottaison des dalles du coursier de l'évacuateur de variante 2 de l'aménagement de Bouréya.

### 4.1 PROPRIETES DES MATERIAUX

#### 4.1.1 MATERIAU DE LA FONDATION

Le coursier repose sur du granite sain dont les propriétés considérées dans le dimensionnement des ancrages sont les suivantes :

Nature	Poids vol. (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Granite	27	3000	45

#### 4.1.2 BETON ARME

Le coursier, d'une épaisseur de 2 mètres, est en béton armé. Le poids volumique de ce matériau considéré dans les calculs est de 24 kN/m<sup>3</sup>.

#### 4.1.3 ANCRAGES

Pour les ancrages du coursier, nous considérons des aciers d'une limite élastique de 400 MPa.

Les contraintes limites de traction à l'ELU pour des aciers HA400 sont les suivantes :

- Actions durables :  $400/1,15 = 348$  MPa ;
- Actions accidentelles :  $400/1,00 = 400$  MPa.

Il est recommandé d'utiliser des ancrages de diamètre 32 mm, pouvant reprendre une charge de 321,50 kN.

### 4.2 DIMENSIONNEMENT DES ANCRAGES

#### 4.2.1 CAS DE CHARGES

Ces ancrages seront soumis aux sous-pressions. Il existe deux cas de charges pouvant générer des sous-pressions :

- **Cas permanent** : la hauteur d'eau présente dans le bassin de dissipation (H = 10 m)
- **Cas accidentel** : une infiltration d'eau due à une défaillance d'un joint.

## 4.2.2 VERIFICATIONS

### 4.2.2.1 LA RESISTANCE DES ACIERS :

La résistance de l'acier de l'ancrage est vérifiée par la formule suivante :

$$F = \sigma_s \times S$$

### 4.2.2.2 LA REPRISE DES SOUS-PRESSIONS :

- En cas permanent :

$$T_s \leq \frac{T_u}{2}$$

- En cas accidentel

$$T_s \leq T_u$$

Avec

$T_s$  = traction de service

$T_u$  = traction limite ultime

### 4.2.2.3 LA RESISTANCE DE L'INTERFACE MORTIER/SOL DE FONDATION :

Cette résistance est déterminée par la formule :

$$q_s \times \pi \times D_s \times L_{\text{forage}} = T_u$$

Avec

$D_s = \alpha \times D_d$

$D_d$  = diamètre de forage

$q_s$  = frottement latéral unitaire limite du sol = 0,8 MPa pour le granite

### 4.2.2.4 LA RESISTANCE DU SOL DE FONDATION :

Nous déterminons ici la résistance du cône de fondation autour de l'ancrage.

$$T'_u = \psi \times T_u$$

## 4.2.3 CALCULS DES ANCRAGES

### 4.2.3.1 CAS DE CHARGE PERMANENT :

#### 4.2.3.2 SOUS-PRESSIONS

Les sous-pressions sont les seuls efforts défavorables s'appliquant sur les ancrages.

Selon l'expérience d'Artelia basée sur des tests en laboratoire, la valeur des sous-pressions (U) en situation permanente correspond à la valeur maximale calculée comme ci-dessous :

- $U_1 = H_{\text{eau}} \times \gamma_w = 100 \text{ kN}$  ;
- $U_2 = 0.12 \times \gamma_w \times \frac{V^2}{2g} = 70,7 \text{ kN}$  ;

Avec

Heau = hauteur d'eau dans le bassin (10 m)

V = vitesse de l'eau sur le coursier (V = 34 m/s)

$\gamma_w$  = poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )

$$U_1 > U_2 \text{ donc } U = 100 \text{ kN}$$

#### 4.2.3.3 DIMENSIONS DES ANCRAGES

Pour la reprise des efforts calculés précédemment, nous choisissons les dimensions suivantes :

Diamètre ancrages	32 mm
Maillage	2 m x 2 m
Longueur d'ancrage	9 m

#### 4.2.3.4 VERIFICATIONS

Les différentes vérifications sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Reprise des sous-pressions		
Sous-pressions	100,0 kN	
Poids de béton	28,0 kN	
Poids sol	153 kN	
Coefficient	2	
<b>Vérification</b>	<b>1,05 ok</b>	Sécurité 1,05
Calcul de la résistance du sol sollicité (TA 95)		
$\beta=2/3\phi$	30	
$\gamma'1=\gamma-\gamma_w$	17	
r	5,19	
Tu	4318,5	
$\psi'$	0,50	
<b>Tu= <math>\psi' Tu</math></b>	<b>2159,2 kN</b>	Sécurité 9,83
Calcul de la résistance de l'interface mortier/fondation (TA 95, clouterre)		
frottement de l'ancrage		
Tu=pi Ds Ls qs		
Hypothèse de frottement, Ls x qs	7,20 MN/m	
<b>Tu</b>	<b>1991 kN</b>	Sécurité 9,07
Calcul de la résistance de l'acier		
capacité de l'acier (fy=400 Mpa)	279,6 kN	Sécurité 1,27
contrainte due à la tension Tu'		
avec Tu' =	2686 Mpa	
	2159,2 kN	
Vérification fy > contrainte sous la tension Tu' : Elasticity limit exceed		
		Sécurité
<b>Capacité d'un ancrage</b>	<b>279,6 kN</b>	1,27

**4.2.3.5 CAS DE CHARGE ACCIDENTEL :**

4.2.3.6 SOUS-PRESSIONS

Les sous-pressions dues à une infiltration d'eau lors du fonctionnement de l'évacuateur sont données par :

$$U = 0.20 \times \gamma_w \times \frac{V^2}{2g} = 117,8 \text{ kN}$$

Avec

V = vitesse de l'eau sur le coursier (V = 34 m/s)

$\gamma_w$  = poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ )

4.2.3.7 DIMENSIONS DES ANCRAGES

Pour la reprise des efforts calculés précédemment, nous choisissons les dimensions suivantes :

Diamètre ancrages	32 mm
Maillage	2 m x 2 m
Longueur d'ancrage	7 m

4.2.3.8 VERIFICATIONS

Les différentes vérifications sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Reprise des sous-pressions		
Sous-pressions	117,8 kN	
Poids de béton	28,0 kN	
Poids sol	119 kN	
Coefficient	1	Sécurité
<b>Vérification</b>	<b>1,25 ok</b>	<b>1,25</b>
Calcul de la résistance du sol sollicité (TA 95)		
$\beta=2/3\phi$	30	
$\gamma'1=\gamma-\gamma_w$	17	
r	4,04	
Tu	2031,9	
$\psi'$	0,50	Sécurité
<b><math>Tu = \psi' Tu</math></b>	<b>1015,9 kN</b>	<b>3,49</b>
Calcul de la résistance de l'interface mortier/fondation (TA 95, clouterre)		
frottement de l'ancrage		
Tu=pi Ds Ls qs		
Hypothèse de frottement, Ls x qs	5,60 MN/m	Sécurité
<b>Tu</b>	<b>1548 kN</b>	<b>5,32</b>
Calcul de la résistance de l'acier		
<b>capacité de l'acier (fy=400 Mpa)</b>	<b>321,5 kN</b>	<b>1,11</b>
contrainte due à la tension Tu'		
avec Tu' =	1264 Mpa	
	1015,9 kN	
Vérification fy > contrainte sous la tension Tu' : Elasticity limit exceed		
		Sécurité
<b>Capacité d'un ancrage</b>	<b>321,5 kN</b>	<b>1,11</b>

### 4.3 CONCLUSION

Le cas dimensionnant pour les ancrages du coursier de l'évacuateur de l'aménagement de Bouréya est le cas permanent. Les dimensions nécessaires des ancrages pour assurer la stabilité de ce coursier sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Diamètre ancrages	32 mm
Maillage	2 m x 2 m
Longueur d'ancrage	9 m

oOo