



AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE NACHTIGAL

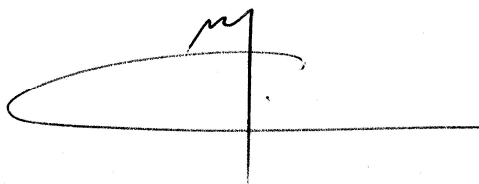


PANEL TECHNIQUE

Revue de l'APD provisoire

31 mars 2015

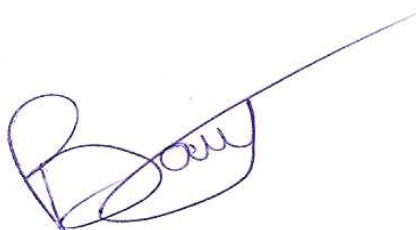
Michel Lino : Expert barrage - Chef du Panel

A handwritten signature in black ink, consisting of a stylized 'M' followed by a horizontal line and a vertical line extending downwards.

Georg Schaeren : Expert géologue

A handwritten signature in blue ink, reading 'G. Schaeren' in a cursive style.

Christian Barus : Expert électromécanicien

A handwritten signature in blue ink, reading 'Barus' in a cursive style with a long diagonal stroke extending upwards and to the right.

SOMMAIRE

1. Introduction	1
1.1. Termes de référence de la mission du Panel technique	1
1.2. Déroulement de la revue d'APD	1
1.3. Documents constituant l'APD provisoire.....	2
2. Données de base	6
2.1. Topographie	6
2.2. Hydrologie.....	6
3. Géologie	11
3.1. Documentation disponible.....	11
3.2. Modèle géologique et hydrogéologique général.....	12
3.3. Commentaires relatifs aux ouvrages.....	13
3.4. Conclusions et recommandations du point de vue géologique.....	17
4. Conception générale de l'aménagement.....	20
4.1. Exhaustivité des études d'APD.....	20
4.2. Calage des ouvrages de retenue.....	23
4.3. Sûreté hydraulique	26
4.4. Conception des phases de dérivation provisoire (vol 11)	27
4.5. Gestion sédimentaire	28
4.6. Débit réserve	33
4.7. Alea sismique.....	33
4.8. Conception et dimensionnement des pertuis de chasse.....	34
5. Génie civil	37
5.1. Matériaux	37
5.2. Le barrage déversant.....	38
5.3. Autres barrages.....	50
5.4. Pertuis de chasse	52
5.5. Prise d'eau du canal usinier	55
5.6. Canal usinier	57
5.7. Ailes en bcr de la prise d'eau.....	61

5.8.	Injection de consolidation	62
5.9.	Usine	63
5.10.	conduites forcées.....	63
6.	Materiel hydromecanique (vol 9 et vol 16)	64
6.1.	Pertuis de chasses.....	64
6.2.	Pertuis d'entrée du canal.....	65
6.3.	Prise usinière	66
6.4.	Conduites forcées.....	67
6.5.	Usine	67
7.	Equipements électriques & Electromécaniques	74
7.1.	Insertion dans le système électrique	74
7.2.	Electromécanique.....	75
7.3.	Electricité	76
7.4.	Contrôle-commande – Protections & Monitoring.....	79
7.5.	Divers	81
8.	Lignes et poste (vol 14).....	82
8.1.	Poste d'évacuation	82
8.2.	Ligne 225 kV.....	83
9.	Conclusion	84

Annexe

Tableau à double colonne des réponses d'EDF-CIH aux observations du Panel.....	86
--	----

Liste des figures

Figure 1 : Crues de projet sur les barrages de la Sanaga	7
Figure 2 : Volumes de sédiments transités ou déposés dans la retenue.....	29
Figure 3 : Bathymétrie dans la retenue au bout de 45 ans (Artélia).....	29
Figure 4 : Coupe amont aval sur un pertuis de chasse	34
Figure 5 : Coupe type du barrage déversant.....	39
Figure 6 : Bétonnage en couche inclinée (source Brian A.Forbes)	40
Figure 7 : Sous-pressions dans les combinaisons où le débit à l'aval du barrage est nul.....	45
Figure 8 : Amplification en crête des barrages-poids.....	47
Figure 9 : Implantation de principe des cellules de pression interstitielle	49
Figure 10 : plots entre le pertuis de chasse et la prise d'eau du canal	50
Figure 11 : Mur de fermeture en rive gauche.....	51
Figure 12 : Coupe sur le pertuis de chasse	52
Figure 13 : Pertuis de chasse : joint rive à rive modifié.....	53
Figure 14 : Pertuis de chasse : zone de calcul de stabilité	53
Figure 15 : Elévation aval de de la prise d'eau du canal usinier.....	55
Figure 16 : Coupe amont-aval sur la prise d'eau du canal usinier	56
Figure 17 : Prise d'eau du canal usinier – protection contre les flottants.....	56
Figure 18 : Coupe type sur le canal.....	58
Figure 19 : Canal usinier – coupe-type en déblai	58
Figure 20 : Ailes en BCR de la prise d'eau.....	61
Figure 21 : Schéma d'alimentation suggéré par le Panel	78

Liste des tableaux

Tableau 1 : Liste des documents constituant l'APD provisoire	4
Tableau 2 : Période de retour des crues de projet	8
Tableau 3 : Classe des barrages (réglementation française)	8
Tableau 4 : Onde de masse et onde totale (masse + secondaire)	25
Tableau 5 : Coefficients de sécurité sur l'angle de frottement (CFBR – 2012)	43
Tableau 6 : Coefficients de sécurité sur l'angle de frottement (EDF)	43
Tableau 7 : Conditions d'état limite d'ouverture de fissure	44
Tableau 8 : Caractéristiques géotechniques des matériaux de fondation du canal	59

1. INTRODUCTION

1.1. TERMES DE REFERENCE DE LA MISSION DU PANEL TECHNIQUE

Le contenu de la mission du Panel est défini par les termes de référence de chacun de ses membres. Il est en particulier spécifié que :

« Le Panel Technique est constitué de 3 experts :

- **Un barragiste** ayant des compétences reconnues en matière de conception et construction de barrage en béton ou BCR, de Génie Civil, de sécurité des barrages et familier avec les méthodes numériques de calcul des barrages ;
- **Un géologue** ayant une grande expérience dans la conception et la construction de grands barrages dans des conditions géologiques similaires à celles de Nachtigal ;
- **Un électromécanicien** ayant une expérience en matière de conception d'usines hydroélectriques de grande puissance, de turbines Francis, de postes et de lignes HT.

Le Panel Technique devra analyser a minima les points suivants:

- Exhaustivité des études entreprises à l'APD
- Revue des principales fonctions ayant trait à la sûreté hydraulique (conception des évacuateurs de crue, critères d'alimentation des organes hydromécaniques, maîtrise des variations de débit lors des transitoires –démarrages/déclenchements-)
- Calage des ouvrages de retenue
- Stabilité des ouvrages
- Gestion sédimentaire et protection du canal usinier contre l'avancée des sédiments fins
- Conception des phases de dérivation provisoire
- Auscultation des ouvrages
- Conception de l'usine hydroélectrique en termes de sûreté (protection contre les inondations, l'incendie)
- Conception de l'usine vis à vis de son exploitation future
- Choix de conception électrique (schémas unifilaires, poste HT)
- Planning des travaux
- Certaines spécifications ciblées
- Certaines parties de réponses aux offres par les Entreprises

Il veillera en particulier à ce que des standards internationaux en matière de sécurité des barrages et des ouvrages soient respectés. »

Le présent rapport a pour objet la revue de l'APD provisoire de l'aménagement hydroélectrique de Nachtigal.

1.2. DEROULEMENT DE LA REVUE D'APD

Les documents de l'APD provisoire ont été transmis au Panel au format électronique lors de la réunion de démarrage dans les bureaux d'EDF-CIH le 5 novembre 2014.

Le Panel a effectué une mission à Yaoundé du 12 au 15 janvier 2015 et réalisé une visite du site le 14 janvier. De plus, le 13 janvier le géologue du Panel a fait une inspection des

carottes extraites de la fondation à Edéa.

Deux réunions de travail se sont tenues au CIH, le 22 janvier (MM. Barus et Lino) et le 10 février (M. Lino).

Le rapport du Panel en version provisoire a été soumis à EDF-Cameroun le 15 février 2015.

Le Panel a reçu le 5 mars un tableau à double colonne donnant les réponses du CIH aux principales observations du Panel. Ce tableau est joint en annexe au présent rapport. Une revue du rapport provisoire a également été réalisée par M. Olivier Flambard, chef de projet ; ses observations sont intégrées dans le présent rapport.

On note également un échange oral entre Michel Lino et Olivier Flambard à Yaoundé le 12 mars et quelques échanges de Christian Barus avec CIH (à son initiative), postérieurement à la remise du tableau double colonne, concernant le schéma unifilaire et l'alimentation des auxiliaires (modification envisagée de l'APD provisoire).

1.3. DOCUMENTS CONSTITUANT L'APD PROVISOIRE

La liste des documents constituant l'APD provisoire remis au Panel lors de la réunion de démarrage est donnée ci-après.

0. Dossier d'APD	
0.01	Note de synthèse APD
0.02	Dossier de plans A3
0.05	Note de synthèse : fonctionnement et exploitation de l'aménagement
1. Conception générale	
1.01	Notice des scénarios de fonctionnement
1.02	Identification des besoins spécifiques à l'exploitant de la Centrale. Dimensionnement de l'Equipe d'Exploitation et de Maintenance
1.03	Note de fonctionnalité des ouvrages
1.04	Note d'implantation définitive des divers ouvrages
1.06	Note d'orientation - Critères de conception électromécanique
1.07	Note d'orientation - Critères de conception des organes hydromécaniques
1.08	Note d'orientation - Principe de sécurité, de lutte contre l'incendie et de dimensionnement du réseau de ventilation
1.09	Note des données de Base du Projet - Design criteria GC
1.10	Note de validation des dispositions prises pour le remblai Camrail
1.11	Note d'orientation alimentation auxiliaires AC
1.13	Note impact de la sédimentation dans la retenue (Note d'orientation sur la gestion sédimentaire)
1.14	Note niveaux hydrauliques caractéristiques
1.15	Note d'orientation - revue fonctionnelle de conception vis-à-vis de l'exploitation
1.16	Note d'orientation - Critères de conception évacuation d'énergie (transformateur + câbles) jusqu'au poste
1.17	Note d'orientation - Critères de conception du poste
1.19	Note d'orientation alimentation auxiliaires DC
1.20	Note d'orientation alimentation auxiliaires 230V ondulé
1.21	Note de conception du dispositif d'auscultation de l'aménagement
02. Topo	
2.02	Rapport de présentation des prestations bathymétriques et topographiques
2.04	Etablissement de la loi S.H.V de la retenue
03. Sedimentometrie	
3.01	Note de calcul (Comportement morphodynamique de la Sanaga à l'aval de Nachtigal)
3.02	Note d'orientation (Etude de la sédimentation dans la retenue)
04. EVC	
4.02	Lois de capacité des EVC
05. Hydraulique	
5.01	Etablissement de la loi HQ aval barrage
5.02	Etude courbe de remous aval restitution usine
5.03	Etude courbe de remous retenue (Loi hauteur débit à l'amont de la retenue)
5.04	Etude modèle numérique 3D divergent aval canal
5.11	Modelisation regime transitoire canal usinier
5.12	Modelisation regime transitoire bief Sanaga aval
5.13	Note de conception du canal et des ouvrages connexes
07. Geologie geotechnique	
7.01	Note de synthèse essais labo complémentaires
7.02	Note d'orientation géologique et géotechnique (fond de fouilles, caractéristiques mécaniques, utilisation des matériaux)
7.03	Note d'orientation composition des bétons / choix des ciments
08. Structures	
8.01	Note de calcul stabilité des barrages
8.02	Note de calcul stabilité de la prise d'eau amont canal
8.03	Note de calcul stabilité des canaux (temporaire et final avec revêtement)
8.04	Note de calcul stabilité de la prise d'eau usinière
8.05	Note de calcul stabilité de l'usine (flottage)
8.06	Note de calcul de la structure usine
8.07	Note de calcul stabilité des massifs CF
8.11	Note de Calcul des pertuis de chasse et de dérivation provisoire
8.12	Note de conception du barrage déversant et du barrage de fermeture
8.13	Note de conception de la prise d'eau amont
8.14	Note de conception prise d'eau usinière
8.16	Note de conception des pertuis de chasse et de dérivation provisoire
8.17	Note de conception des conduites forcées
8.18	Note de conception de l'usine
8.19	Note de conception et de calcul des ponts sur les ouvrages amont
8.20	Note de conception et de calcul de la drome flottante et de son dispositif d'ancrage

09 . Materiel et Fonctionnement	
9.01	Note de conception des organes hydromécaniques
9.02	Note de calcul - pertes de charge du circuit
9.03	Note d'hypothèse sur la performance des groupes au point de livraison
9.04	Note de conception et de dimensionnement des organes électromécaniques
9.05	Note de calcul - Efforts des matériels électromécaniques induits sur le génie civil
9.06	Note de calcul des régimes transitoires + régulation Vitesse et Niveau
9.08	Note de conception et de dimensionnement des matériels électrotechniques usine
9.10	Note de conception et de dimensionnement des circuits ventilation, détection et lutte contre l'incendie
9.11	Note d'accompagnement des plans d'installation usine
9.12	Note de conception et de dimensionnement du système de drainage/exhaure
9.13	Note de conception et de dimensionnement du système de réfrigération
9.14	Note de conception et de dimensionnement du système d'eau industrielle et incendie
9.15	Note de conception et de dimensionnement du système air comprimé
9.16	Note de conception et de dimensionnement des moyens de manutention
9.17	Note de conception et de dimensionnement des auxiliaires AC, CC et ondulé de la centrale (Note de pré-dimensionnement des auxiliaires AC, CC et ondulé de la centrale)
9.19	Note de conception et de dimensionnement du système de contrôle d'accès et de surveillance des installations
9.20	Note de conception et de dimensionnement des liaisons inter-sites et dimensionnement des ouvrages déportés
9.22	Note de conception et de pré-dimensionnement des auxiliaires AC, CC et ondulé du barrage
10 . Contrôle commande	
10.01	Description générale du système de contrôle-commande et protection
11. Ouvrages provisoires	
11.01	Note de conception - Déivation provisoire
11.02	Note de dimensionnement DP
11.03	Note d'organisation et de conception des accès routiers
12. Cité du Maître d'ouvrage	
12.01	Note d'orientation implantation de la cité MOA
12.02	Note de définition de la taille de la Cité (MOE travaux et MOA)
13. Logistique	
13.01	Rapport de synthèse aspects Logistique et Transport de Douala au site
14 . Lignes et poste	
14.01	Etudes de Réseau
14.02	Note de synthèse dossier APD Ligne
14.03	Note de synthèse dossier APD Poste
14.04	Etude de stabilité sur réseau fictif
14.06	Note de conception et de dimensionnement Pylônes - Optimisation de la ligne et répartition des pylônes
14.07	Equipements basse tension et principe de protégéabilité
14.08	Etude Géotechnique Ligne
14.09	Etude de tracé Ligne
14.10	Schéma unifilaire poste (Schéma unifilaire du poste d'évacuation de Nachtigal)
14.11	Schémas des auxiliaires alternatifs et continus du poste d'évacuation
14.12	Dossier de plans poste
14.13	Dossier de plans ligne
16. Quantités	
16.02	Liste des matériels et équipement

Tableau 1 : Liste des documents constituant l'APD provisoire

En plus des documents d'APD, EDF Cameroun a fourni au Panel les études antérieures suivantes :

- Le rapport d'Ingénierie Conceptuelle – ALUCAM – TECSULT – SOGREAH de décembre 2006
- Le rapport d'étude de pré faisabilité – RIO TINTO ALCAN – AECOM – ARTELIA de juin 2012.

Outre ces documents d'étude ont été communiqué au Panel :

- Un document de présentation au Panel des sujets techniques GC et EM remis lors de la réunion de démarrage du 5 novembre 2014.
- Une présentation concernant le débit réservé (valeur de débit et moyen de

restitution) remise lors de la mission du Panel au Cameroun¹.

Le planning des travaux n'a pas été remis au Panel. Une version simplifiée a été présentée lors de la réunion de démarrage du 5 novembre 2014.

¹ La Note 0-0.06 IH.NACHT-DEV.RAPP-APD.00108_B_Débit réservé a été transmise au Panel par le Chef de projet le 30 mars.

2. DONNEES DE BASE

2.1. TOPOGRAPHIE

« Les campagnes topographiques de base utilisées pour le présent APD sont :

- Les campagnes topographiques terrestres (1972 et 2007)
- Les campagnes bathymétriques de 2007
- La campagne Lidar (janvier 2012)
- Les campagnes bathymétriques complémentaires réalisées en 2013.

« Jusqu'en 2013, les levés étaient rattachés à un repère local. Suite à la mise en place en 2013 par les autorités camerounaises d'un nouveau référentiel (RGC 2013), tant en altimétrie qu'en planimétrie, l'ensemble des données disponibles a été recalé dans ce nouveau référentiel.

A cet effet, une campagne spécifique de nivellement entre les bornes RGC de Batchenga, Mandjock et Ntui a permis l'établissement d'une grille locale du géoïde applicable au projet. Sur le site, le canevas de référence utilisable pour la construction est matérialisé par une série de bornes. »

Les données topographiques du site ont été acquises au fil des études du projet. On dispose désormais d'un levé Lidar récent. L'ensemble des données est rattaché au référentiel RGC 2013 et une série de bornes a été matérialisée sur le site.

Les caractéristiques de la cuvette de retenue ont été déterminées à partir du relevé Lidar complété par les éléments bathymétriques issus des campagnes 2007 et 2013.

Les données topographiques disponibles sont conformes aux règles de l'art et ces données peuvent être considérées comme fiables et de bonne qualité.

2.2. HYDROLOGIE

2.2.1. TERMES DE REFERENCES

Les Termes de références du barragiste ne font pas référence à l'hydrologie et le Panel technique ne comporte pas d'hydrologue.

Des échanges ont cependant eu lieu sur l'estimation des crues de projet et des apports pour la production notamment compte-tenu de l'expérience acquise sur le sujet par l'expert barragiste, responsable du Panel, à l'occasion d'autres projets hydroélectriques au Cameroun et notamment sur la Sanaga et ses affluents.

2.2.2. CRUES DE REFERENCE

La figure ci-dessous donne la comparaison du module annuel et des débits de pointe des crues de période de retour 100, 1000 et 10 000 ans sur les trois sites de la Sanaga : Lom

Pangar à l'amont avec une superficie de bassin versant de 20 500 km², Nachtigal avec une superficie de bassin versant de 76 400 km² et Songloulou à l'aval avec une superficie de bassin versant de 130 000 km².

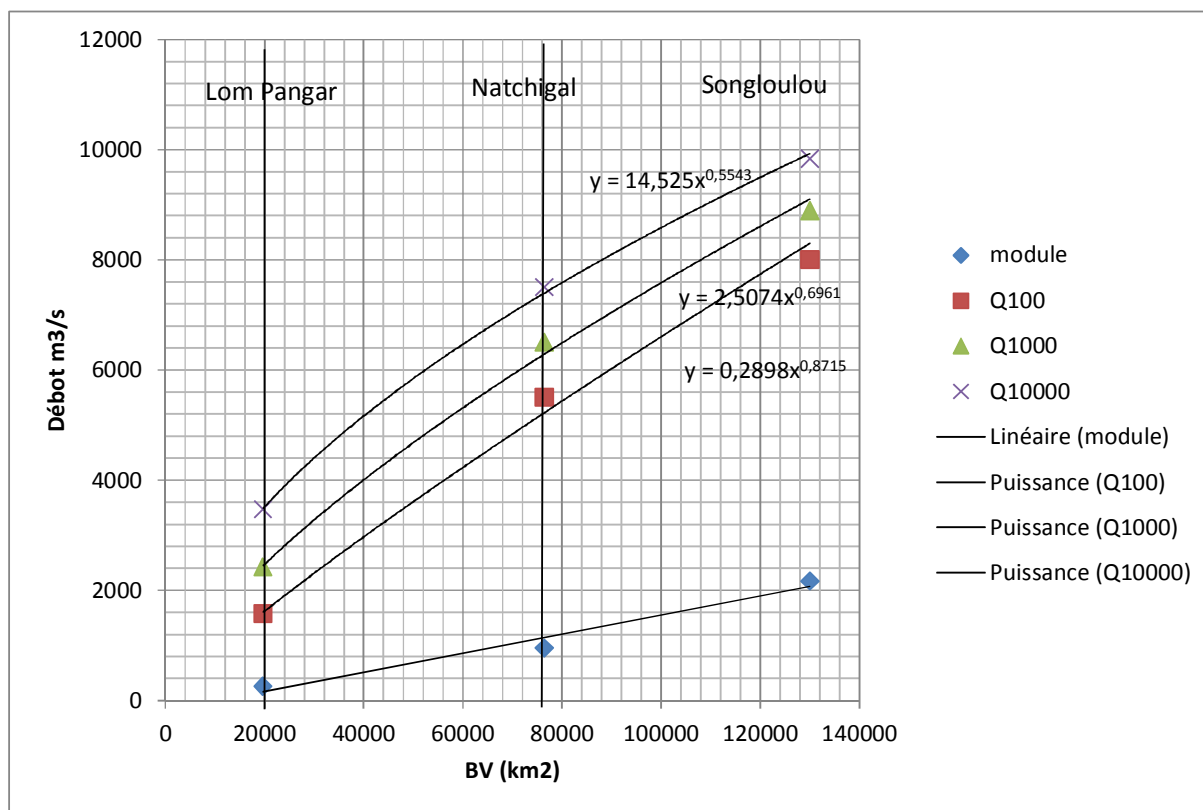


Figure 1 : Crues de projet sur les barrages de la Sanaga

Le module apparaît comme proportionnel à la superficie du BV.

Les crues de grandes période de retour sont modélisées (courbe de tendance) par une fonction exponentielle de coefficient de l'exponentielle décroissant de 0,87 pour la crue centennale à 0,55 pour la crue décennale.

On conclut que les crues de grandes périodes de retour retenues à Nachtigal sont cohérentes avec celles de Lom Pangar et de Songloulou, pour lesquelles on dispose d'estimations récentes (2010 pour Songloulou et 2011 pour Lom Pangar).

2.2.3. CRUES DE PROJET

Les crues caractéristiques retenues pour le projet sont :

Crue de projet		Q _{5 000}	
Crue de sûreté		Q _{10 000}	
Crue de chantier	Ouvrages amont	Si phase de batardage < 1 an	Q ₁₀
		Si phase de batardage > 1 an	Q ₂₀
Ouvrages aval		Q ₅₀	

Tableau 2 : Période de retour des crues de projet

Réglementation française

Le Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR) a éditée en 2013 des « Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de barrage ».

Le barrage de Nachtigal est un ouvrage en béton. Le tableau ci-après donne la classe des diverses composantes du barrage.

	hauteur (m)	Capacité (hm3)	h2v0,5	Classe
Barrage principal	13,6	27,8	975	B
Fermeture rive gauche	16	27,8	1 350	B
Aile de la PU	30,2	27,8	4 809	A
Digues canal	23	27,8	2 789	A

Tableau 3 : Classe des barrages (réglementation française)

On retient que les ouvrages amont sont de classe A. Ce sont des ouvrages rigides. Les recommandations CFBR préconisent :

- Période de retour de 1 000 à 3 000 en situation de crue exceptionnelle (crue de projet)
- Période de retour de 100 000 ans pour en situation extrême (crue de sûreté).

La période de retour 5 000 ans pour la crue de projet est donc plutôt sécuritaire vis-à-vis des recommandations françaises. Par contre la crue de sûreté, il conviendrait de vérifier le comportement du barrage en situation de crue de période de retour 100 000 ans.

Toutefois, il faut considérer que les digues du canal sont des barrages en remblai dans les sections en remblai du canal. Leur hauteur maximale est supérieure à 20 m, correspondant à un barrage de classe A. La rupture de ces digues présente le même enjeu que la rupture du barrage car elle conduirait au relâchement incontrôlé de la retenue.

- **Le Panel recommande de considérer une crue de projet de période de retour 10 000 ans et une crue de sûreté de période de retour 100 000 ans pour la justification des digues du canal d'aménée.**

2.2.4. APPORTS ET DEBIT GARANTI A L'ETIAGE

Le Panel a noté l'absence d'une note de synthèse hydrologique des apports. EDF Cameroun a indiqué lors des séances de travail tenues à Yaoundé en janvier 2015 qu'une synthèse est en cours de préparation par les partenaires du projet et sera incluse dans l'APD.

L'APD indique que « *Les études hydrologiques et de régularisation entreprises à l'APD ont permis de valider un débit cible (à 95%) de 650 m³/s au site de Nachtigal amont, une fois mis en exploitation l'ouvrage de régularisation de Lom Pangar.* ».

Les études hydrologiques de base sont contenues dans les annexes B et C des études de préfaisabilité (PFS). L'étude EDF utilise les données de 1973 jusqu'à 2009 (annexe C) et jusqu'à 2010 (annexe B). Elles ne sont pas reprises ni critiquées dans l'APD. Le débit cible de 650 m³/s n'apparaît pas dans ces deux études. De même, la chronique des débits reconstituée à Nachtigal ne figure pas.

Le Panel n'est en conséquence pas en mesure d'émettre un avis précis sur le productible annoncé dans l'APD.

Toutefois, il attire l'attention du Maître d'ouvrage sur le fait que la valeur du débit cible à 95% de 650 m³/s est supérieure à celle que l'on déduit de l'étude d'optimisation de la capacité du réservoir de Lom Pangar² [1], qui prévoit un taux de défaillance de 10% pour le débit cible « historique » de 600 m³/s et de 4% sur le débit cible de 540 m³/s. Suivant cette étude, on estimerait à 560 m³/s le débit à 95% soit 14% de moins que l'estimation de l'APD. De la même façon, le module annuel à Nachtigal est estimé à 920 m³/s par [1] et 950 m³/s dans l'APD, soit environ +3% par rapport à l'étude de 2007.

Une discussion s'est tenue entre le Panel et EDF Cameroun pour tenter de cerner l'origine de ces écarts.

L'étude ISL de 2007 était basée sur l'ensemble des données pluviométriques et hydrométriques et une modélisation hydrologique fine de la Sanaga utilisant l'ensemble des données pluviométriques et hydrométriques de 1970 à 2003. Elle mettait en particulier en lumière l'influence significative de la gestion de la retenue sur les débits garantis à Nachtigal et Songloulou.

Une première cause possible d'écart est la prise en compte différente des pertes dans les biefs fluviaux entre les retenues de régulation et les usines de production. Les pertes sur les divers tronçons du bassin versant ont été prises en compte dans le modèle hydrologique utilisé pour le projet en utilisant les stations hydrométriques existantes et pour lesquelles des séries historiques significatives sont disponibles. Toutefois, les pertes sur le parcours Lom Pangar – Nachtigal, long de 275 km, sont mal connues et sont susceptibles d'introduire un biais dans les apports disponibles à Nachtigal.

Le Panel indique que les pertes à considérer ne sont pas les seules pertes physiques mais aussi les pertes liées à la gestion et à la variabilité des apports. Les décisions de gestion à l'instant t sont faites dans l'incertitude des apports à venir. Elles prennent en compte un certain degré de prudence et ne sont donc pas optimales.

EDF Cameroun et CIH ont indiqué l'utilisation de l'outil Parsifal pour l'estimation du productible de Nachtigal et souligné la bonne cohérence des résultats obtenus pour les aménagements pris en compte sur la Sanaga. Le Panel rappelle que les apports à Nachtigal sont dépendants de la règle de gestion de Lom Pangar et Mbakaou et que celle-ci dépend de la valorisation affectée aux divers groupes de production (celle-ci ne correspondant pas nécessairement au prix réel de vente de l'énergie). Cette règle de gestion n'étant généralement pas optimale pour tous les aménagements. Le Panel souligne le fait qu'une

² EIE du barrage de Lom Pangar – Optimisation de la retenue – ISL – Oréade-Brèche – Sogreah - juin 2007

optimisation favorisant Nachtigal peut conduire à une surestimation du productible.

En conclusion le Panel n'est pas en mesure d'émettre un avis précis sur le productible annoncé dans l'APD en lien avec l'hydrologie et les règles de gestion du bassin de la Sanaga. Il attire seulement l'attention du Maître d'ouvrage sur l'importance de ce paramètre dans l'économie du projet.

Au final, le débit cible de 650 m³/s à 95 % est confirmé au Panel par le chef de projet et les commentaires faits par le Panel sur le dimensionnement des groupes sont basés sur cette valeur.

2.2.5. CONCLUSION

Les apports sont un élément essentiel de l'économie d'un projet hydroélectrique et une divergence significative est trouvée entre l'estimation du débit garanti à 95% : 560 m³/s dans l'étude d'optimisation de la retenue de Lom Pangar et 650 m³/s dans l'étude d'APD de Nachtigal.

- ***Une expertise hydrologique sur les apports est recommandée pour lever les questions soulevées par le Panel sur une possible surestimation du débit garanti à 95%.***
- ***Le Panel recommande de mettre en œuvre un logiciel d'optimisation des programmes journaliers de production sur la Sanaga afin de maximiser la probabilité d'obtenir le productible attendu en phase exploitation. L'outil (Parsifal ou un outil équivalent) serait alors à interfacé avec le système de mesures hydrologiques.***

3. GEOLOGIE

3.1. DOCUMENTATION DISPONIBLE

Concernant les conditions géologiques locales, les documents de l'APD provisoire, reçus en séance le 5 novembre 2014 à Chambéry, comportent des pièces datant de diverses époques.

En effet, les études et investigations du projet Nachtigal, qui ont débuté dans les années 1965-1966, ont comporté plusieurs phases, dont notamment celles récentes de 2006 (résultats repris dans le rapport d'ingénierie conceptuelle de décembre 2006) et de 2007 dont les résultats constituent l'annexe A au rapport d'étude de pré faisabilité de juin 2012. Cette annexe reprend textuellement de larges extraits du rapport 2006.

Ces mêmes résultats sont encore repris dans le dossier de l'APD provisoire, en particulier Volume 0/Note 0.01 du 20.08.2014 (Note de synthèse) et Volume 7/Note 7.02 (Note d'orientation géologique et géotechnique).

Les documents de l'APD provisoire pris en compte pour le présent rapport sont, pour les aspects géologiques, principalement les suivants:

- Volume 0,
 - note de synthèse (0.01)
 - cahier de plans A3 (0.02)
- Volume 7,
 - note de synthèse essais de labo complémentaires (7.01)
 - note d'orientation géologique et géotechnique

Les documents plus anciens, à contenu géologique, ont été consultés ponctuellement pour compléments d'information.

La documentation géologique est volumineuse et en partie redondante. Par ailleurs des investigations géologiques complémentaires, liées à une modification de tracé du canal d'amenée, sont actuellement en cours; leurs résultats ne seront connus qu'au printemps 2015. Cela a pour conséquence que l'analyse des conditions géologiques et hydrogéologiques reste provisoire en ce qui concerne le canal usinier et le site de l'usine ainsi que le barrage de fermeture (dans la mesure où des investigations complémentaires y seront réalisées comme suggéré au § 3.2.2), et renforce d'autre part la nécessité, au terme des reconnaissances complémentaires, d'établir un document géologique de synthèse final regroupant l'ensemble des données et donnant un modèle géologique et hydrogéologique prévisionnel unique, ce qui va dans le sens du GBR (Geological Baseline Report) qu'il est prévu d'établir selon la direction de projet.

Sur le plan technique, et avant d'aborder les différentes parties d'ouvrages, il est relevé que la description et surtout la qualification du soubassement rocheux, sur lequel sera fondé la plus grande partie des ouvrages (barrage, barrage de fermeture, usine et partiellement canal d'amenée, canal de fuite) repose sur une classification propre à EDF-TEGG (rocher altéré: G0s, G0f, G0r et rocher sain: G1, G2, G3) qui est certes décrite dans la documentation, mais n'est pas connue du géologue du Panel. A ce titre, le visionnement des carottes de certains forages de reconnaissances caractéristiques qui a pu avoir lieu à l'occasion de la mission du 12-15 janvier a été d'un apport significatif.

Le Panel remercie le Maître d'ouvrage pour la parfaite organisation de cette visite et de l'aide apportée par le personnel d'ALUCAM à Edéa.

Par ailleurs, la visite de site du 15 janvier a permis de prendre connaissance des conditions topographiques et dans une certaine mesure géologiques locales (visibilité restreinte). L'impression générale qui se dégage de cette visite confirme le diagnostic préliminaire fondé sur le seul examen de la documentation, à savoir que le projet bénéficie de conditions géologiques globalement favorables.

3.2. MODELE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE GENERAL

La géologie locale est bien décrite dans l'annexe A à la Note 7.02.

D'une manière générale et sur la base des investigations menées à ce jour (cartographie, profils sismiques réfraction, tranchées, forages) les conditions géologiques du site de Nachtigal se révèlent à la fois relativement simples et favorables. La faible épaisseur des terrains meubles de couverture, qui se limitent à quelques mètres de matériaux latéritiques et de roche décomposée en sables (G0s, s pour "sableux") ou très altérée et friable (G0f, f pour "friable"), permettent de fonder les ouvrages principaux sur un rocher formé de gneiss, parfois amphibolitique, de qualité bonne à excellente (G1-G3, RQD \geq 75) cela après un "niveau de transition" formé de rocher fracturé et altéré mais non friable (G0r, r pour "rocheux"), et où dès lors une certaine cohésion d'imbrication du massif rocheux est mobilisable. Cela paraît assuré pour le barrage principal et ses ouvrages annexes (prises d'eau, pertuis, etc.) ainsi que pour l'usine, peut-être moins pour le barrage de fermeture en rive gauche dont la fondation n'a pour l'heure été reconnue, outre les profils géophysiques, que par tranchées dont la profondeur est limitée soit par la machine, soit par la résistance du terrain (en principe G0r, mais sans pénétration dans ce niveau). Pour le canal usinier quelques inconnues subsistent encore et font, comme déjà mentionné, l'objet de reconnaissances complémentaires actuellement en cours. Il n'est pas attendu que celles-ci apportent des surprises majeures.

Sur le plan hydrogéologique, les données sont encore incomplètes, comme le souligne à juste titre le rapport géologique. Il n'en reste pas moins qu'elles paraissent favorables au droit du barrage principal et qu'elles seront complétées par les reconnaissances actuellement en cours le long du canal usinier, et éventuellement du barrage de fermeture. On relèvera que lors de la visite du site, la présence d'eau a été observée dans plusieurs des tranchées de reconnaissance en cours d'exécution, et cela systématiquement en fond de tranchée seulement, visiblement en relation avec les "faciès" G0s, f, ou r.

Selon des informations orales de M. J. Ntsama, il existe un aquifère profond (à plusieurs dizaines de mètres). La présence d'eau en fond de tranchée, de surcroît en période sèche, n'est manifestement pas en relation avec cet aquifère fissural profond, mais traduit plus probablement à la fois l'effet drainant de la tranche altérée du soubassement rocheux (G0), concentrant les eaux d'infiltration superficielles, et la relative imperméabilité du rocher sain sous-jacent (G1, G2 ou G3).

Considérées à grande échelle, les conditions hydrogéologiques locales sont donc relativement complexes, si on y ajoute les interactions avec la Sanaga, probablement variables avec la saison. Il est donc recommandé, à l'aide des observations anciennes (piézomètres) et récentes (tranchées et forages piézométriques), de préciser les conditions hydrogéologiques sur le tracé du canal usinier, seul ouvrage où elles pourront avoir une influence réelle via les conditions de stabilité des terrains de fondation des digues.

La pose de piézomètres dans les digues de ce canal, tant en rive gauche qu'en rive droite, a été évoquée au cours de la discussion. Cette option est soutenue sans réserve du point de vue du géologue.

3.3. COMMENTAIRES RELATIFS AUX OUVRAGES

3.3.1. BARRAGE PRINCIPAL, Y.C. OUVRAGES DE DERIVATION, DE CHASSE ET DE PRISE D'EAU AMONT

Rocher de fondation

Selon les connaissances actuelles (géophysique et forages), cet ouvrage pourra être fondé entièrement sur le rocher de bonne qualité (G2-G3: rocher présentant une altération limitée aux surfaces de discontinuité principales voire rocher sain) selon les résultats des forages de reconnaissance reportés sur la coupe longitudinale Pl. 6 de la Note 7.02. A noter toutefois que les forages réalisés à l'axe du barrage sont très courts (ordre de 10 m seulement).

Selon ce même profil, ce rocher présente une vitesse sismique de 3'000-4'000 m/s, et même > 5'000 m/s au-delà de 2m en rive droite à 5 ou 7m en rive gauche, ce qui est évidemment favorable. On relèvera qu'au § 7.3.1 il est mentionné que la fondation est calée, en l'absence de forages plus nombreux, sur l'horizon 3000-4000 m/s des reconnaissances sismiques, *soit entre les cotes 501 (rive gauche et fond de vallée) et 510 (rive droite uniquement)*. Si on se réfère à la coupe géologique mentionnée ci-dessus, cette cote en rive droite signifierait que l'ouvrage est fondé sur les terrains meubles ce qui n'est certainement pas prévu.

Les RQD relevés sur les 5 forages réalisés le long du projet, ainsi que le visionnement d'une partie d'entre eux lors de la visite, confirment la bonne qualité et la faible fracturation du rocher de fondation. A relever peut-être -mais la forte déformation du document (1:5'000 / 1:250) en exagère l'importance- un épaississement de la tranche de rocher caractérisé par une vitesse sismique de 3'000 à 4'000 m/s., entre les forages TF 16-07 et TF 18-07.

Cette particularité est mentionnée ici pour attirer l'attention sur l'incidence possible des "lignes tectoniques" mentionnées sur la carte géologique (Pl. 1 de la Note 7.02). Dans la mesure où de telles "lignes", qui sont certes décrites davantage comme des axes d'ondulations de la structure du rocher que comme zones de cisaillement, seraient accompagnées tout de même par une certaine diminution de la qualité de la fondation, elles pourraient affecter cette dernière sur une longueur importante, compte tenu du faible angle d'intersection avec l'axe de l'ouvrage (lignes tectoniques NNE-SSW, axe du barrage N-S). De fait, la qualité du rocher y semble légèrement diminuée si l'on en croit les RQD relevés dans ces 2 forages. A noter que ces structures NNE-SSW sont bien visibles dans les chutes de Nachtigal.

Il est rappelé d'autre part que le cours de la Sanaga est apparemment dicté par une structure tectonique majeure (faille de la Sanaga), prise en compte par l'étude du risque sismique. Il n'est pas question de faire de l'alarmisme en supposant l'existence d'une zone de tectonisation, qui le cas échéant aurait dû se traduire par une chute marquée des vitesses sur le profil sismique, mais de ne pas occulter non plus ce qui pourrait être qualifié de risque géologique résiduel, et de toute manière gérable en phase de construction (approfondissement de la fondation, ajustement du voile d'injection, etc.). A ce titre on notera (voir 3.2.2) qu'une faille a été rencontrée dans une fouille de reconnaissance pour le

barrage de fermeture qui, suivant son orientation (non précisée), pourrait intercepter la fondation de la prise d'eau amont. Une autre faille, éventuelle, est mentionnée dans le secteur de l'usine (voir 3.2.4).

La visite du 14 janvier est a priori rassurante à cet égard puisque sur le site du barrage des pointements rocheux étaient visibles dans le cours du fleuve, et cela selon une répartition régulière qui ne laisse pas supposer de surcreusement important du lit. Cette affirmation est toutefois à relativiser un peu dans la mesure où seul le bras Sud du fleuve (bras principal) était visible, entre la rive gauche et l'île "Casse-Tête".

Étanchéité de la fondation

Pour ce qui a trait à l'étanchéité de la fondation rocheuse, l'élément principal est constitué par des fissures horizontales dites de décompression, au sein d'un rocher plutôt massif, qui ont apparemment été observées jusqu'à une profondeur de 10 m. Si tel est le cas, et a fortiori considérant les perméabilités > 20 UL observées jusqu'à 20m de profondeur (Note 7.02, Fig. 10), la profondeur du voile d'injection (mono-linéaire, espacement des forages 4m) de 10 m également apparaît a priori un peu juste au regard de l'extension de cette fissuration de décompression en profondeur (cf. Note 7.02, § 7.3.2).

On précisera ici que ces fissures dites de décompression sont très certainement dictées ou facilitées/accrues par la foliation des gneiss. Par manque d'affleurements rocheux, celle-ci n'est pas visible sur le site du barrage, mais apparaît très clairement dans les affleurements de la rive gauche en aval des chutes de Nachtigal où le rocher présente un pendage subhorizontal.

On ajoutera encore, concernant la tranche superficielle de perméabilité accrue, que l'analyse des essais Lugeon doit se faire en gardant à l'esprit qu'ils sont effectués dans un rocher très peu fissuré, et donc très peu perméable, recoupé toutefois par des discontinuités ouvertes, apparemment plutôt isolées, pouvant montrer une forte absorption. Cela dit, les plots d'essai prévus en cours de réalisation permettront sans difficulté d'ajuster les caractéristiques du voile.

On regrettera que le profil géologique ne visualise pas plus clairement la fondation du barrage, ni l'extension du voile d'injection. La géologie est certes reportée en partie sur les plans de la Note 0.02, mais de manière très discrète. Une suggestion serait donc, partant du principe que "le rocher de fondation fait partie de l'ouvrage", de lui donner un peu plus de visibilité, notamment structurale (pendage de la foliation, fracturation). Il est proposé, à cet effet, d'établir un jeu de plans géologiques (coupes représentatives) insérant le projet dans la géologie locale. Le GBR (Geological Baseline Report) qu'il est prévu d'établir pourra répondre à cette proposition.

3.3.2. BARRAGE DE FERMETURE

Les conditions de fondation du barrage de fermeture en rive gauche présentent des caractéristiques géologiques prévisionnelles suivantes:

- terrains de couverture d'épaisseur très réduite (< 3 m)
- Rocher très altéré ou fracturé (≈ 3000 m/s) jusqu'à environ 7 m de profondeur
- Rocher sain au-delà (> 5000 m/s)

Par opposition au site du barrage principal, le rocher sain est ici surmonté d'une zone d'altération de quelques mètres (G0r), ce qui est, au demeurant, cohérent avec le modèle

géologique conceptuel (terrains meubles d'altération et roche altérée éliminés par érosion dans le lit de la Sanaga, présents sur ses versants avec des épaisseurs croissantes avec l'éloignement des rives).

On notera ici que si les terrains meubles sont d'épaisseur de l'ordre de 3m, le rocher très altéré (G0r) est dit présenter une vitesse sismique de l'ordre de 3000 m/s, ce qui paraît a priori très élevé au regard de son degré d'altération supposé.

Selon les plans de l'APD (D034 et suivants) le barrage de fermeture est fondé, comme le barrage principal, sur des gneiss de bonne qualité (G2) ce qui est tout à fait pertinent, à la différence près que pour le barrage de fermeture cette qualité de fondation n'a pas été reconnue, ni donc confirmée directement. Au stade actuel et mis à part les profils sismiques, la fondation du barrage de fermeture n'a en effet été reconnue que par tranchées à la pelle atteignant au mieux la surface de ce rocher altéré. On ne dispose donc d'aucune reconnaissance directe pénétrant dans le rocher de fondation (fracturation, conditions hydrogéologiques).

A remarquer encore que le rapport géologique mentionne l'existence d'une faille dans l'une des tranchées (tranchée TP5, Annexe à la Note 7.02, p.35), malheureusement sans en préciser la direction, tant par rapport au barrage de fermeture que par rapport au barrage principal, prise d'eau amont en particulier qu'elle pourrait affecter éventuellement. Il s'agit de la seule mention de ce type de structure dans ce secteur, mais elle atteste de leur existence.

En conclusion de ce chapitre, il est proposé de confirmer ou d'améliorer la connaissance de la fondation du barrage de fermeture en profitant de la présence des équipements de reconnaissance (campagne complémentaire actuellement en cours) pour réaliser par exemple 2 forages carottés à l'axe de l'ouvrage de fermeture. A première vue, et le cas échéant, on les positionnera de préférence au centre et en appui "rive gauche" (côté Est de l'ouvrage), c'est à dire en s'écartant du seuil rocheux N-S sur lequel est fondé le barrage principal. Il serait par ailleurs opportun d'équiper au moins un des deux forages en piézomètre.

3.3.3. CANAL USINIER

Du point de vue géologique et géotechnique il s'agit certainement de l'ouvrage le plus délicat à réaliser. C'est d'ailleurs pour cette raison, en plus d'une modification de son tracé, qu'une campagne de reconnaissance complémentaire est en voie de réalisation (tranchées et forages). Il est donc trop tôt pour donner un avis formel sur la géologie et l'hydrogéologie de cette partie de l'aménagement.

Au cours de la visite de site, plusieurs tranchées récemment exécutées ont pu être observées. Elles confirment dans les grandes lignes le modèle géologique général à savoir: couverture meuble restreinte à quelques mètres d'épaisseur, le plus souvent < 5m, terrains de couverture formés de sols meubles latéritiques (une carapace latéritique est présente par endroits, mais apparemment de manière discontinue; cela signifie-t-il qu'en ces endroits la couverture meuble est plus épaisse?), puis de rocher, d'abord altéré en sables (G0s) puis très altéré et friable (G0f) et enfin altéré mais non friable (G0r). Ce dernier niveau offre une résistance qui ne permet pas son excavation à la pelle mécanique, ce qui en limite fortement l'observation et la caractérisation.

Comme il a été dit au § 3.1, la présence d'eau a été constatée en fond de plusieurs tranchées. La provenance de cette eau et son comportement dans le temps (variations de niveau) ne sont pas connues pour l'instant et restent donc à examiner et à mieux

comprendre.

A l'issue des reconnaissances des coupes géologiques transversales dans les zones critiques, notamment du point de vue de la stabilité (franchissement de dépressions transversales au chenal proximité de la Sanaga, dévers) permettront de juger des conditions de stabilité de l'ouvrage. Cela dit, le calage du chenal n'étant pas lié à des critères géologiques, les modalités d'exécution devront pouvoir être adaptées en cours de réalisation aux conditions géologiques et hydrogéologiques réellement rencontrées. A ce dernier titre l'attention portée aux caractéristiques géotechniques des matériaux meubles (G0s et f compris) ainsi qu'aux conditions hydrogéologiques et au dispositif de drainage de l'ouvrage est évidemment de première importance.

3.3.4. USINE ET PRISE D'EAU USINIÈRE

Peu de commentaires géologiques concernant l'usine où des reconnaissances complémentaires par forages sont encore au programme également. A noter que 2 forages inclinés ont été exécutés dans son emprise (TF 19-07 a et b) qui donnent des résultats très contrastés en termes de RQD (mauvais dans le forage a, excellent dans le forage b). Les raisons du "doublement du forage" (interception d'une faille longitudinale dans le premier forage ?), de leur inclinaison (recherche d'une discontinuité du massif?) et l'azimut des forages n'ont pas été trouvés dans la documentation.

Considérant la morphologie locale (plan 01_10_2014_implantations_sondages_n_b fourni avec le programme de reconnaissance complémentaire), on observe 3 sillons morphologiques, l'un WSW-ENE atteignant l'emprise de l'usine dans sa partie S, un second ENE-WSW qui s'en approche dans la partie N et un troisième E-W qui semble atteindre le mur d'aile N de la prise d'eau usinière.

Selon les plans de l'APD, l'usine sera fondée sur un rocher sain de bonne qualité, cela notamment grâce à sa position basse et donc aux importants terrassements qu'il est prévu d'y réaliser, éliminant de facto les terrains meubles et le rocher altéré. Là encore, il est suggéré, compte tenu de ce qui précède et du résultat des reconnaissances à venir, d'établir quelques coupes géologiques caractéristiques (avec structures du massif rocheux), notamment dans les secteurs, restreints il est vrai, où le niveau de fondation semble situé tout de même dans ou à proximité du rocher altéré ou éventuellement faillé.

Le secteur de l'usine (au sens large) est le seul où les conditions d'affleurement ont permis la réalisation des levés géologiques de terrain (en rive de la Sanaga, soit tout de même à plus de 150m de l'usine), comportant principalement un relevé des systèmes de fractures. Une visualisation de leur orientation par rapport au projet contribuerait à une meilleure appréhension des conditions locales et des conséquences pratiques sur la stabilité des parements d'excavation. Concernant ce point, le rapport fait mention de failles dans l'emprise de l'usine mais n'en considère que les effets sur les parements d'excavation. Il va de soi qu'elles devront être traitées en fond d'excavation également ("plombage").

Cela dit, la visite de site a permis d'observer les larges affleurements rocheux en rive gauche de la Sanaga, immédiatement en aval des chutes de Nachtigal. Comme évoqué déjà au § 3.2.1, ces affleurements montrent une structure subhorizontale du rocher (foliation) qui facilite en l'occurrence la détente du rocher. Cette caractéristique du massif pourra évidemment se répercuter sur la stabilité des parements d'excavation, en particulier dans leur partie supérieure (peut-être une dizaine de mètres si on en croit les observations en forages). En première approximation et sous réserve des reconnaissances complémentaires

en cours -qui ne devraient toutefois pas réserver de surprise majeure à cet égard- les dispositions constructives prévues sont adaptées aux conditions géologiques prévisionnelles, à savoir, pente des talus d'excavation adaptés à la nature des terrains (1/1 en rocher altéré, 2/1 dans la partie supérieure du rocher sain puis 10/1, risbermes tous les 10m, et si nécessaire boulons d'ancrage/boulons d'ancrage et treillis/boulons d'ancrage, treillis et béton projeté).

On ajoutera enfin un commentaire concernant la prise d'eau usinière, constituée de deux barrages de plus de 30m de hauteur. Comme dit ci-dessus, l'aile Nord (droite) traverse un sillon morphologique qui pourrait être associé à une faille, et donc à un approfondissement du toit du rocher sain G1-G2. Un forage de la campagne complémentaire (sondage pressiométrique) semble avoir été implanté précisément dans ce secteur sans qu'il soit précisé s'il est carotté, ce qui est évidemment souhaitable. Un autre forage complémentaire est implanté sur l'aile Sud (gauche).

Selon le dossier de plans, les murs sont fondés partiellement sur le rocher altéré G0r qui ne constitue pas un rocher de fondation satisfaisant compte tenu des dimensions et des sollicitations de ces ouvrages, tout particulièrement côté aval de la fondation. Les reconnaissances complémentaires en cours, associées aux investigations antérieures, partiellement sur l'ancien site de l'usine, ne permettront à l'évidence pas d'acquérir une connaissance exhaustive de la fondation de ces ouvrages, relativement superficielle, avant construction. Il s'agira dès lors d'être en mesure d'adapter la fondation aux conditions géologiques réellement rencontrées en cours de travaux, par exemple moyennant un approfondissement de la partie aval de la fondation ou au passage d'une faille ou d'une zone tectonisée.

Compte tenu de la morphologie locale, le mur d'aile droit (Nord), qui est parallèle aux courbes de niveau, semble a priori plus exposé à cette problématique.

3.3.5. CANAL DE FUITE

Cet ouvrage important du point de vue de ses dimensions ne suscite pas de commentaires majeurs du point de vue géologique. En s'approchant de la Sanaga, l'épaisseur de la couverture meuble et de la tranche de rocher altéré diminue naturellement ce qui est évidemment favorable. La plus grande partie du canal sera excavée, selon les résultats des reconnaissances, en rocher sain, présentant très vraisemblablement une structure (foliation) à prédominance subhorizontale.

La stabilité des parois d'excavation n'en sera que très modérément affectée au-delà de la zone d'altération. Il restera à adapter le soutènement à la demande du rocher, c'est-à-dire à première vue par la pose de clous en présence de zones de fracturation accentuée, et à tenir compte, bien entendu, des incidences possibles des écoulements sur un rocher non revêtu.

Au vu de la topographie, et comme cela a été dit pour le secteur de l'usine, il ne peut pas être exclu, une fois encore, qu'un accident géologique (du type faille) croise le canal de fuite sous un angle plus ou moins défavorable. Rien n'incite cependant à supposer que cas échéant les mesures à prendre dépassent l'usuel en la matière (clouages, éventuellement bétonnages localisés).

3.4. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS DU POINT DE VUE GEOLOGIQUE

Le dossier géologique de l'APD est solide et cohérent, basé qu'il est sur plusieurs campagnes

de reconnaissances et d'études étalées sur plusieurs dizaines d'années. Les conditions géologiques du site sont dans l'ensemble bien connues et favorables. L'examen du dossier de l'APD n'a pas montré de lacune majeure pouvant mettre en question les bases du projet telles que définies à ce stade.

Il n'en reste pas moins que les reconnaissances directes (forages, fouilles) sur lesquelles elles se basent sont par la force des choses relativement espacées, ce qui est cependant partiellement compensé par les investigations géophysiques (sismique réflexion). Le modèle géologique d'ensemble qui en découle est homogène et conceptuellement logique, avec les réserves d'usage que comporte par définition tout modèle prévisionnel en termes de risques résiduels. Rien n'incite à craindre que ces derniers soient de nature à remettre en question le projet tel que conçu dans le dossier examiné.

Le canal usinier longeant le versant rive gauche ainsi que le site de l'usine font encore, actuellement, l'objet de reconnaissances complémentaires. Là encore, aucun indice de surprise majeure ne ressort cependant de la documentation existante ou de la visite de site.

De nombreuses informations géologiques sont données dans le rapport géologique du 12.03.14, en annexe à la note 7.02 du 07.07.14, mais ne figurent que partiellement sur les plans de détail de l'APD. Pour la bonne compréhension des conditions géologiques locales, en relation avec les divers types d'ouvrages, mais également pour disposer d'un contrôle de conformité du modèle géologique prévisionnel en cours de réalisation, il est recommandé d'établir un dossier géologique de synthèse final (type GBR), comprenant notamment:

- Un plan de situation des reconnaissances effectuées, avec report des ouvrages et donnant en plus les principales indications structurales (carte géologique simplifiée/carte structurale):
 - affleurements rocheux (cartographie 1970-1972 par exemple)
 - orientation de la schistosité/foliation
 - système(s) de fracturation
 - position et orientation des failles observées (notamment dans la tranchée TP 5 du barrage de fermeture et en rive gauche de la Sanaga au "voisinage" de l'usine)
- Un profil géologique par l'axe du barrage principal, avec report des structures du massif et du projet.
La base pourrait en être la planche 6 du rapport géologique. On y reportera évidemment les données de forages (RQD, perméabilité)
- Un profil géologique analogue par l'axe du barrage de fermeture
- Un jeu de coupes géologiques relatives au chenal d'aménée
- Un jeu de coupes géologiques relatives à l'usine et au canal de fuite

Pour terminer, et en complément des commentaires faits sur les reconnaissances complémentaires (avis du Panel du 13.11.14), qui avaient été faits pour des questions de calendrier et, comme précisé, avant d'avoir pris connaissance du dossier de l'APD provisoire, il est recommandé de réexaminer l'état des connaissances géologiques au droit du barrage de fermeture en rive gauche pour être en mesure, au besoin, de profiter de la présence des installations pour les reconnaissances complémentaires pour améliorer les connaissances de sa fondation (qualité du massif rocheux, perméabilité).

Sur le plan hydrogéologique enfin -canal usinier en particulier- une synthèse de l'ensemble des données acquises, y.c. reconnaissances actuellement en cours, permettra de mieux

comprendre et intégrer les observations qui seront faites en cours de réalisation.

4. CONCEPTION GENERALE DE L'AMENAGEMENT

4.1. EXHAUSTIVITE DES ETUDES D'APD

D'une manière générale le dossier d'APD transmis est très complet et détaillé et d'une excellente qualité. Certains éléments de l'APD qui ne sont pas à revoir par le Panel comme le programme et le coût de réalisation n'ont pas été communiqués.

En particulier le Panel ne peut réellement se prononcer sur certains aspects sur la simple base de la documentation fournie, et en particulier :

- Le dimensionnement des moyens de production en relation avec l'hydrologie et la règle de gestion des réservoirs de Mbakaou et de Lom Pangar et plus généralement du système hydroélectrique de la Sanaga.
- L'adéquation des performances et caractéristiques avec les exigences du gestionnaire du système électrique et celles du contrat d'achat d'énergie.

Ces deux points ont été évoqués lors des échanges tenus au Cameroun et lors de la journée du 22 janvier et il a été indiqué au Panel qu'une note de synthèse hydrologique était en cours de préparation et que les exigences de fonctionnement n'étaient pas encore complètement définies.

On note également que l'APD ne comporte pas d'analyse des conséquences d'une rupture des ouvrages (brèche dans les digues du canal usinier, perte de stabilité barrage déversant...). Ces conséquences seraient à analyser du point de vue des risques pour le projet et le système électrique du Cameroun et du point de vue de la sécurité publique (onde de rupture). On rappelle que la politique opérationnelle de la Banque Mondiale sur la sécurité des barrages (PO 4.37) prévoit la mise en place d'un plan de préparation aux situations d'urgence.

Le Panel note également, au moins pour la partie électromécanique, que certains choix de dimensionnement et de solutions techniques (groupes de production en particulier) auraient mérités une justification technico-économique plus explicite dans les parties d'APD remises au Panel. Les échanges du 22 janvier au CIH montrent que la réflexion a bien eu lieu sur les sujets abordés mais il aurait été préférable qu'elle soit documentée.

Concernant les parties hydromécaniques et électromécaniques la revue de l'APD ainsi que les échanges techniques ayant lieu en janvier montrent que l'ensemble des études nécessaires au niveau APD ont bien été réalisées avec le plus souvent un niveau de détail conforme aux meilleures pratiques. L'APD réalisé permet donc d'une part de s'assurer de la bonne viabilité technique du projet et d'autre part de préparer les dossiers de consultation des entreprises de façon satisfaisante.

Certains commentaires apparaissent cependant dans le texte du Panel concernant notamment l'absence de justification (dans l'APD tel que remis au Panel) de certains choix techniques. Dans la plupart des cas les échanges avec le CIH ont permis, sur cet aspect également, de vérifier que l'analyse avait bien été conduite mais non intégrée aux documents revus.

Le Panel fait également quelques recommandations d'analyses technico-économiques très

ponctuelles dans le corps de son rapport.

Documents manquants ou non communiqués

Outre les observations concernant l'hydrologie qui sont détaillées au paragraphe 2.22.2, le Panel note que certains documents qui ne lui ont pas été communiqués auraient permis de faire une analyse plus précise et adaptée au contexte du projet.

Il s'agit :

- Des critères de performance et de fonctionnement fixés par l'acheteur d'énergie dans le contrat d'achat (PPA) :

Il a été indiqué au Panel que le principe de ce PPA était un paiement forfaitaire calculé sur la base de la disponibilité. Ce modèle a l'avantage de la simplicité et de la lisibilité du revenu attendu par la société de projet et est par ailleurs bien adapté à un placement de l'énergie fait ou fortement influencé par l'acheteur. Il n'est cependant pas exclusif de l'imposition d'un minimum de critères de performance et de fonctionnement. En l'absence de ces critères le Panel ne porte pas d'avis sur l'adéquation de l'APD au PPA et base ses commentaires uniquement sur la conformité aux meilleures pratiques de l'ingénierie et de l'exploitation.

Le Panel a toutefois noté que l'APD a été élaboré en tenant compte d'une contrainte de disponibilité de fourniture d'énergie à Alucam (190 MW en N -1 en saison sèche) qui n'est plus d'actualité. Cet élément important est rappelé dans la suite (choix des groupes).

- Du planning de construction :

L'examen du planning de construction en tant que tel est en dehors des prestations du Panel et l'absence de programme détaillé (planning de niveau 2) ne permet pas de donner un avis sur certaines dispositions retenues, par exemple concernant la sûreté de la protection de l'usine quant au risque hydraulique (vannes et batardeaux amont) ou le phasage de la dérivation des eaux pendant les travaux.

Un planning simplifié indiquant certaines hypothèses (cadences pour les travaux de génie-civil, durée de fabrication pour les équipements principaux...) figure cependant dans le document « Présentation des sujets techniques GC et EM » utilisé par le CIH pour la présentation du projet au Panel technique le 05 novembre. La durée totale de réalisation indiquée dans ce planning est de 57,5 mois entre le début des travaux préliminaires et la mise en service. Ce planning n'a pas soulevé d'observation particulière lors de sa présentation.

- De l'estimation du coût de réalisation :

Comme pour le planning l'examen du coût global de réalisation est hors prestations du Panel. Toutefois certains commentaires du Panel sur les choix techniques faits comportent des arguments liés au coût de ces choix. En l'absence de référence précise sur les coûts retenus au niveau APD ces arguments sont à considérer comme faits dans l'absolu à dire d'expert.

- De la valorisation de l'énergie :

Il est courant que ce type d'information, le plus souvent confidentielle au stade actuel de développement du projet, ne soit pas communiqué aux Panels. Le Panel indique

simplement qu'aucun avis n'est donc porté sur la rentabilité financière du projet et que les conseils prodigués en matière de pistes envisageable de réduction du coût de construction ne peuvent être considérés comme une réelle optimisation du projet dans son contexte précis. Par exemple le Panel ne peut faire un bilan économique précis de la suppression des vannes fourreaux dans la mesure où elles peuvent générer quelques pertes d'exploitation.

- De la qualité de l'eau :

Il n'a pas été retrouvé de résultats d'analyse d'eau dans l'APD, ni analyse chimique ni analyse physique détaillée (par exemple nature et granulométrie des particules supposées rester en suspension) qui soit réellement utilisables pour apprécier les risques (corrosion, abrasion...) pour les équipements.

Le Panel a pris connaissance des études de sédimentologie effectuées que ce soit pour évaluer le comblement de la retenue ou les possibilités d'extraction mais n'a pas retrouvé d'estimation concernant l'abrasion des turbines.

Les paramètres principaux de conception ne sont pas les plus défavorables : calage du seuil entrée canal, chute modeste et vitesse de rotation en accord... mais le transport solide de la Sanaga reste important et il ne peut être exclu que l'abrasion reste une sujétion en phase exploitation d'où par exemple le choix du démontage roue par en-dessous. Quelques éléments d'analyse sur le sujet auraient été utiles.

Quant à la qualité chimique, elle doit être précisée dans les dossiers d'appels d'offre.

4.2. CALAGE DES OUVRAGES DE RETENUE

4.2.1. RAPPEL

Les principales cotes de calage des ouvrages et de niveau d'eau amont et aval sont rappelées ci-dessous :

- Retenue normale (RN) : 513,50 NGC
- Plus hautes eaux (PHE) : 514,50 NGC
- Plus hautes eaux exceptionnelles (PHEE) : 514,70 NGC
- Crête barrage principal (GC) : 516,00 NGC (plot RD) = Côte de crête retenue (crues + vent + revanche)
- Crête des digues du canal : 516,60 NGC
- Arase du pare vague du canal : 517,70 NGC
- Cote minimale d'exploitation (CME) : 512,00 NGC
- Seuil vannes de décharge : 503,00 NGC
- Seuil canal usinier : 506,00 NGC

4.2.2. REVANCHE SUR LES NIVEAUX D'EAUX EXCEPTIONNELS

Le calage des crêtes des ouvrages amont non déversant a été réalisé suivant les règles de l'art en considérant les effets des vagues sur la retenue, du run-up et du set-up et en prenant en compte une revanche supplémentaire par rapport à ces cotes maximales. Il est considéré comme sécuritaire.

Concernant les digues du canal, il convient de calculer la revanche par rapport à la crue de projet de période 10 000 ans (PHEE), plutôt que par rapport à la crue de période de retour 5000 ans (PHE). Mais l'écart entre ces deux références est seulement de 0,20 m et est couvert par la prise en compte des intumescences en régime transitoire.

4.2.3. INTUMESCENCES

Le calage de la crête de divers ouvrages et des barrages latéraux du canal usinier en particulier est lié au niveau atteint lors du déclenchement de tous les groupes au débit de 930 m³/s. Ce scénario est en effet dimensionnant pour ces ouvrages; la cause la plus probable de ce scénario est la perte de la connexion au système électrique par déclenchement des deux ternes de la ligne électrique reliant Nachtigal à Nyom 2.

Compte-tenu du niveau kéraunique local et de la corrélation foudroiement-hydrologie (disponibilité de l'eau pour turbiner à 930 m³/s), ce scénario ne peut être considéré comme accidentel car une probabilité d'occurrence de 2 ou 3 déclenchements annuels n'est pas à écarter malgré la conception de la ligne (câbles de garde, pylônes).

Le calage retenu a été déterminé en l'absence de tout ouvrage ou équipement de déverse ou décharge de tout ou partie du débit turbiné par les groupes avant déclenchement.

Le scénario retenu est un fonctionnement à 930 m³/s (tous groupes couplés), à RN, avec un passage en marche à vide en 10 s³ au moment du défaut. Le débit de marche à vide pris en compte est de 120 m³/s soit 12 % du débit d'équipement. Ces hypothèses sont considérées comme raisonnables car la probabilité de non-passage en marche à vide d'un groupe couplé sur défaut réseau est quasi nulle et l'on peut considérer par ailleurs que le seul mode commun à tous les groupes est bien l'évacuation d'énergie. La fermeture de vannage est apparue rapide au Panel mais le CIH a indiqué avoir optimisé le compromis pression-vitesse et ces 10 s ne sont pas remis en cause.

La possibilité d'installer des ouvrages de déverse ou décharge est traitée plus en détail au § 6.

Le résultat obtenu dans l'APD est le suivant :

- Cote de calage hors intumescence : 516,00 NGC.
- Cote de calage avec intumescence : 517,70 NGC.

La prise en compte de l'intumescence conduit donc à une surélévation de 1,70 m.

Cette surélévation concerne le calage de la crête des digues du canal en premier lieu mais aussi d'autres ouvrages comme le pont amont (cote sous poutre) ce qui a un coût significatif pour le projet surtout eu égard à la longueur du canal.

Le niveau de protection a été défini par un modèle hydraulique du CIH ; le Panel au vu de l'amplitude de l'exhaussement annoncé a souhaité clarifier l'amplitude d'onde de masse et d'onde secondaire avec le CIH. Ceci a été fait lors de la journée d'échange du 22 janvier et le CIH indiqué que le modèle utilisé était uniquement capable de déterminer l'exhaussement lié à l'onde de masse. L'utilisation d'un modèle physique étant difficilement envisageable compte-tenu de la longueur et de la géométrie du canal, l'amplitude de l'onde secondaire a été déterminée sur la base de résultats empiriques observés sur les canaux à section trapézoïdale à partir d'un ratio onde secondaire/onde de masse. Les notions d'onde de masse et d'onde secondaire tels qu'indiquées par le CIH pour l'APD sont illustrées par la figure ci-dessous.

³ A noter qu'il est spécifié en 5.5.11 un passage de 930 m³/s à 120 m³/s en 30 s, ce point est à vérifier.

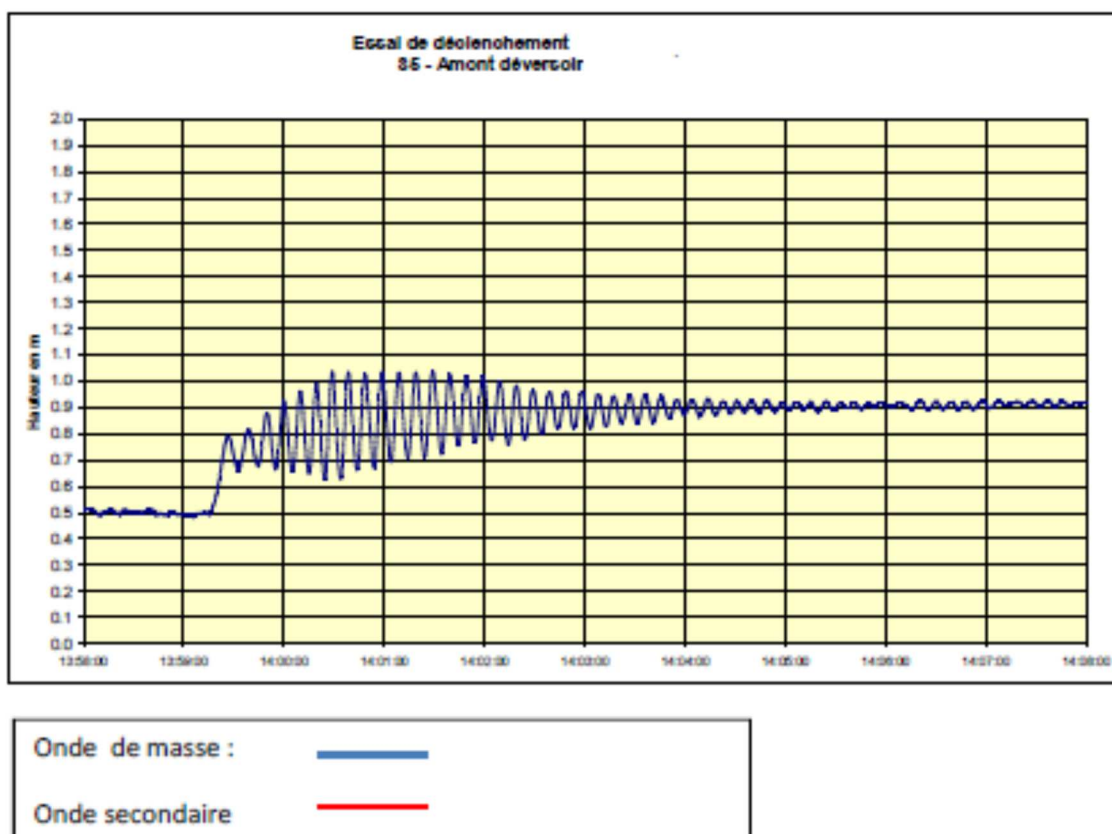


Tableau 4 : Onde de masse et onde totale (masse + secondaire)

Le scénario D3E du calcul de transitoire présenté dans le 5.5.11 de l'APD paraît le plus représentatif à prendre en compte pour le calage des ouvrages : cote retenue 514,00 NGC (équivalent à Q 100) et déclenchement de tous les groupes à 930 m³/s avec passage en marche à vide (voir remarque faite au § 4.2.3 sur le temps de passage en marche à vide).

Pour le canal les exhaussements déterminés dans ce cas sont respectivement de :

- 1 m 80 pour l'onde de masse (déterminé par le modèle au point d'abscisse 3 000 m) ; et
- 4 m 10 au total (avec détermination empirique pour l'onde secondaire).

Dans la conception actuelle du canal les barrages latéraux (digues) du canal usinier sont conçus pour contenir la totalité de l'onde de masse et une large partie (1 m 40 soit environ 60 %) de l'onde secondaire, le complément d'onde secondaire étant contenu par un parapet béton continu de 1 m 10 fondé sur la crête de ces barrages latéraux.

Le Panel sur le plan de la sûreté de fonctionnement n'a aucune objection sur cette conception.

Toutefois il a été convenu avec le projet que le Panel fasse, lorsque c'est raisonnablement possible, des suggestions de piste d'économie. Dans cette optique le Panel mentionne les possibilités suivantes qui resteraient à étudier :

- Intégration d'organes de décharge à l'usine notamment si la décision de passer de 7

groupes à 6 groupes est prise.

- Traitement plus « rustique » des ondes secondaires avec par exemple des brises énergie en bois (abondant sur le site) ou gabions quitte à admettre un déversement sporadique sur les talus avals du canal dans les cas les plus sévères.
- La hauteur nécessaire de cette protection « rustique » pourrait par ailleurs être ajustée lors d'essais de déclenchement réalisés à la mise en service.

L'option consistant à réaliser un déversoir a été discutée lors des échanges avec le CIH et a semblé peu viable que ce soit en rive droite voire en rive gauche à l'amont immédiat de l'ouvrage de mise en charge.

Cet aspect est traité plus en détail au paragraphe 6.6.2.

4.3. SURETE HYDRAULIQUE

4.3.1. PHASE CONSTRUCTION

Il n'y a pas d'enjeu de sûreté hydraulique majeur en phase de construction. La principale situation à risque nous paraît être la rupture en crue par déversement des batardeaux du barrage amont.

L'enjeu est une évacuation rapide du chantier, qui a un unique accès par la rive gauche. La barrière de sûreté sera un suivi météorologique et hydrométrique en saison des pluies de façon à pouvoir anticiper une crue de débit supérieur à la capacité de dérivation et prendre en temps utile les mesures de mise en sécurité du chantier.

Par ailleurs, la rupture du batardeau amont en phase 4 s'accompagnerait d'une brusque augmentation du débit dans le tronçon court-circuité.

4.3.2. PHASE EXPLOITATION

Evacuation des débits à déverser

L'évacuation des débits à déverser se faisant pour l'essentiel par un dispositif passif, le seuil labyrinthe, la sûreté hydraulique est d'un niveau élevé.

Le risque principal associé à ce seuil serait un encombrement pas le charriage de flottants et plus particulièrement de bois. Vu la conception du seuil et sa longueur la création d'embâcles impactant significativement sa débitance paraît très peu probable. Par ailleurs il est envisagé de ne plus installer de dispositif d'aération dans un premier temps ce qui serait favorable à la non-obstruction si cette disposition était pérenne.

Par ailleurs le calage des vannes de décharge et la largeur de leurs pertuis (17 m) devraient permettre d'évacuer l'essentiel des flottants sans difficulté compte-tenu du débit d'attrait.

Enfin, le calage des ouvrages prend en compte la défaillance d'une vanne de décharge ce qui renforce la sûreté de fonctionnement ; ce calage étant par ailleurs lié au confinement des intumescences dans la conception actuelle.

Le matériel hydromécanique et électrique nécessaire au fonctionnement des vannes de décharge est traité aux § 6 mais d'une manière générale ne génère pas de remarque liée à

la sûreté hydraulique.

Variations de débits dans la Sanaga

Outre les conséquences sur le dimensionnement des ouvrages le fait de ne pas prévoir de dispositif de déversement ou décharge aval du débit usine en cas de déclenchement des groupes de production engendre des variations importantes de débit dans le tronçon court-circuité (TCC).

Dans la plupart des situations le débit usine coupé va devoir être évacué par les vannes de décharge. Il est bien noté qu'un lâcher avertisseur était prévu et que l'accès au TCC devait être interdit au public mais néanmoins il existe un risque lié aux variations de débit dans ce TCC.

Par ailleurs la variation de débit concerne également l'aval de l'usine compte-tenu de la différence des temps d'écoulement entre le canal usinier et le lit naturel de la Sanaga. Dans certaines conditions hydrauliques cette différence de temps d'écoulement peut à la reprise de service de l'usine conduire à doubler le débit avant déclenchement à la confluence entre la restitution usine et la Sanaga.

Ce point est rappelé dans la partie hydromécanique en relation avec la possibilité d'installation de déchargeurs à l'usine mais il n'est toutefois pas majeur compte-tenu des dispositions mentionnées ci-dessus surtout si l'interdiction d'accès au TCC est respectée.

Il est noté par ailleurs qu'il n'y a pas à l'heure actuelle de contrainte de démodulation à l'aval de Nachtigal.

4.4. CONCEPTION DES PHASES DE DERIVATION PROVISOIRE (VOL 11)

4.4.1. PRINCIPE DE DERIVATION DES EAUX

Le schéma de dérivation des eaux pendant les travaux a été étudié de façon détaillée et son principe général est parfaitement logique. Il est basé sur l'hypothèse d'un seul accès au chantier amont par la rive gauche.

Le principe de construction des ouvrages amont consiste en phase 1 à réaliser en rive gauche les pertuis de décharge et de dérivation à l'abri d'une enceinte isolée du fleuve par un batardeau en terre et enrochements. En phase 2 le chantier progresse vers la rive où l'enceinte batardée s'étend jusqu'à l'île au milieu de la Sanaga. Dans ces deux premières phases, la Sanaga s'écoule dans le bras rive droite. En phase 3, les pertuis de dérivation sont mis en service et le barrage en BCR est achevé entre les ouvrages rive gauche et l'île. En phase 4, le bras rive droite est à son tour fermé et la rivière est entièrement dérivée dans les pertuis de dérivation.

Les batardeaux de chantier sont réalisés en 2 étapes :

- étape 1 : matériaux déversés dans l'eau, calage à la Q_{10} de saison sèche ($1700\text{m}^3/\text{s}$)
- étape 2 : couronnement du batardeau, mis en œuvre à sec à partir du batardeau construit en étape 1, calage pour la Q_{10} annuelle ($4400\text{m}^3/\text{s}$)

Le choix de la période de retour 10 ans pour la construction des ouvrages amont est parfaitement justifié. En effet, les conséquences en cas de dépassement de la crue de chantier contractuelle ne sont pas catastrophiques. Le risque principal est la perte des

atardeaux.

Il est toutefois difficile de porter un jugement complet sur le schéma de dérivation proposé en l'absence d'un planning détaillé des travaux montrant les durées prévisionnelles des différentes phases et l'interaction avec l'alternance des saisons sèches et humides.

En phase 4, l'aile rive droite du barrage déversant doit être construite jusqu'au niveau 506,50 NGF pendant une saison sèche pour éviter de perdre le atardeau.

Possibilité d'optimisation

Les piles des pertuis de dérivation ont une épaisseur de 4 m, soit la même épaisseur que les pertuis de chasse vannés. Elles pourraient probablement être optimisées, par exemple à 3 m.

On note par ailleurs que le principe de construction du pré bouchon aval est compliqué. Un batardage par big bag ou par une digue en terre serait sans doute plus simple et économique.

4.4.2. FERMETURE DES PERTUIS DE DERIVATION

La conception des atardeaux permettant la fermeture en charge des pertuis de dérivation provisoire et plus particulièrement des derniers pertuis lors de la fermeture précédant la mise en eau de la retenue a bien été notée (atardeaux équipés de galets afin de diminuer les efforts de manœuvre et permettre cette manœuvre en charge), ces atardeaux devant ensuite être utilisés pour les vannes de décharge et la prise du canal usinier en phase exploitation.

La fermeture des dérivations provisoires est souvent une opération irréversible ce qui peut poser problème en cas de problème détecté lors du remplissage de la retenue. Ce n'est pas le cas ici puisque les atardeaux peuvent être retirés avant bétonnage des pertuis et donc le remplissage de la retenue peut être interrompu au moins partiellement ce qui va dans le sens de la sécurité.

4.5. GESTION SEDIMENTAIRE

4.5.1. CONTEXTE HYDRO SEDIMENTAIRE (NOTE 3.3-01 ET 3.3-02)

La gestion sédimentaire est un enjeu important du projet. L'apport en sédiments sableux de la Sanaga à Nachtigal a été fortement revu à la hausse dans les études d'APD. Le flux sédimentaire (sables) est actuellement estimé à 630 000 m³ par an.

Outre le flux de sable, la Sanaga transporte des sédiments fins. L'érosion du bassin versant amont a été estimée à 30 t/km²/an (Note 3.01). Soit un flux total de 1,2 hm³/an en amont de la confluence avec le Mbam. Les sédiments fins sont transportés principalement en saison de hautes eaux ; une partie importante sera directement évacuée vers l'aval par les pertuis de chasse et le reste transitera par le canal usinier et les turbines.

On peut retenir un ordre de grandeur de 1 hm³/an pour les apports en sédiments (sables et matériaux fins) piégés dans la retenue, à comparer avec la capacité de la retenue de 27,8 hm³ sous RN, soit un remplissage en remplissage complet de la retenue au bout de 25 à 30 ans.

Cette analyse grossière est en accord les résultats des modélisations du transit sédimentaires (note 3.02).

Le graphique ci-dessus montre que le transit sédimentaire (sables) est rétabli au bout de 25 ans et que le volume de sédiments déposés dans la retenue est d'environ 11 hm³. Ce calcul ne prend pas en compte les sédiments fins.

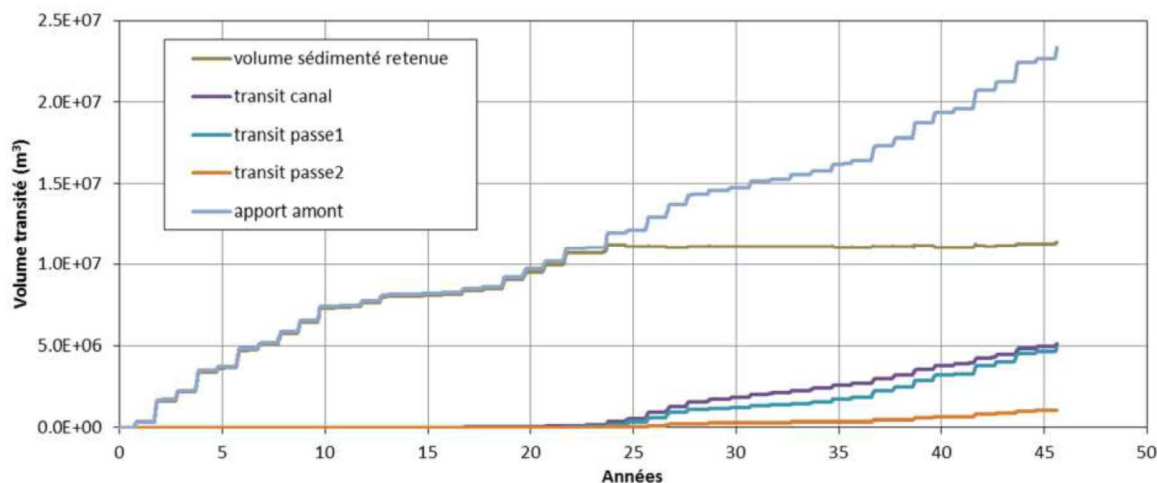


Figure 2 : Volumes de sédiments transités ou déposés dans la retenue

La figure ci-dessous montre le résultat d'un calcul donnant la bathymétrie dans la retenue au bout de 45 ans pour l'une des modélisations réalisées.

45 ans

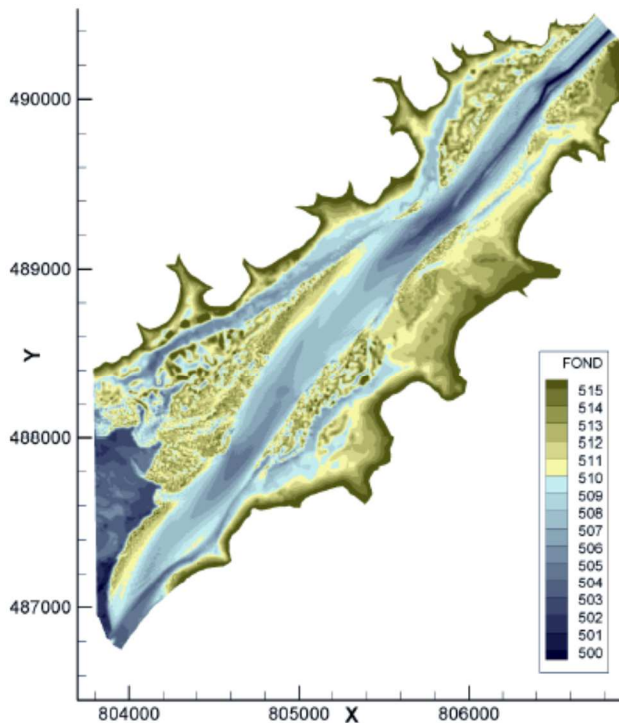


Figure 3 : Bathymétrie dans la retenue au bout de 45 ans (Artélia)

Artelia, auteur de ces études, fait le commentaire suivant :

« Ces figures mettent en évidence l'avancée d'un front sédimentaire dans la retenue : l'arrivée des sédiments au barrage se fait dans un délai variant, selon les hypothèses des calculs, entre quelques années et quelques dizaines d'années. Un chenal se crée au milieu des dépôts sableux. Ces dépôts ne remontent pas complètement sur les berges : il s'agit là d'une conséquence des hypothèses des calculs, qui ne considèrent qu'une classe de sable. Dans la réalité, cet espace entre les dépôts sableux et la berge sera très probablement comblé par des sédiments fins. »

4.5.2. LES CONSEQUENCES POUR LE PROJET

Perte progressive du volume utile de la retenue

Le volume compris entre la retenue normale 513,50 NGC et la cote minimale d'exploitation 512,00 NGC permet d'assurer le fonctionnement en éclusée de la centrale en saison sèche pour produire de l'énergie de pointe. Le volume utile entre la cote de RN et la CME est égal à 6,1 hm³.

Ce volume utile est calculé dans la note 2-2.04 sur la base de la topographie/bathymétrie actuelle sans tenir compte de l'alluvionnement. L'impact de la sédimentation dans la retenue sur cette tranche d'exploitation ne semble pas avoir été pris en compte. On voit sur la Figure 3 que les zones ensablées se développent largement au-dessus de la cote 512. On peut donc s'attendre à une perte progressive de la capacité utile de la retenue.

- ***Le Panel recommande de quantifier la perte de capacité utile en fonction du temps et de vérifier l'impact de cette perte sur la possibilité de réaliser des éclusées.***

Accumulation de sédiments contre le barrage

Les résultats des modélisations hydro sédimentaires montrent que, pour certaines hypothèses de modélisation, la langue de sable arrive au barrage au bout d'une vingtaine d'années et que du sable s'accumule contre le barrage en rive droite au bout de 40 à 50 ans. Il est également indiqué que « dans la réalité, cet espace entre les dépôts sableux et la berge sera très probablement comblé par des sédiments fins ».

Il est recommandé d'exploiter les résultats des études hydro sédimentaire pour estimer le niveau des sédiments contre le barrage en fonction du temps.

Ces résultats sont à prendre en compte dans le calcul de stabilité du barrage déversant pour lequel un niveau « normal » à 506 m et un niveau « extrême » à 512 m ont été considérés, sans justification explicite.

- ***Le Panel recommande que les niveaux de sédiments pris en compte dans l'étude de stabilité du barrage déversant soient justifiés à partir des résultats des modélisations hydro sédimentaires.***

Impact sur les turbines

L'étude hydro sédimentaire montre qu'en saison humide les eaux transitant dans le canal seront chargées en sédiments fins dès la mise en service de l'usine et en sédiments fins et sable au bout d'environ 25 ans lorsqu'un nouvel équilibre sédimentaire sera atteint dans la retenue (en l'absence de toute extraction).

Les modélisations effectuées montrent que les optimisations du projet dans la zone d'entrée

du canal de prise (musoir optimisé et épi sous-fluvial) améliorent la situation sans la modifier radicalement.

Le seuil du canal usinier calé 3 m au-dessus de celui des vannes de chasse devrait par ailleurs permettre de limiter l'introduction des sédiments de plus fortes granulométries dans le canal ; dans un premier temps par le simple obstacle ainsi créé et en cas d'accumulation au-delà du niveau du seuil par la réalisation de chasses régulières.

De nombreuses études sur l'érosion des turbines par les sédiments ont été publiées et une norme CEI a été récemment émise (CEI 62364) mais le sujet est complexe et l'estimation du risque pour un aménagement donné est dépendante de nombreux paramètres et sujette à une forte incertitude. Le phénomène le plus redouté est l'érosion par abrasion par les particules de plus fortes granulométries (typiquement 1 mm et au-delà) mais les particules de très faible granulométrie ($< 100 \mu\text{m}$) ne sont pas toujours sans impact et peuvent par exemple favoriser la cavitation.

D'une manière générale l'abrasion dépend de nombreux facteurs, les plus significatifs étant :

- La concentration de particules.
- La nature des particules (granulométrie en premier, dureté, ...).
- La vitesse (dépendant essentiellement de la chute).

Concernant la granulométrie les études montrent que :

- Les particules de type sable (taille de l'ordre de 1 mm) provoquent systématiquement une forte abrasion.
- L'impact des particules plus fines (0,1 à 1 mm) est plus difficile à évaluer car il dépend fortement de l'écoulement dans la turbine.
- L'impact de particules encore plus fines est réel par un effet de « sablage ».

Les roues des turbine Francis sont par ailleurs particulièrement sensibles à l'abrasion par les sédiments compte-tenu de leur profil hydraulique.

Une règle empirique, très approximative mais simple, basée sur la valeur du facteur $H \times C$ peut être utilisée pour estimer le risque d'impact :

- H = Hauteur de chute (m).
- C = Concentration de particules de diamètre $> 50 \mu\text{m}$ (g/l).
- $H \times C > 7$: sévère.
- $0,7 < H \times C < 7$: modéré.
- $H \times C < 0,7$: négligeable.

Vis-à-vis du risque abrasion la hauteur de chute de Nachtigal peut être considérée comme relativement modeste ce qui est positif, le risque n'est pas à éliminer pour autant et doit être évalué.

Il paraît nécessaire d'analyser l'impact sur les turbines en considérant 2 situations bien distinctes : (1) forte décantation dans la retenue et donc particules fines uniquement et (2) retenue fortement comblée et transit de l'essentiel des particules (vannes de décharge et canal).

Pour la première période, les données de l'APD ne permettent pas réellement d'estimer la concentration de particules fines transitant dans le canal, le Panel, a fait l'estimation ci-dessous sur la base de sa compréhension des éléments disponibles qui reste à vérifier par le projet :

- Volume total annuel de particules : 1, 200,000 m³
- Volume annuel supposé décantées dans la retenue : 630,000 m³
- Transit annuel (décharge + canal) : 570,000 m³
- Transit canal (50 %) : 285,000 m³

Le transit canal est pris à égal à 50 % en tenant en compte de la conception des ouvrages et du transit préférentiel (ratio des débits) possible par les vannes de décharge en saison humide (sachant que l'essentiel des particules est supposé arriver en saison humide).

Ramenée en moyenne annuelle et par comparaison au volume turbiné moyen (la concentration est estimée à 0.022 g/l et donc H x C est de l'ordre de 1 soit un risque modéré.

Pour la second période en supposant que la décantation dans le canal est négligeable (ce qui est probablement erroné pour les plus grosses particules) la concentration doublerait. En étant plus conservateur sur la décharge possible on arrive à un H x C compris entre 2 et 3 soit un risque réel mais restant modéré.

En conclusion l'impact des particules sur les turbines est bien à prendre en compte mais sur la base des estimations ci-dessus, dont les hypothèses restent à confirmer, le risque apparaît relativement modéré. Pour ce qui est du canal, à l'exception des particules de plus fortes granulométries, la décantation devrait être très limitée. L'intérêt d'un ouvrage de dessablage à l'aval du canal pourrait cependant être évalué.

La conception de l'usine qui intègre le démontage de la roue par en-dessous et la durée de vie courte retenue pour les turbines (30 ans) prend en compte ce risque d'abrasion des équipements. La vitesse de rotation des turbines a par ailleurs été choisie en dessous de la vitesse dite « optimale » afin de limiter la vitesse d'écoulement relative ce qui est un élément favorable.

- ***Considérant que les études disponibles ne donnent pas tous les éléments pour estimer l'impact des particules sur les turbines, le Panel recommande de compléter les analyses faites.***

Impact environnemental et social

Ce sujet sensible n'est pas analysé ici. Il fait partie des attributions du Panel Environnemental et Social.

4.5.3. EXPLOITATION DES SABLES DE LA RETENUE

Pour pallier ces divers impacts négatifs du projet sur le transit sédimentaire, il est envisagé d'exploiter les dépôts de sables dans la retenue et particulièrement en queue de retenue.

Les objectifs de cette exploitation sont sur le plan social, de restaurer l'activité de carrières artisanales sur la Sanaga à l'aval de Nachtigal qui va être complètement déstabilisée par la création de la retenue et sur le plan du projet, de limiter les impacts négatifs de la sédimentation (perte de capacité utile, poussée des sédiments sur le barrage et abrasion des turbines).

C'est donc une composante à part entière du projet.

- ***Le Panel recommande de faire une étude de faisabilité de l'exploitation des sables dans la retenue dans le cadre des études d'APD.***

La faisabilité d'une exploitation artisanale sera précisée, de même que la faisabilité technico économique d'une extraction des sables par des moyens mécaniques (extraction à partir d'une barge, hydro pompage des sables...).

4.6. DEBIT RESERVE

Les paramètres relatifs au débit réservé, tant en ce qui concerne la valeur de ce débit que les moyens de le restituer, n'étaient pas totalement fixés lors de la réunion de lancement du 5 novembre au CIH. Des échanges ont eu lieu sur le sujet entre les représentants du projet et le Panel Environnemental et Social lors de cette journée.

Lors de sa mission au Cameroun le Panel Technique a été informé du fait que dans l'attente d'expertises complémentaires, et sans préjuger des décisions finales qui seront prises sur la base de ces expertises, le COPIL a demandé au CIH de finaliser l'APD avec une microcentrale pour turbiner le débit réservé. Cette centrale comporte une seule machine capable de turbiner jusqu'à 1/20ème du module, le cas échéant avec un rendement dégradé dans la plage haute de débit (étant entendu que le 1/20ème est la limite haute du Q réservé qui ne sera pas dépassée). Cette recommandation fera l'objet d'une Note 0-0.06 IH.NACHT-DEV.RAPP-APD.00108 « Débit réservé » dans l'APD final.

En exploitation normale, ce débit sera donc restitué par un groupe Kaplan en S à double réglage installé dans le pertuis de dérivation provisoire en RG des vannes de décharge. Il est prévu d'évacuer l'énergie produite par ce groupe sur le réseau local 33 kV, voir § 7 pour plus de détail.

En cas de besoin (indisponibilité du groupe ou complément ponctuel) la restitution peut également être assurée par les clapets des vannes de décharge.

4.7. ALEA SISMIQUE

Les valeurs d'accélération sismiques sont indiquées dans l'APD pour les séismes de référence (OBE et MCE). Ces valeurs sont prises en compte dans l'APD pour la conception générale des ouvrages de génie-civil comme c'est habituellement le cas.

Concernant les équipements et leur interfaces avec le génie-civil, et bien que la zone puisse être considérée comme peu sismique, le souci de prise en compte du séisme dans la sûreté d'exploitation apparaît dans l'APD ce qui mérite d'être souligné car ce n'est pas encore systématique pour les équipements.

Toutefois, contrairement au génie-civil, la vérification de la tenue des équipements ne peut pas toujours être vérifiée sur la seule base des valeurs d'accélération OBE et MCE mais nécessite de disposer du spectre complet des séismes de référence et du mode propre des équipements afin de déterminer la valeur d'accélération à la fréquence de ces modes propres.

La vérification de la tenue au séisme peut donc difficilement se faire au niveau de l'APD et doit être faite lors de la conception détaillée par les fournisseurs.

Le Panel conseille donc que les DAO comprennent le ou les spectres sismiques de référence et spécifient les exigences fonctionnelles retenues. Ces exigences consistent en particulier à maintenir la rétention de l'eau par les vannes et conduites forcées lors d'un séisme de niveau MCE.

4.8. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES PERTUIS DE CHASSE

4.8.1. CONCEPTION

L'évacuation des crues est réalisée par l'ouvrage de chasse vanné comportant deux passes de 17 m de largeur et un long seuil déversant équipé d'un labyrinthe.

L'ouvrage de chasse a plusieurs fonctions :

- Il permet en saison sèche (ou en cas de déclenchement des groupes) de réguler le niveau de la retenue à la cote de retenue normale. Ce réglage fin s'effectue à l'aide des clapets embarqués sur les vannes segment.
- Il permet, lorsque des conditions d'exploitation exceptionnelles l'exigent, l'abaissement du plan d'eau amont et la mise hors d'eau du canal usinier à l'étiage : son radier est calé à la cote 503 NGC, soit 3 m au-dessous de la cote du radier de prise. La capacité d'évacuation sous la cote 506 NGC est estimée à 280 m³/s.
- Il contribue à l'évacuation des crues avec une capacité de 2'050 m³/s sous RN.

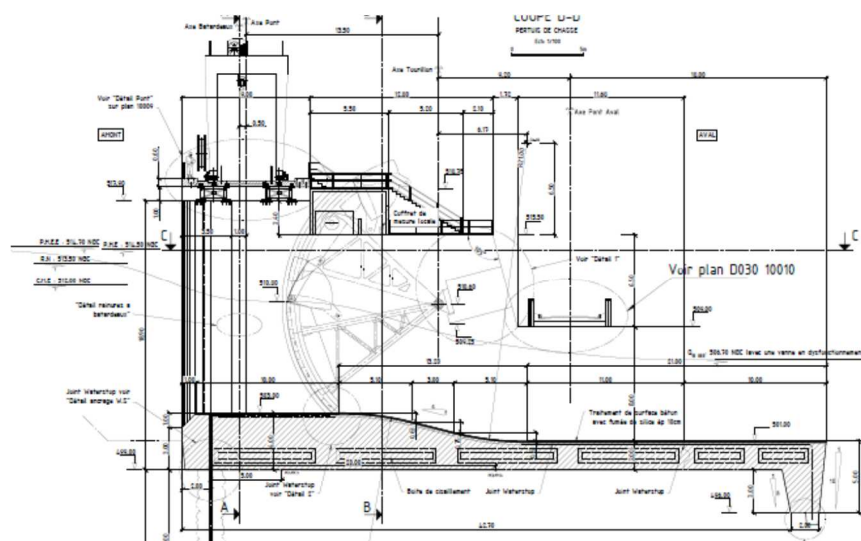


Figure 4 : Coupe amont aval sur un pertuis de chasse

4.8.2. DEBITANCE DES PERTUIS VANNES

La débitance de chaque pertuis sous RN est estimé à 1'025 m³/s pour chaque pertuis, en utilisant une loi de seuil avec un coefficient de débit de 0,40, par la formule :

$$Q = \mu.L.\sqrt{2.g.H}^{3/2}$$

Si on considère qu'il s'agit d'un seuil épais, on retiendrait plutôt un coefficient de débit de 0,385. Par ailleurs, on n'a pas pris en compte de coefficient de rétrécissement à l'entrée, qui diminuerait encore ce débit. Avec un coefficient de contraction de 0,90, le débit est réduit à 888 m³/s.

A noter que ces hypothèses de coefficient de débit de 0,385 et de coefficient de contraction

de 0,90 ont été retenues par Artélia dans la note de calcul hydraulique de l'ouvrage de dérivation provisoire (8.8-11 – Annexe 1).

On note également que, dans le souci de simplifier les coffrages, la géométrie du seuil amont est réalisée avec des pans coupés. Il convient de prendre en compte cette géométrie rustique dans l'évaluation du coefficient de débit.

Enfin, il est indiqué que le calage du seuil à 503 NGC assure une pelle hydraulique de 2 m favorable à l'alimentation du pertuis. Il est probable qu'à terme cette bèche sera comblée par les sédiments annulant ce bénéfice hydraulique.

Au final, il semble y avoir une certaine surestimation de la débitance des pertuis de chasse.

- **Le Panel demande à EDF-CIH d'apporter les justifications au choix du coefficient de débit de 0,4.**

4.8.3. DEBITANCE DU BARRAGE DEVERSANT

La débitance est calculée d'après [1] : B.M.Crookston, B.P.TULLIS ; *Hydraulic Design and Analysis of Labyrinth Weirs. I : Discharge Relationships* ; 2013.

Une vérification de la débitance du déversoir est réalisée en utilisant la référence suivante : Notice sur les déversoirs – Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoir – CETMEF février 2005.

Le coefficient de débit, pour un déversoir labyrinthe d'angle $6^\circ < \alpha < 35^\circ$, est déterminé par la figure ci-dessous d'après les recherches des chercheurs Amanian -1987- ; Baasiri -1992- ; Tullis - 1993- ; Waldron -1994- du UWRL (Utah Water Research Laboratory).

La débitance d'un seuil labyrinthe est donnée par la formule suivante :

$$Q = \mu L (h_1)^{3/2} \sqrt{2g}$$

avec
L largeur effective de la crête : $L=2*N*(D_1+L_1)$
N : nombre de cycles (multiple de 4)
Limites d'application :
 $C \leq D_1 \leq 2*C$ et $h_1 / p < 0,9$

Le coefficient de débit est calculé par les abaques expérimentaux suivants :

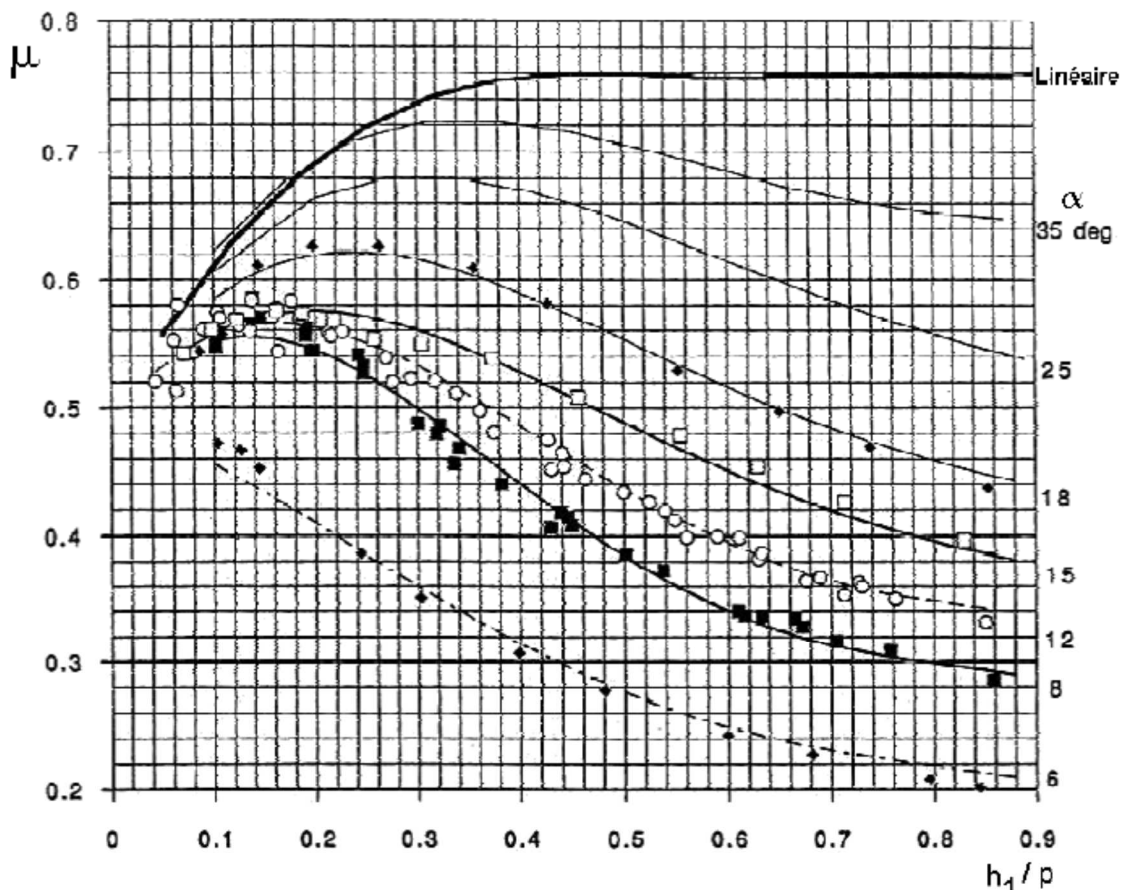


Figure 33 : coefficient de débit pour un déversoir labyrinthe d'angle 6° à 35° et pour un déversoir à crête linéaire de même largeur.

Pour le niveau de PHE, on obtient un coefficient de débit de 0,4 et pour la PHEE un coefficient de débit de 0,36 (respectivement pour des valeurs de h_1/p de 0,6 et 0,7 et un angle d'ouverture de 12,5°).

Il en résulte un débit sous PHE d'environ 4'891 m³/s à comparer avec 4'839 m³/s dans l'APD et sous PHEE de 5'948 m³/s à comparer avec 5'877 m³/s dans l'APD.

Cette vérification valide l'estimation du débit du déversoir labyrinthe.

4.8.4. CAPACITE D'EVACUATION TOTALE ET PLUS HAUTES EAUX

Sous réserve des justifications attendues sur le coefficient de débit des pertuis de chasse, il y aurait une légère surestimation de la capacité globale d'évacuation.

La capacité d'évacuation sous RN est de 1'845 m³/s en retenant un coefficient de débit de 0,4 et un coefficient de contraction de 0,9. L'APD prend en compte une capacité de 2'050 m³/s, soit une surestimation de 11%.

Sous PHE, l'impact de la surestimation de la capacité des pertuis de l'évacuateur de crue est de seulement 3% sur le débit total de l'évacuateur de crue, ce qui est sans influence significative sur les niveaux pour la crue de projet et pour la crue de sûreté. Les niveaux de PHE et PHEE sont ainsi validés.

5. GENIE CIVIL

5.1. MATERIAUX

5.1.1. BCR

Spécifications

Le BCR prévu pour la construction des barrages est un BCR « medium paste » dosé à 150 kg/m^3 de ciment. Il est spécifié une résistance à la compression de 15 MPa à 90 j. Cette résistance à la compression n'est pas justifiée par la tenue mécanique des ouvrages pour lesquels les contraintes maximales de compression sont inférieures à 1 MPa. Elle est justifiée par des considérations sur la pérennité des ouvrages et particulièrement de l'ouvrage déversant qui sera submergé pendant plusieurs mois chaque année.

Ce choix est jugé pertinent.

Les ciments locaux CEM I (ciment Portland ordinaire) et CEM IV (ciment aux pouzzolanes naturelles) ont été testés au laboratoire. Il a été conclu que l'utilisation du ciment CEM IV était envisageable et que le ciment CEM I ne devait pas être utilisé seul.

Ces conclusions sont en cohérence avec le retour d'expérience du barrage de Lom Pangar dont le BCR est confectionné avec le ciment CEM IV de CIMENCAM, filiale du groupe Lafarge.

Retour d'expérience de Lom Pangar

Ce retour d'expérience est pertinent puisque on utilise le même ciment. Les agrégats sont produits par concassage d'une roche massive, granite en l'occurrence et non de gneiss comme à Nachtigal.

Le BCR de Lom Pangar est dosé à 100 kg/m^3 de ciment CEM IV et 100 kg/m^3 de cendres volantes (importées de Chine). La résistance caractéristique⁴ à la compression à 90 jours sur éprouvette de diamètre 160 mm est égale à 12,6 MPa. La résistance caractéristique sur éprouvettes de 250 mm de diamètre est pratiquement identique (12,7 MPa).

A noter qu'à Lom Pangar, on utilise également une formulation sans cendres volantes pour pallier les difficultés d'approvisionnement en cendres. Cette formule comporte un dosage en ciment CEM IV de 130 kg/m^3 et donne une résistance caractéristique à la compression similaire.

On conclut en disant que le dosage prévisionnel en ciment pour Nachtigal de 150 kg/m^3 est cohérent (sans marge...) avec la résistance à la compression à 90 jours visée, en se basant sur le retour d'expérience de Lom Pangar.

L'avantage des mélanges ciment cendres volante est, à résistance mécanique égale, de réduire l'exothermie et donc de limiter le risque de fissuration. Dans le cas de Lom Pangar,

⁴ On rappelle que la résistance caractéristique se définit comme le fractile 5% de la population, soit la valeur de résistance en-dessous de laquelle peuvent se situer 5 % de la population de tous les résultats des mesures de résistance effectuées.

les températures maximales atteintes dans le BCR de sont de l'ordre de 42°C, conforme aux prévisions faites par les calculs thermiques.

La densité moyenne est de 2,4 relativement indépendante de l'âge du BCR. La résistance moyenne à la traction est de l'ordre de 1 MPa.

5.1.2. BCR ENRICHI

Il est prévu dans le projet une utilisation massive de BCR enrichi au coulis (GERCC), en particulier pour réaliser le parement amont étanche et les marches du parement aval déversant.

Cette technique s'est effectivement développée depuis une dizaine d'années avec succès. Elle présente un avantage économique sur l'utilisation plus traditionnelle du BCV pour la réalisation des parements.

Nous formulons toutefois deux réserves.

Tout d'abord, et c'est noté dans la note de conception du barrage déversant (8.8-12), le contrôle qualité de injection de coulis et de vibration n'est pas aisé. La qualité repose de façon principale sur la compétence et l'application permanente de l'Entreprise.

Au barrage de Lom Pangar, le parement amont du barrage en BCR était prévu en GERCC. La planche d'essais a montré de réelles difficultés de réalisation, en particulier la présence de nids de cailloux et de défauts de parement. Du fait des difficultés chroniques de contrôle qualité avec l'entreprise en charge des travaux, il a été décidé de renoncer au GERCC et de réaliser le masque amont en BCV.

La deuxième réserve porte sur l'utilisation du GERCC pour la réalisation des marches du parement aval déversant. Les retours d'expérience mentionnés dans la note 8.8-12 sont peu documentés et donc pas complètement convainquant. De façon générale, l'enrichissement en ciment confère une bonne imperméabilité et donne un bon fini de surface mais c'est souvent au détriment de la résistance mécanique car le GERCC contient généralement trop d'eau. Dans les applications demandant une bonne résistance mécanique, comme c'est le cas pour les marches de l'évacuateur, le GERCC ne nous paraît pas être la solution. Si EDF souhaite maintenir la conception de marche en GERCC, une résistance à la compression au moins égale à celle du BCR de base devra être spécifiée.

Il en est de même sur la dalle de réception à l'aval de l'évacuateur de crue. La technique du GERCC n'est pas adaptée à la réalisation d'une dalle. Celle-ci pourrait être construite en BCR, dont la résistance à l'érosion est a priori bonne, de fait de sa compacité.

5.2. LE BARRAGE DEVERSANT

5.2.1. CONCEPTION GENERALE

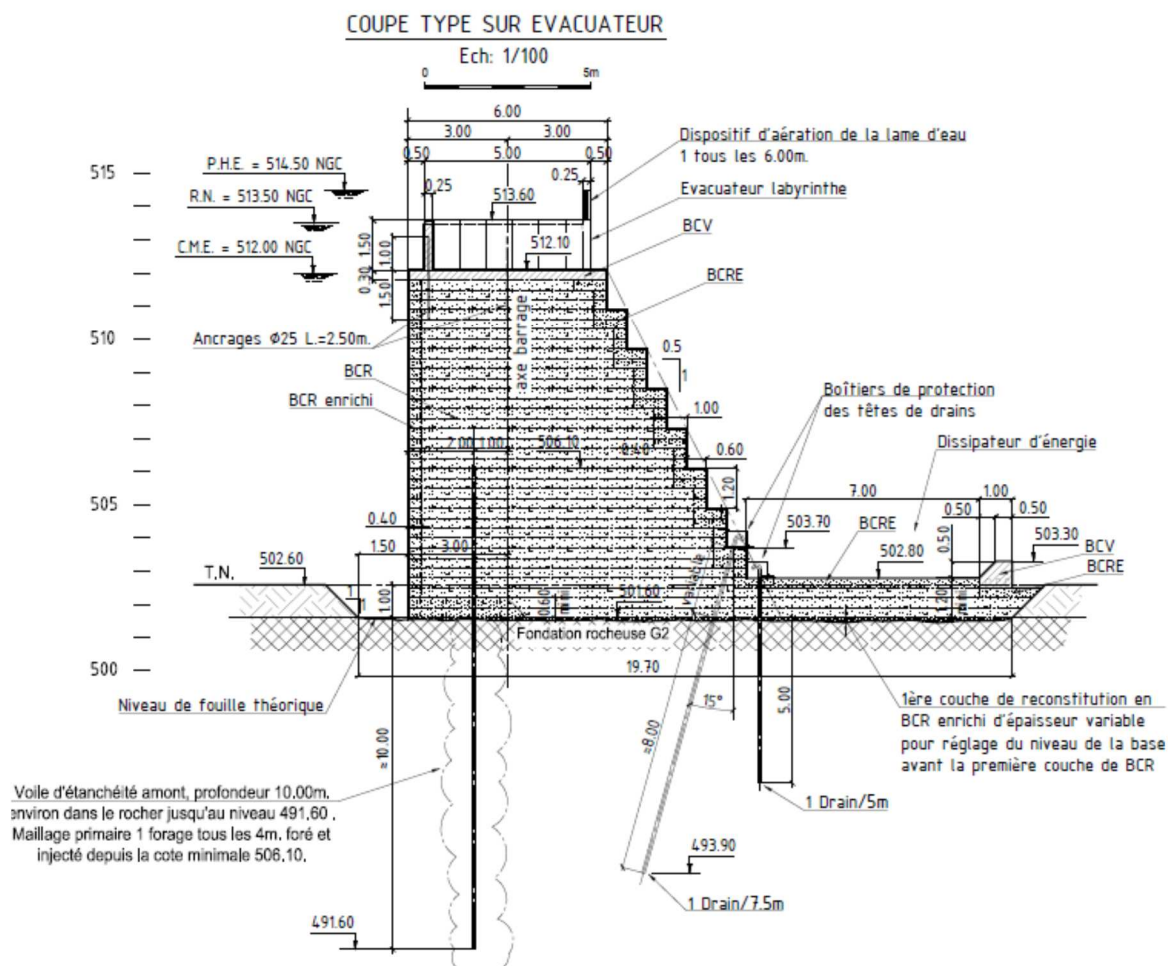
Le barrage déversant est un barrage en BCR surmonté par un déversoir labyrinthe en béton armé coulé en place. La hauteur maximale du barrage déversant est de 13,60 m sur sa fondation. Il est de grande longueur (1'380 m).

La largeur en crête est égale à 6m. Le talus amont est vertical et le talus aval a un fruit de 0,5H/1V.

Le parement amont est en BCR enrichi. Le talus aval est équipé de marches d'escalier en BCR enrichi, assurant une fonction de dissipation d'énergie. La crête est recouverte d'une dalle en BCV.

Un tapis de réception en béton, de 7 m de longueur, protège le pied aval et assure la dissipation de l'énergie résiduelle. Il est également réalisé en GERCC.

Le barrage est construit par plots de 15 m séparés par des joints équipés de waterstops.



L'espacement des joints de 15 m est jugé prudent mais bien adapté au projet de barrage déversant. La largeur de waterstop proposée (200 mm) est par contre jugée minimale.

Les dispositions proposées pour le traitement de joints froids entre couches sont satisfaisantes : il est prévu de traiter au mortier les joints froids pour assurer l'imperméabilité.

On mentionne la technique du bétonnage en couches inclinées qui s'est développée dans la dernière décennie et qui permet de limiter le nombre de joints froids et ainsi d'améliorer l'homogénéité du massif de BCR.

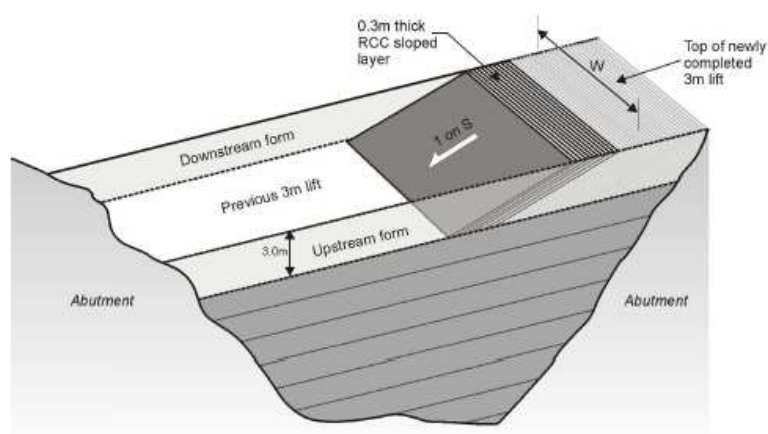


Figure 6 : Bétonnage en couche inclinée (source Brian A.Forbes⁵)

5.2.2. NIVEAU DE FONDATION

Il est fait l'hypothèse que le barrage est fondé sur le socle rocheux constitué de gneiss granitique G2 ou G3, situé 1 m sous le terrain naturel en moyenne.

Cette hypothèse moyenne est jugée raisonnable. Il convient toutefois d'envisager la possibilité d'avoir à fonder localement l'ouvrage plus profondément si on rencontre une ou plusieurs zones plus profondément altérées du fait de la présence d'accidents locaux.

A titre d'exemple, au barrage de Lom Pangar, sur une fondation de gneiss comparable à celle de Nachtigal, on a trouvé un couloir de faille qui a obligé localement, sur une vingtaine de mètres de largeur, d'approfondir d'une dizaine de mètres le niveau de fondation.

On note que le profil à 0,5H/1V ne serait pas stable pour des hauteurs plus hautes que les 13,40 m pris en compte dans l'étude de stabilité.

- **Le panel recommande qu'EDF étudie l'adaptation de la coupe type en cas d'approfondissement localisé des fouilles de 5 à 10 m.**

5.2.3. TRAITEMENT DE LA FONDATION

Le projet prévoit les dispositions suivantes :

- *Voile d'injection de fondation : mono-linéaire à 2 m du parement amont, de profondeur 10 m, vertical, espacement primaire 4 m*
- *Pas d'injection systématique de consolidation de la fondation rocheuse*

Concernant la profondeur du voile d'injection, la longueur de 10 m a été jugée un peu faible par le géologue du Panel. Il est demandé à EDF de préciser les critères d'acceptation du

⁵ "Innovations of significance end their development on some recent RCC dams", 6th International symposium on RCC dams, Zaragoza, October 2012

voile d'étanchéité.

Le Panel comprend que les primaires sont espacés de 4 m et les secondaires, espacés de 2 m, sont systématiquement exécutés. Les tertiaires seraient exécutés seulement si les critères d'acceptation ne sont pas atteints.

Le Panel recommande les adaptations suivantes :

- Primaire à 7,50 m
- Secondaire à 3,75 m
- Tertiaires à 1,875 m systématiques.

Cette disposition, adaptée à la largeur de 15 m des plots du barrage, conduit à un pas objectif comparable mais il permet de piloter l'efficacité du traitement en analysant la diminution de la prise de coulis au ml en fonction des phases d'injection. Elle met en œuvre le serrage progressif du terrain. La diminution des absorptions en coulis en fonction des phases est un bon critère d'acceptation du voile.

Il recommande également la mise en œuvre de la méthode GIN qui a fait largement ses preuves pour le traitement de ce type de terrain. Cette méthode permet d'utiliser un coulis unique (coulis stable bentonite-ciment) pour l'ensemble du traitement et de maîtriser à la fois les pressions et les volumes de coulis.

Concernant les injections de consolidation non systématique, le Panel attire l'attention sur la difficulté à faire réaliser un traitement « suivant les indications du géologue du chantier » dans le cadre d'un marché en EPC.

5.2.4. BETON DE FORME

Le toit du rocher sera vraisemblablement irrégulier, s'agissant d'une zone de rapides érodée par le fleuve. Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des bétons de forme de façon à réaliser des plateformes horizontales de taille suffisante pour permettre la mise en place du BCR.

Sur les plans, ce béton de forme est prévu en BCR enrichi. Il est recommandé de réaliser ce béton de forme avec du BCV. On note que ce béton de contact doit être à la fois étanche et de bonne résistance mécanique car il est situé dans la zone la plus sollicitée de l'ouvrage.

Compte tenu de l'irrégularité marquée du rocher, il est vraisemblable que la consommation de ce béton de forme sera élevée. Il convient de bien rendre en compte ces quantités dans le marché.

5.2.5. CONTROLE DES ECOULEMENTS

Etanchéité

L'étanchéité du barrage est assurée par un masque en BCR enrichi de 40cm d'épaisseur. Les joints entre plots sont étanchés par un waterstop ancré dans la fondation. La totalité du BCR se trouve protégée sur toutes ses faces par une couche de BCR enrichi ou de BCV qui assure l'étanchéité de la structure et garantit la pérennité de l'ouvrage.

L'étanchéité de la fondation est assurée par un voile d'injection d'une dizaine de mètres de

profondeur. Suivant les observations du géologue du Panel, cette profondeur apparaît légèrement sous-dimensionnée.

Drainage

L'ouvrage ne comporte pas de galerie de drainage. Le drainage de la fondation est assuré par un réseau de drains verticaux et inclinés à partir du pied aval du barrage.

A noter que la présence du tapis aval est défavorable vis-à-vis des conditions de stabilité car il favorise l'établissement de sous-pressions au pied aval du barrage. L'objectif des drains aval est d'imposer le niveau aval au pied du barrage.

La présence des têtes de drain dans l'écoulement pose tout de même une question. Outre la nécessité d'une protection durable contre l'érosion, les drains auront pour effet défavorable de transmettre les fluctuations de pression dans la fondation.

Ce point pourra être vérifié par la mesure de la piézométrie au contact barrage-fondation. Il sera possible de vérifier que le déversement ne conduit pas à une majoration des sous-pressions sous le barrage du fait des fluctuations de pression au voisinage des têtes de drains.

Les drains devront être efficacement protégés contre les écoulements et leur tête dirigée dans le sens de l'écoulement. On note qu'en cas de rupture d'une tête de drain on peut imaginer un écoulement rentrant directement dans le drain provoquant la transformation du $V^2/2g$ directement en pression sous le barrage.

5.2.6. DISSIPATION DE L'ÉNERGIE

La dissipation de l'énergie est assurée par les marches de 0,60 m de longueur et 1,20 m de hauteur. L'énergie résiduelle en pied d'ouvrage est dissipée sur une dalle en béton de 1,20 m d'épaisseur minimale.

Sous la cote des PHE, le débit spécifique est de 3,5 m³/s/ml sous 0,90 m de charge sur le seuil. Sous la cote des PHEE, le débit spécifique est de 4,3 m³/s/ml sous 1,10 m de charge sur le seuil.

Cela correspond en termes d'énergie à dissiper à un déversement respectivement de 1,46 et 1,67 m sur un seuil Creager. Dans cette gamme les marches sont réputées efficaces et l'énergie résiduelle au pied du barrage sera modérée.

5.2.7. ANALYSE DE STABILITE

Stabilité au glissement

L'étude de stabilité du barrage déversant est réalisée suivant le référentiel EDF (référence non précisée dans l'APD). Depuis un dizaine d'années, l'ingénierie française a pris l'habitude d'utiliser un autre référentiel, les Recommandations du Comité Français de Barrages et Réservoirs pour la justification de la stabilité des barrages poids ». La version finale est d'octobre 2012. Ce référentiel est basé sur une approche semi-probabiliste dans l'esprit des Eurocodes.

Le présent paragraphe a pour but de faire une comparaison de ces deux référentiels dans le cas du barrage déversant de Nachtigal.

Cette comparaison est facilitée par le fait que les combinaisons dimensionnantes prises en compte par EDF supposent une cohésion nulle. En effet, les calculs de stabilité ont été réalisés pour un BCR « medium paste » avec des joints entre couches sans traitement des reprises. Dans ce cas, EDF retient un angle de frottement de 45° sans cohésion.

Concernant la fondation, la section critique est surface horizontale supposée à 0,5 m sous le fond de fouille correspondant aux fissures horizontales présentes dans le rocher. Cette surface a un angle de frottement de 38° sans cohésion.

Les tableaux ci-dessous donnent les coefficients de sécurité au glissement suivant les Recommandations CFBR et le référentiel EDF

Coefficient partiel $\gamma_{\text{mtan}\phi}$	Combinaison quasi-permanente $\gamma_{\text{mtan}\phi\text{-qp}}$	Combinaisons rares $\gamma_{\text{mtan}\phi\text{-rare}}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{\text{mtan}\phi\text{-ext.}}$
corps du barrage	1,5	1,2	1
interface barrage fondation	1,5	1,2	1
fondation	1,5	1,2	1

Tableau 5 : Coefficients de sécurité sur l'angle de frottement (CFBR – 2012)

Chargement	Valeur minimale du coefficient de sécurité au glissement
Chantier	1.05
Normal	1.33
Exceptionnel	1.10
Extrême	1.05

Tableau 6 : Coefficients de sécurité sur l'angle de frottement (EDF)

Pour les combinaisons quasi-permanentes du CFBR qui correspondent aux chargements normaux d'EDF, le coefficient de sécurité demandé par le référentiel EDF est égal 1,33 alors qu'il est égal à 1,5 dans les recommandations CFBR.

Le cas de charge Nor1 correspondant à la cote de de déversement sur le seuil labyrinthe 513,9 m avec une crue annuelle a un coefficient de sécurité de 1,45, légèrement inférieur à la valeur demandée par les recommandations CFBR. Ce coefficient de sécurité est obtenu sur la section fissurée de la fondation où les hypothèses retenues sont sécuritaires.

Pour les combinaisons rares (CFBR) ou exceptionnelles (EDF), le coefficient de sécurité demandé par le référentiel EDF est égal 1,10 alors qu'il est égal à 1,20 dans les recommandations CFBR.

Le cas Exc1, correspondant au séisme OBE avec une crue annuelle, le coefficient de sécurité vaut 1,14. Ce coefficient est admissible pour le référentiel EDF et insuffisant pour le référentiel CFBR qui demande 1,20. Comme pour le cas Nor1, c'est la section fissurée de la fondation qui conduit à ce coefficient de sécurité insuffisant par rapport aux recommandations CFBR.

Pour les combinaisons extrêmes, le coefficient de sécurité demandé par le référentiel EDF est égal 1,05 alors qu'il est égal à 1 dans les recommandations CFBR.

Le cas de charge dimensionnant du barrage déversant est le cas Ext3, correspondant au séisme MCE (0,1g) associé à une crue annuelle. Suivant les recommandations CFBR, cette combinaison est une combinaison extrême. Le coefficient de sécurité associé est égal à 1. Le référentiel EDF demande un coefficient de sécurité de 1,05 et est donc plus sévère, sur ce cas que le référentiel CFBR.

Le barrage apparaît ainsi comme légèrement sous-dimensionné au glissement au regard des recommandations CFBR, en situations normale et rares.

Etat limite de fissuration

Le tableau ci-après donne les conditions d'états limité d'ouverture de fissure suivant les recommandations CFBR.

Combinaisons d'actions	Condition d'état-limite
quasi-permanente	- condition de non fissuration vérifiée
rares	- ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage - ou 25% maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage

Tableau 7 : Conditions d'état limite d'ouverture de fissure

Le référentiel EDF demande que la zone fissurée n'atteigne pas le voile d'injection en situation normale ou exceptionnelle. Ce critère est généralement plus sévère que le critère CFBR. Toutefois, le critère d'extension de fissure n'est pas explicite dans la note de calcul de stabilité et il est demandé à EDF de préciser le critère d'extension de fissure utilisé.

Seuls les cas sismiques conduisent à des tractions amont et à la fissuration de la section.

En cas d'occurrence du séisme OBE, qui est une situation rare, la longueur fissurée maximale est de 1,07 m. Les conditions d'état-limite sont donc satisfaites.

En cas d'occurrence du séisme MCE, qui est une situation extrême, la longueur fissurée ne dépasse pas 2 m. Le voile d'injection n'est pas affecté. Ces fissures sont admissibles.

Calcul des sous-pressions

Dans les combinaisons où le débit à l'aval du barrage est nul (Nor2, Exc2, Ext4 et Ext5), la sous-pression est supposée nulle au pied aval du barrage. Cette hypothèse n'est pas correcte compte tenu de la configuration du système de drainage.

En l'absence de drain, l'hypothèse naturelle serait un profil triangulaire entre l'amont et l'aval de la dalle de dissipation d'énergie. Les drains permettent de rabattre la sous-pression au niveau du contact béton-fondation mais seulement au niveau de la tête de drains, soit vers la cote 503 m. La différence n'est pas négligeable puisque la section critique est à la cote 498,50 soit une différence de 4,50 m.

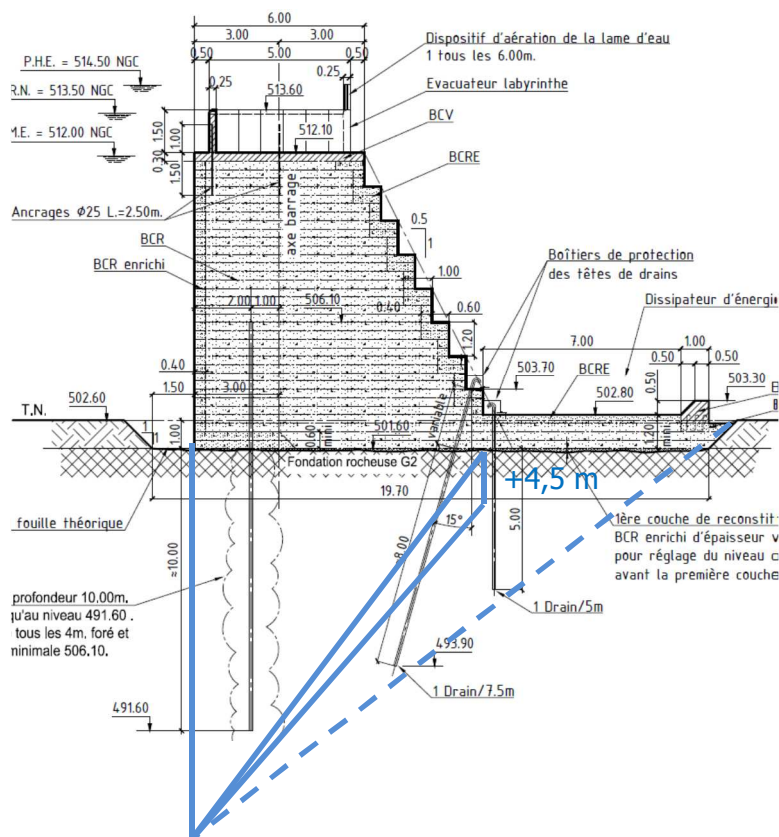


Figure 7 : Sous-pressions dans les combinaisons où le débit à l'aval du barrage est nul

➤ **Le calcul des sous-pressions dans les situations d'étiage est à revoir**

Niveau des sédiments dans la retenue

Les calculs de stabilité sont effectués avec une cote de sédiments de 506 m. Cette cote correspond au niveau du seuil de la prise d'eau à l'amont du canal. Une situation extrême a été étudiée prenant en compte un niveau de sédiments à 512 NGC.

A titre de référence, sur le barrage de Songloulou sur la Sanaga, après une trentaine d'années d'exploitation, le réservoir est ensablé jusqu'à un niveau proche du déversoir rive droite.

La problématique hydro sédimentaire de la retenue de Nachtigal a fait l'objet d'études détaillées (note 3.02) et a été analysée au paragraphe 4.5.

➤ **Le Panel recommande que les résultats de l'étude sédimentaire soient exploités de façon à justifier les niveaux de sédiments pris en compte dans les calculs de stabilité du barrage déversant.**

Calcul de la poussée des sédiments

Les hypothèses retenues pour le calcul de la poussée des sédiments sont les suivantes :

- Coefficient de poussée K : 1/3
- Poids volumique déjaugé γ' : 12 kN/m³

Le coefficient de poussée retenu, 1/3, est jugé faible. La formule de Jacky pour un sable

ayant un angle de frottement de 30° donne un coefficient de poussée de 0,5. La valeur du produit $K \times \gamma'$ égale à 4 kN/m^3 est conforme aux recommandations CFBR. Il nous paraît toutefois plutôt dans la gamme basse compte tenu de la nature sableuse des sédiments.

Si on retient un poids volumique humide du sable de 20 kN/m^3 et un coefficient de poussée de 0,5, le produit $K \times \gamma'$ est égal à 5 kN/m^3 .

Enfin, on ne retrouve pas la même valeur pour la poussée horizontale. Pour le niveau de sédiment 506 m, la note de calcul donne une poussée horizontale de 18,1 kN/ml pour la section à 498,5 NGC. Pour un niveau des sédiments à 506 NGC avec une valeur de poids déjaugé de 12 kN/m^3 , le calcul donne $1/3 * 12 * (7,5*7,5)/2 = 112,5 \text{ kN/ml}$. Il semble que le calcul ait été fait avec un poids non déjaugé de 12 kN/m^3 soit un poids déjaugé de 2 kN/m^3 .

➤ ***Le calcul de poussée des sédiments est à vérifier***

Influence du drainage

Le cas Exc4 reprend les mêmes hypothèses que Nor1 (retenue à 513,9 m avec une crue annuelle) mais avec l'hypothèse d'un drainage inopérant. Le coefficient de sécurité passe de 1,45 à 1,26. Vis-à-vis des Recommandations CFBR, ce coefficient est admissible pour une combinaison rare. Une situation rare a une probabilité annuelle d'occurrence dans la gamme 10^{-3} à 10^{-4} .

➤ ***La dépendance de la stabilité vis-à-vis du drainage est critique.***

Cela a pour conséquence qu'il faut être en mesure de garantir à long terme l'efficacité du drainage. Cela nécessite :

1. Que la protection des têtes de drain soit robuste et capable de résister à un déversement prolongé,
2. la mise en place d'une auscultation de la piézométrie au contact barrage – fondation de façon à vérifier que les hypothèses de sous-pressions prises en compte sont bien satisfaites.
3. Que le système de drainage soit facile à entretenir sur le moyen et long terme.

Calcul sismique

Les cas sismiques OBE et MCE sont traités par la méthode pseudo-statique. Cette approche est acceptable, compte tenu de la taille modeste du barrage et de la séismicité modérée.

Toutefois, pour le calcul des voiles du seuil labyrinthe et le dimensionnement des ancrages dans le barrage, il serait utile de prendre en compte l'amplification sismique en crête de barrage. Cette amplification peut être estimée en utilisant une approche pseudo-dynamique ou par un calcul dynamique par Eléments Finis.

On peut citer des travaux de [MATSUMOTO 2010] qui reporte un grand nombre de ratios d'amplification mesurés entre l'accélération en fondation et en crête pour des barrages poids.

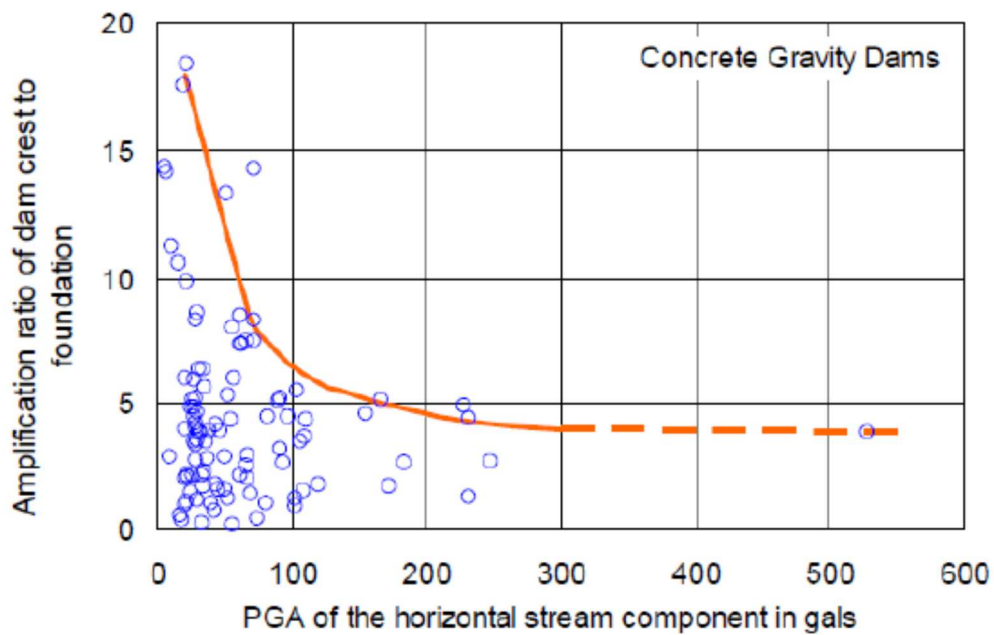


Figure 8 : Amplification en crête des barrages-poids.

On voit que des amplifications de 5 sont possibles pour des accélérations horizontales au rocher de l'ordre de 0,1g.

- ***Le panel recommande de prendre en compte l'amplification de l'accélération en crête du barrage pour le calcul de stabilité et les calculs de structures du seuil labyrinthe.***

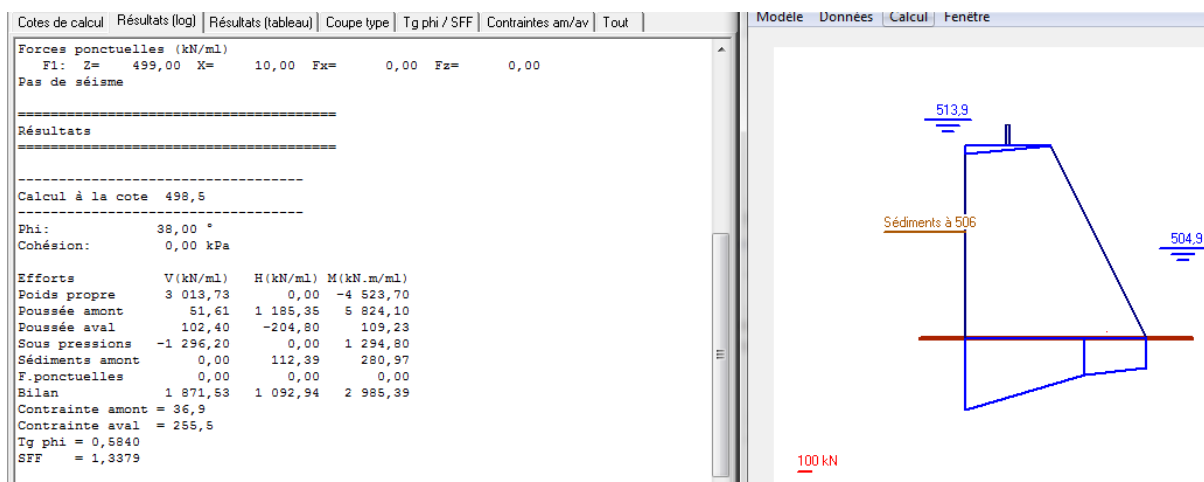
5.2.8. STABILITE DU PROFIL

On reprend ci-après quelques calculs de stabilité avec les hypothèses révisées suivantes :

- Poids déjaugé des sédiments : 12 kN/m^3 au lieu de 2 kN/m^3
- Pas de butée aval : en effet, la géométrie irrégulière de la fondation ne permet pas de garantir cet encastrement aval.

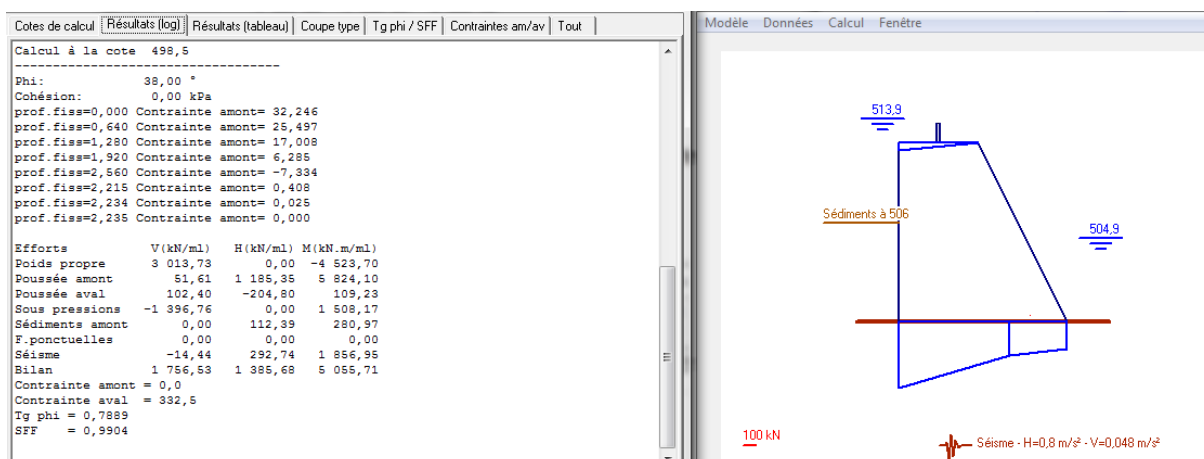
Profil drainé

Cas Nor1



La stabilité est insuffisante vis-à-vis des recommandations CFBR et limite vis-à-vis de référentiel EDF.

Cas Ext3 (MCE)



SSF = 0,99 insuffisant vis-à-vis des deux référentiels.

Ext5 – sédiment à la cote 512 m à l'étiage

Si on suppose que le niveau de sédiment atteint 512 m, le coefficient de sécurité à l'étiage est égal à 1,19. Ce coefficient de sécurité est acceptable pour une situation rare (faible probabilité), il n'est pas acceptable s'il est confirmé qu'en rive droite le niveau des sédiments peut atteindre cette cote au bout de 45 ans.

Conclusions sur la stabilité

Le Panel recommande de revoir certaines hypothèses du calcul de stabilité :

- justifier les niveaux de sédiments pris en compte, la stabilité étant très sensible à cette hypothèse,
- revoir l'hypothèse sur la poussée des sédiments pour lequel le poids déjaugé a été

pris en compte de façon erronée,

- revoir le calcul des sous-pressions dans les combinaisons à l'étiage en tenant compte de l'altitude des têtes de drains.

L'avis du Panel est que le profil du barrage déversant est légèrement sous-dimensionné, y compris vis-à-vis du référentiel EDF. Il note que la stabilité du barrage est tributaire du bon fonctionnement du système de drainage dont l'exploitant devra s'assurer à long terme.

Auscultation

La solution APD intègre un drainage aval qui a un impact important sur les conditions de stabilité.

Le Panel recommande la mise en place d'un système d'auscultation de la piézométrie sous le barrage déversant et la mise en place d'un programme régulier d'inspection et d'entretien du système de drainage.

On peut imaginer une dizaine de profils composés de 2 cellules de pressions interstitielles disposées à 1/3 et 2/3 de la longueur de contact barrage-fondation.

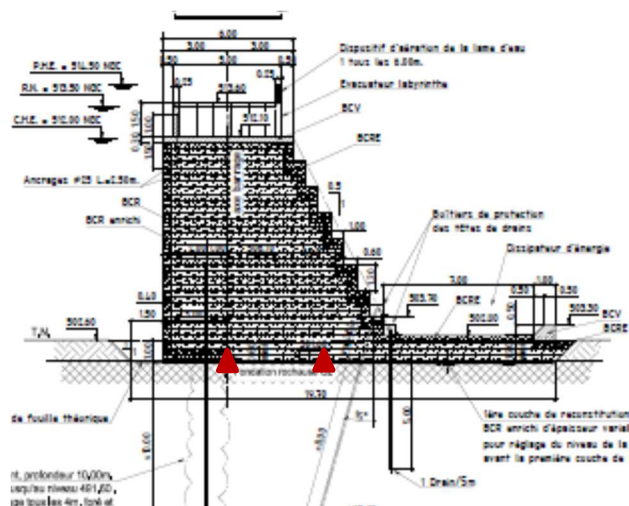


Figure 9 : Implantation de principe des cellules de pression interstitielle

On pourrait également disposer quelques cellules sous le tapis aval pour vérifier l'efficacité du drainage.

5.2.9. SEUIL DU LABYRINTHE

Après études de différentes options, il a été retenu de construire le seuil labyrinthe en BCV coulé en place sur une dalle en BCR également coulée en place. Ce choix paraît bien justifié.

La stabilité de l'ensemble dalle en BCR et seuil labyrinthe a été étudiée. Le calcul de stabilité ne prend pas en compte le niveau d'eau aval sur la dalle à 512,1 NGC, ce qui est défavorable.

La stabilité au glissement requiert une légère cohésion qui sera apportée par un traitement soigné de reprise de joint entre le BCR et la dalle en BCV.

Si on suppose une répartition de sous-pression très défavorable (sous-pression totale), il est nécessaire de prévoir des ancrages verticaux dans le corps du BCR. Ces ancrages sont un

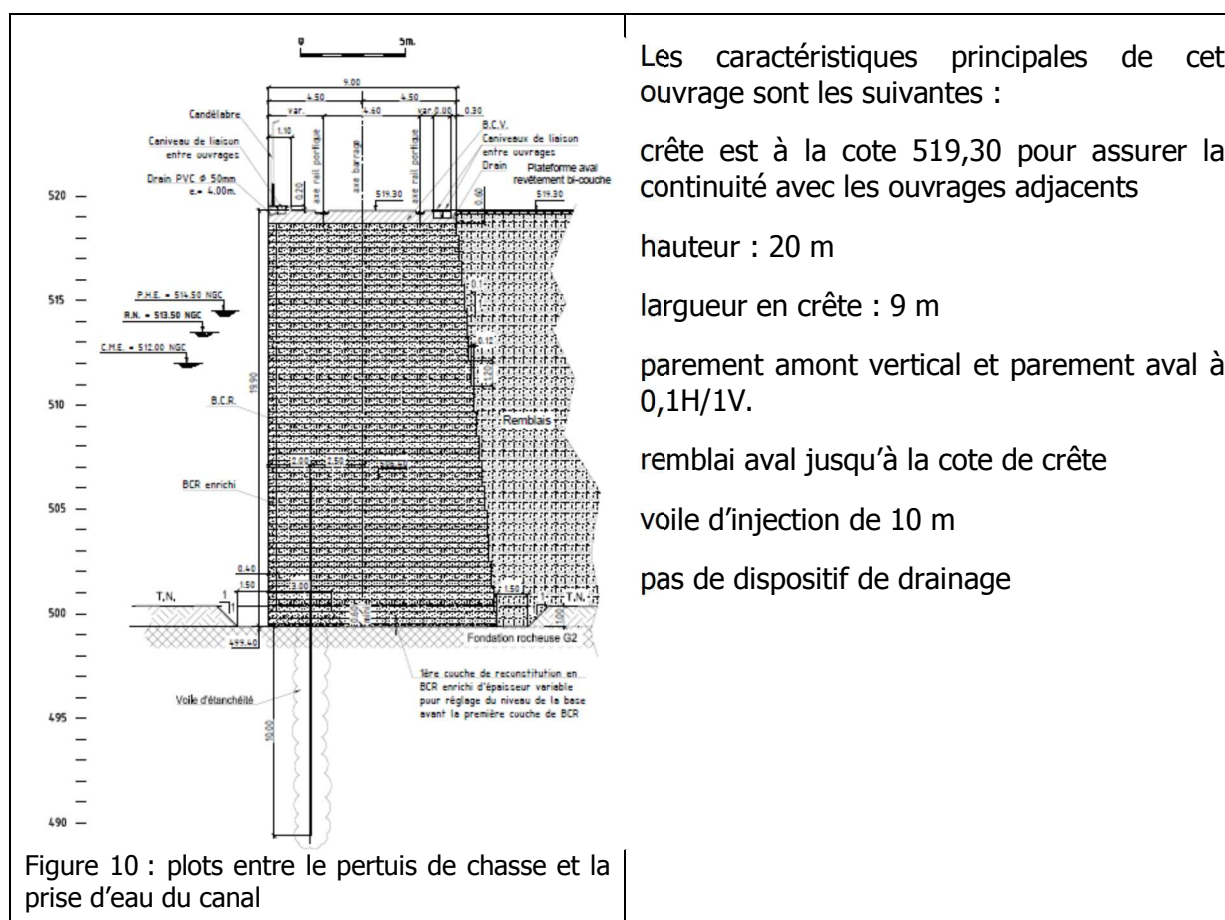
inconvenient vis-à-vis de la construction du seuil mais paraissent tout à fait justifiés.

On note que l'amplification sismique en crête du barrage n'a pas été prise en compte dans le calcul de stabilité du seuil labyrinthe. Compte tenu des niveaux d'amplification attendus, il nous paraît nécessaire de revoir la stabilité du seuil labyrinthe en cas de séisme.

- **Le panel recommande de reprendre la justification de la stabilité du seuil labyrinthe en cas de séisme en tenant compte de l'amplification en crête de barrage.**

5.3. AUTRES BARRAGES

5.3.1. PLOT DE TRANSITION ENTRE PERTUIS DE CHASSE ET PRISE D'EAU AMONT CANAL



La stabilité dans le sens amont aval est largement assurée pour les cas de charge statiques. Les cas sismiques sont dimensionnants.

La stabilité à vide sous la poussée des remblais n'a pas été vérifiée. Elle n'est probablement pas critique mais il serait bon de le vérifier, en combinaison avec le séisme OBE.

On note que le profil retenu est sensible au niveau de fondation du fait de son parement aval sub vertical. En cas de mauvaise surprise sur le niveau de fondation, il pourra être nécessaire de revoir le profil de ce plot.

5.3.2. BARRAGE DE FERMETURE RIVE GAUCHE

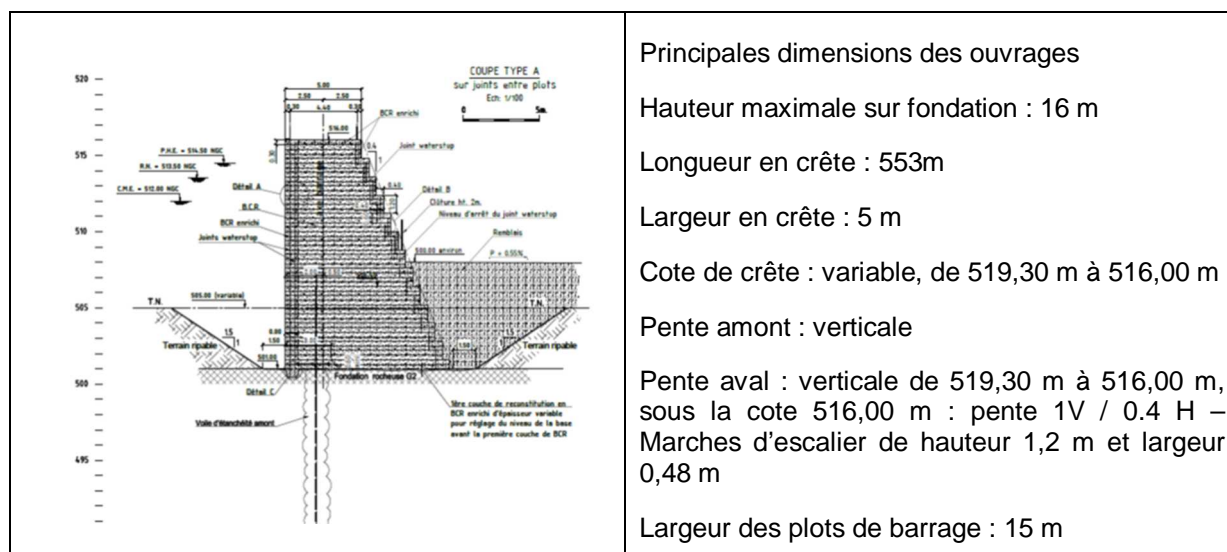


Figure 11 : Mur de fermeture en rive gauche

Le profil se distingue de celui du barrage déversant par une hauteur plus importante, une largeur en crête plus réduite et un talus aval plus raide. L'ouvrage est remblayé côté aval jusqu'à la cote 508 m. La conception générale est identique à celle du barrage déversant.

En particulier, un voile d'étanchéité est prévu comme sur le barrage déversant. Il n'est pas prévu de drainage aval.

Fondation

Selon les plans de l'APD, le barrage de fermeture est fondé, comme le barrage principal, sur des gneiss de bonne qualité (G2) ce qui est tout à fait pertinent, à la différence près que pour le barrage de fermeture cette qualité de fondation n'a pas été reconnue, ni donc confirmée directement. On se reportera au paragraphe **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** pour plus ample discussion.

La stabilité de ce profil est assurée avec des coefficients de sécurité supérieurs à celui du barrage déversant. Le fruit du talus aval à 0,4H/1V a été fixé pour des raisons constructives. On note que les conditions de stabilité sont sensibles au niveau de fondation effectif de cet ouvrage. Du fait de son fruit aval faible (0,4/1), il serait nécessaire de modifier le profil en cas d'approfondissement significatif de la fondation.

Niveau aval

Les niveaux aval appliqués pour le calcul de stabilité sont les niveaux dans la Sanaga à l'aval du barrage déversant. Cette hypothèse est justifiée pour les niveaux aval en crue qui peuvent remonter par le busage de franchissement de la Méloua.

Par contre, en saison sèche, il a été retenu une pression nulle au pied aval. Cette hypothèse est jugée trop optimiste compte tenu du fort encastrement prévu dans la fondation. Compte tenu des coefficients de sécurité calculés, la modification de cette hypothèse ne devrait pas avoir de conséquence sur le dimensionnement mais il convient de la vérifier.

- **Preciser par des reconnaissances le niveau réel de fondation de cet ouvrage**

➤ **Vérifier la stabilité dans les cas d'étiage de la Sanaga**

5.4. PERTUIS DE CHASSE

5.4.1. CONCEPTION DU GENIE CIVIL

L'évacuateur vanné est un cadre en béton armé, composé d'un radier horizontal à la cote 503 m dans la partie amont se raccordant à un radier également horizontal dans la partie aval, à la cote 501 m, destiné à protéger l'aval immédiat de l'ouvrage contre les érosions.

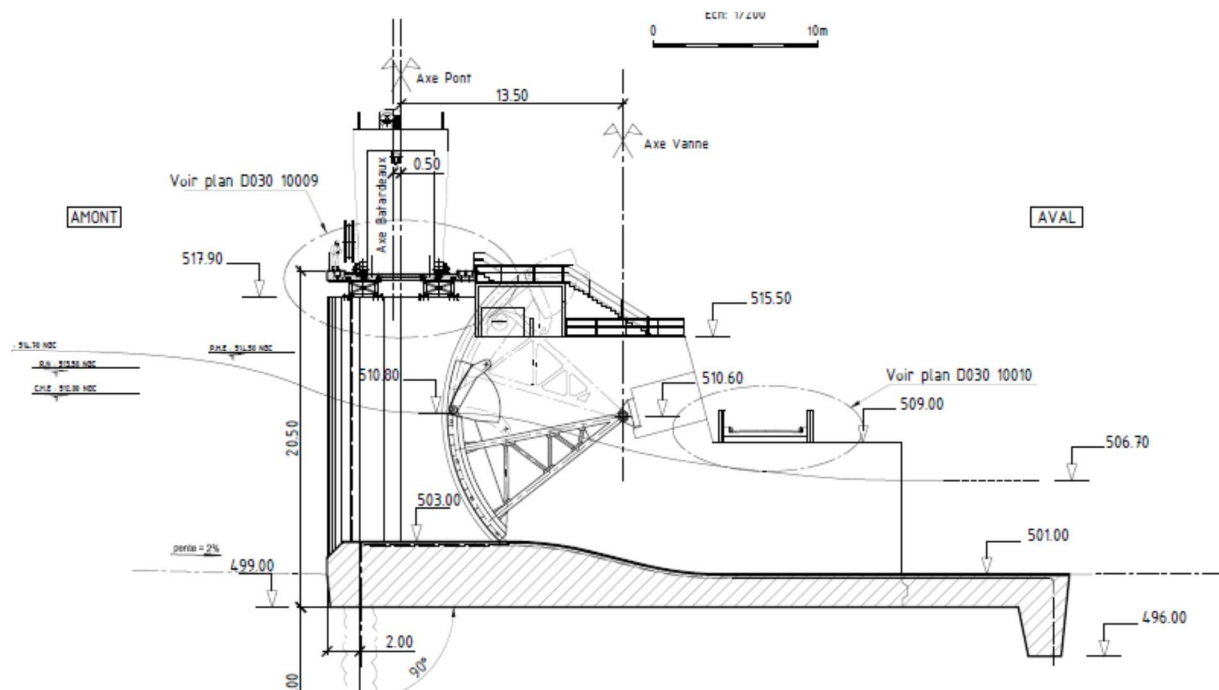


Figure 12 : Coupe sur le pertuis de chasse

L'épaisseur du radier est de 4 m à l'amont et 2 m à l'aval. Une bèche aval de 3 m de profondeur complète le dispositif anti affouillement.

Fondation

Le pertuis de chasse est fondé sur le rocher G1 à la cote 499 m. Il n'est pas prévu d'injection de consolidation systématique. Cette disposition est acceptable car l'ouvrage est fondé dans le lit de la Sanaga où le rocher altéré a été érodé.

Un voile d'étanchéité de 10 m de profondeur est prévu. Il n'y a pas de dispositif de drainage.

Ces dispositions sont jugées acceptables.

Epaisseur des piles

L'épaisseur des piles est de 3 m en rive droite et 4 m pour la pile centrale et la pile rive gauche. Ces épaisseurs permettent de loger les rainures de vannes et de mettre en place le ferrailage nécessaire.

Jointoiment

EDF propose que réaliser les joints de contraction au milieu des passes. Compte tenu de la fondation rocheuse de bonne qualité, ce choix paraît judicieux. Il n'y a pas de risque de tassement différentiel et la conception proposée est la plus simple du point de vue constructif.

Il est prévu un joint rive à rive à l'aval des piles. Il en résulte que les plots sont d'environ 35 m dans le sens amont aval, induisant un risque de fissuration. Il serait sans doute plus judicieux de positionner le joint aval au droit du bord amont du pont pour avoir des longueurs de plots plus équilibrées.

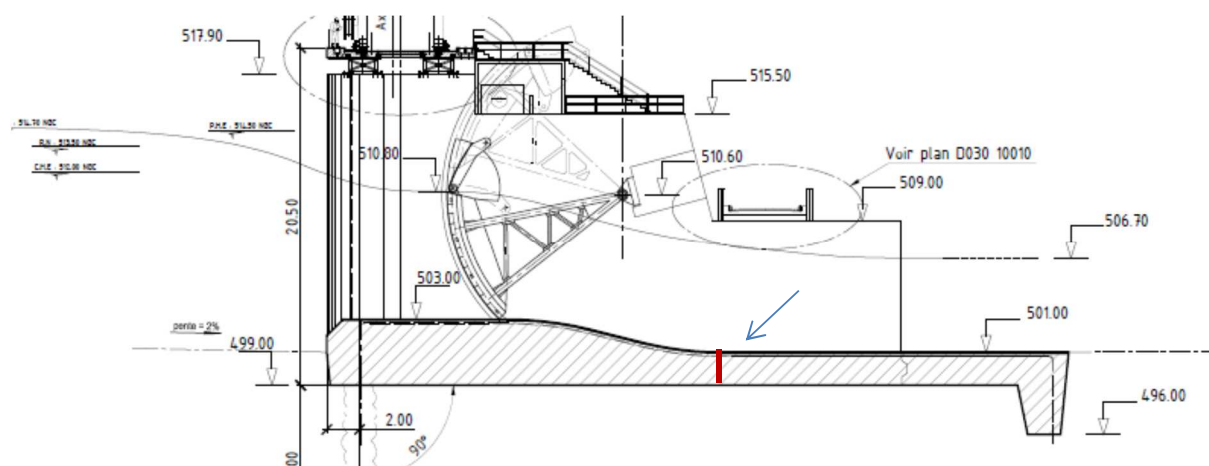


Figure 13 : Pertuis de chasse : joint rive à rive modifié

Calcul de stabilité

Le calcul de stabilité est réalisé sur un plot représentatif limité par les joints latéraux et aval.

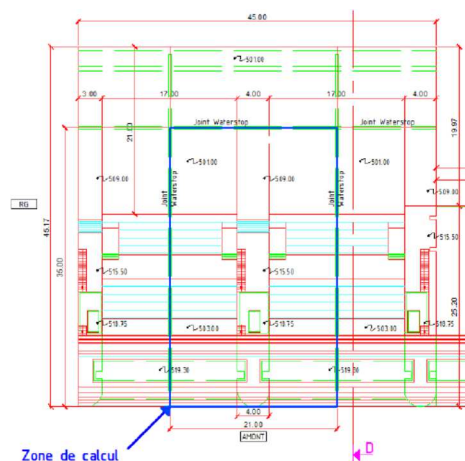


Figure 14 : Pertuis de chasse : zone de calcul de stabilité

La stabilité du plot est vérifiée au glissement, au renversement et à la flottaison. Les contraintes normales au contact avec la fondation ne sont pas données dans la note de calcul. Les éventuelles tractions au contact ne sont pas calculées, on vérifie seulement la stabilité au renversement.

En particulier la dalle aval de 2 m d'épaisseur nous paraît devoir être ancrée dans le rocher de fondation. En effet, elle est relativement peu épaisse et soumise aux fluctuations de

pression de l'écoulement turbulent à l'aval du seuil.

- ***Le Panel recommande de déplacer vers l'amont le joint rive à rive et d'ancrer la dalle aval dans le rocher.***

5.4.2. DISSIPATION D'ÉNERGIE

Il n'est pas prévu de dissipateur d'énergie. On a simplement une dalle de protection en béton armé prolongent sur 10 m le radier au-delà des piles se terminant par une bêche, faisant office de parafouille.

Cette disposition bénéficie d'un retour d'expérience favorable sur l'évacuateur du barrage de Songloulou, où il n'a pas été observé d'érosion problématique du chenal rocheux à l'aval du seuil, après une trentaine d'années d'exploitation dans un contexte comparable.

5.5. PRISE D'EAU DU CANAL USINIER

5.5.1. CONCEPTION

Trois pertuis de 17 m de largeur, fondés au rocher, séparés par des piles de 4 m. Ces pertuis permettent la mise en place, en eau équilibrée, de batardeaux pour la mise hors d'eau du canal.

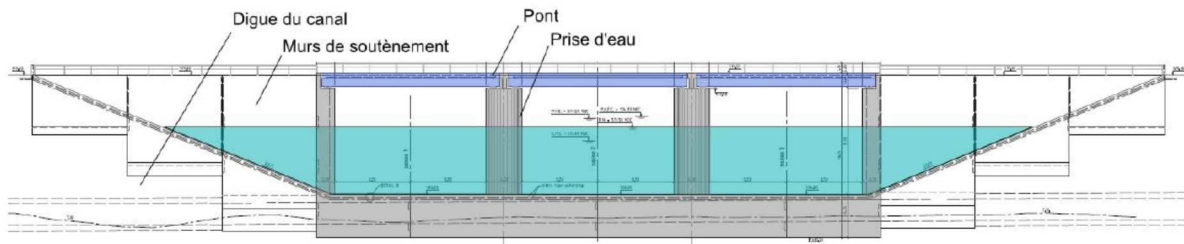


Figure 15 : Elévation aval de de la prise d'eau du canal usinier

5.5.2. GENIE CIVIL

Fondation

L'ouvrage est supposé fondé à la cote 501,25 m sur le rocher G0r à minima. Si nécessaire, une bêche sera réalisée au droit du voile d'injection afin d'atteindre l'horizon G1 moins fracturé.

Un voile d'injection de 10 m de profondeur en continuité avec le voile d'injection du barrage de fermeture est prévu. Le radier est drainé par des drains débouchant dans la galerie de transfert de la Méloua.

Stabilité

Les cas dimensionnants sont les cas où l'entrée du canal est batardée et le canal à sec.

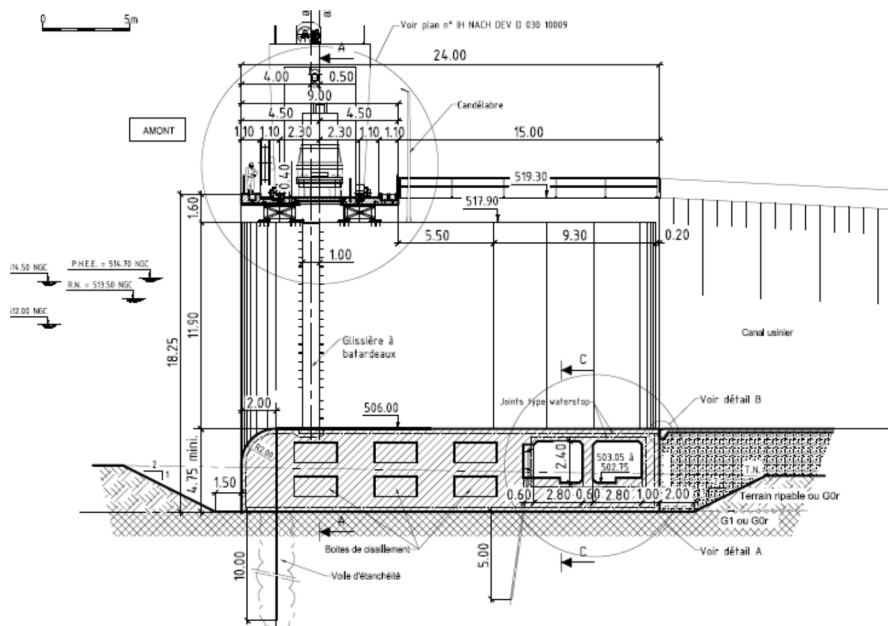


Figure 16 : Coupe amont-aval sur la prise d'eau du canal usinier

5.5.3. PROTECTION CONTRE LES FLOTTANTS

La protection contre les flottants est assurée par une drome flottante entre le mur de fermeture rive gauche et la fermeture rive droite des pertuis de prise d'eau.

Il n'est par contre pas prévu de grilles. On note qu'au barrage de Memve'ele, un choix différent a été fait : présence d'une grille à l'entrée du canal mais pas de drome.

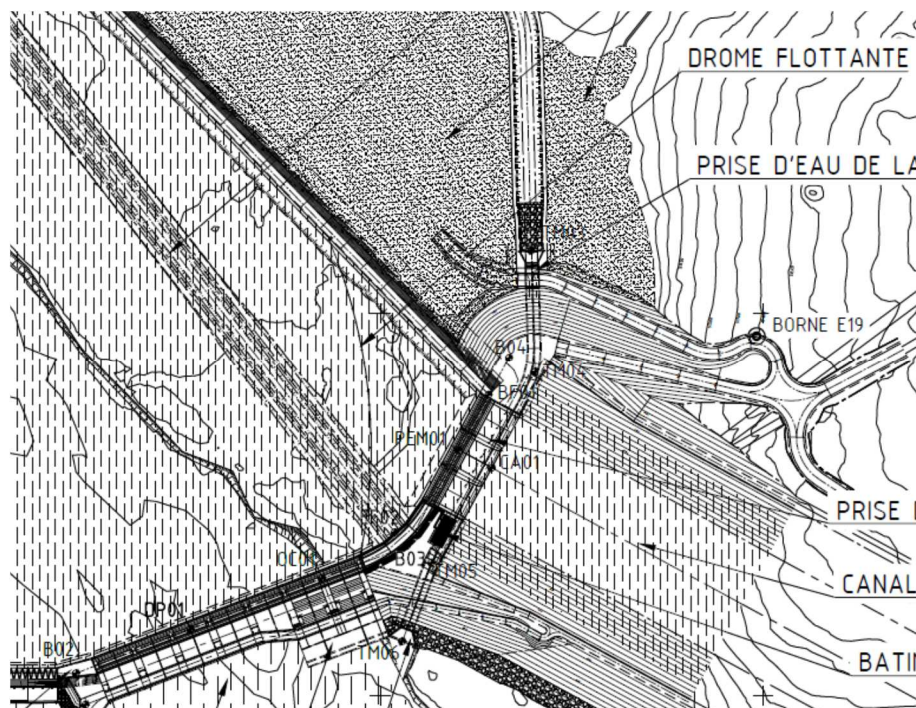


Figure 17 : Prise d'eau du canal usinier – protection contre les flottants

La drome renvoie les flottants vers les pertuis de chasse qui sont équipés de clapets embarqués permettant l'évacuation des flottants.

Ces dispositions sont jugées pertinentes.

5.5.4. PROTECTION CONTRE LES ENTREES DE SEDIMENTS

Des optimisations ont été apportées à la conception hydraulique de la prise d'eau du canal usinier en vue de limiter le transit sédimentaire vers l'usine :

- calage du radier de la prise 3 m plus haut que le radier des pertuis de chasse,
- mise en œuvre de la digue de fermeture rive gauche, qui limite les dépôts en zone d'eau morte,
- création d'un épi sous-fluvial destiné à guider les courants de fond vers les pertuis de chasse, et
- suppression du musoir proposé entre la prise d'eau et l'ouvrage d'évacuation des crues, de manière à limiter la création de dépôts « bloqués » en entrée de canal.

Il est toutefois noté que ces dispositions restent d'une efficacité limitée. Il est estimé qu'elles devraient permettre de limiter les volumes transités par le canal à 240'000 m³/an (à comparer avec le flux annuel de 630'000 m³). Ce débit solide est jugé par EDF encore trop important pour être compatible avec une exploitation optimale de l'aménagement.

D'où il résulte la proposition d'envisager une exploitation des sables à l'amont de la retenue pour limiter la charge sédimentaire transitée par l'usine.

5.6. CANAL USINIER

5.6.1. CONCEPTION GENERALE

Le canal usinier est probablement la partie la plus délicate de l'aménagement. En effet, les digues sont de hauteur conséquente, jusqu'à 23m, de grande longueur, deux fois 3,3 km, et sur une fondation meuble pouvant atteindre 8 m de profondeur.

Suivant la réglementation française, il s'agit de barrages de classe A et l'enjeu en cas de rupture est le même que celui des barrages amont.

Les digues sont organisées de façon assurer l'étanchéité du canal et un rabattement des eaux en cas de fuite du revêtement. On trouve de l'amont vers l'aval :

- un revêtement en béton armé de 20 cm d'épaisseur,
- une couche drainante qui permet la collecte des fuites du canal et d'évacuer les débits,
- un corps de digue en matériaux fins étanches,
- un filtre granulaire protégeant le corps de digue contre l'érosion interne,
- un massif aval en tout-venant rocheux (G0r), et
- un drain de pied au contact de la fondation dans la partie aval du profil.

Les fruits des talus intérieurs et extérieurs ont fixés à 2H/1V par l'étude de stabilité.

Cette conception est sécuritaire car elle met en œuvre une double protection contre les désordres liés aux fuites. La première ligne de défense est le revêtement étanche en béton armé avec joints équipés de waterstops et drainage sous dalle. En cas de fuites massives qui satureraient le système de drainage, les remblais sont organisés de façon à rabattre la ligne de saturation dans la digue et assurer sa stabilité en mode dégradé.

Par ailleurs cette conception utilise de façon judicieuse les déblais meubles et rocheux générés par la construction du canal et de l'usine.

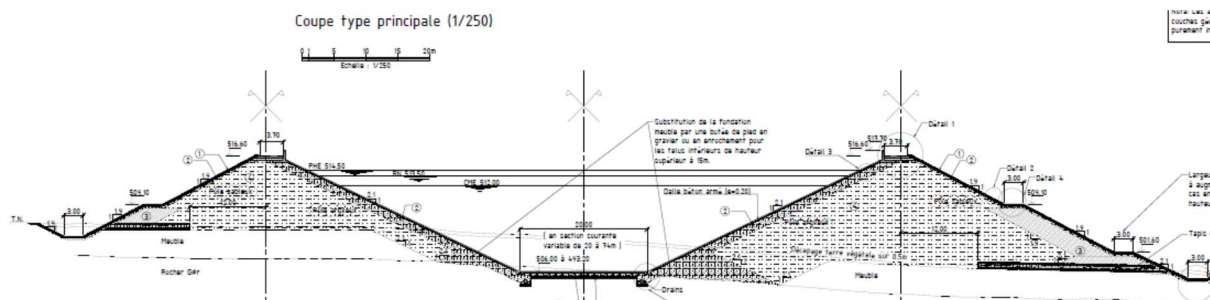


Figure 18 : Coupe type sur le canal

Coupe type en déblai

Le Panel considère qu'un filtre granulaire ou géotextile est nécessaire pour protéger le drain en gravier concassé dans les zones où le canal est en déblai.

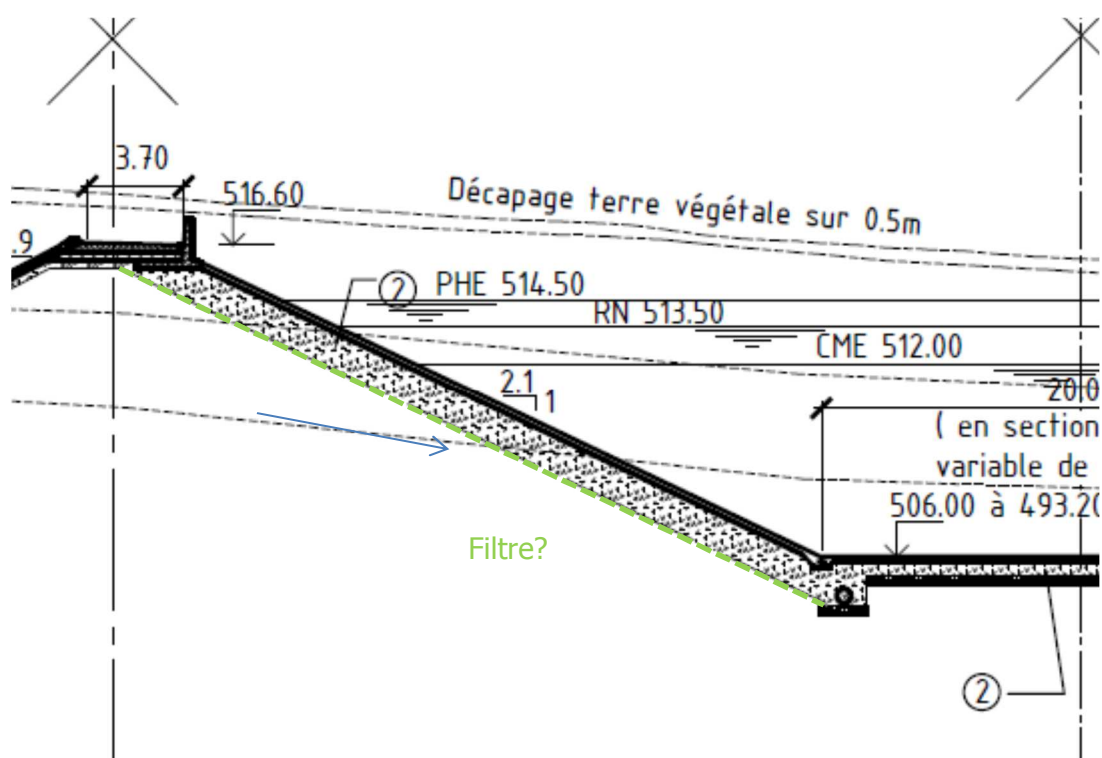


Figure 19 : Canal usinier – coupe-type en déblai

Construction des digues

Une difficulté pour la construction du corps de digue en matériaux fins sera la sélection des matériaux. Deux grandes familles seront disponibles, des argiles latéritiques dont les caractéristiques sont variables avec la profondeur et des gres plus sableux.

Il y a également la problématique des matériaux trop sableux, sans cohésion. Il est indiqué que ces matériaux, présents en faible quantité dans les thalwegs seront purgés.

Il est prévu le passage des matériaux par des stocks tampons. Cela permettra d'effectuer une homogénéisation des matériaux plus argileux et plus sableux. L'intervention d'un géologue sur le chantier sera nécessaire pour assurer le tri et l'homogénéisation du matériau

repris sur stock.

Contrôle des pressions interstitielles

Il est prévu de mettre en place les matériaux du coté sec de l'optimum Proctor dans la fourchette [-2%, 0%] de façon à limiter le risque de développement de pression interstitielle dans les remblais. En effet, on ne recherche pas l'étanchéité, qui est assurée par le revêtement en béton armé. On évitera également le surcompactage des matériaux qui augmente également le risque de saturation des remblais et de développement des pressions interstitielles.

Ces spécifications sont jugées bien adaptées et le risque de développement de pression interstitielle dans les remblais pendant la construction est jugé faible.

Il n'en est pas forcément de même avec la fondation. En effet, si la fondation argileuse de la digue est saturée, il y a risque de développement de pressions interstitielles. Ce risque est principalement lié à la position de la nappe pendant la construction et à la déformabilité des matériaux. D'après les indications géologiques, il semblerait que la nappe soit rencontrée vers la base des formations meubles au contact du rocher G0r qui jouerait le rôle de drain, ce qui serait favorable.

Il est recommandé de vérifier cette hypothèse en synthétisant les données disponibles sur l'hydrogéologie de la rive gauche de la Sanaga dans laquelle s'inscrit le canal de façon à anticiper ces risques.

Géotechnique : cohésion des matériaux de fondation

La cohésion prise en compte dans la fondation meuble est de 30 kPa dans les latérites, 10 kPa dans le gore sablo-argileux et 5 kPa dans le gore sableux.

Matériau de fondation	Dénomination de la note 7.02 (indice A)	Caractéristiques
Fondation « latéritique » Classification F62 : « Argile peu plastique » ²³ <i> fines > 50%</i>	Latérite	Poids volumique sec = 17 kN/m ³ C' = 30 kPa Φ' = 25°
Fondation « Gore sablo-argileux » Classification F62 : « Sable argileux » <i> 12% < fines < 50%</i>	Gore	Poids volumique sec=16kN/m ³ C' = 10 kPa Φ'=30°
Fondation « Gore sableux » Classification F62 : « Sable de transition » <i> 5% < fines < 12%</i>	<i>Non défini</i>	Poids volumique sec=16kN/m ³ C'=5 kPa Φ'=30°

Tableau 8 : Caractéristiques géotechniques des matériaux de fondation du canal

Ces valeurs sont raisonnables pour un matériau non saturé. Elles sont difficiles à justifier pour les fondations en situation saturée.

On retrouve qu'un paramètre majeur de la stabilité des digues est la position de la ligne de saturation dans les formations meubles sur lesquelles elles sont fondées.

Il est recommandé de vérifier la stabilité à long terme des digues en faisant une hypothèse sur le toit de la nappe et sans prendre de cohésion pour la fondation meuble.

Le Panel recommande :

- d'effectuer des essais triaxiaux sur échantillons intacts représentatifs prélevés dans la fondation.
- d'étudier le niveau de la nappe de versant pour déterminer si on est en caractéristiques saturées ou non saturées dans la fondation des digues.

Tassement

Neuf essais œdométriques ont été réalisés pendant la phase APS. Ils sont considérés comme douteux par EDF. Toutefois, ils ont montré une contrainte de pré-consolidation faible et un coefficient de compressibilité élevé, laissant craindre des tassements importants pluri décimétriques.

Ces tassements sont sans conséquences s'ils se produisent avant la construction du revêtement. Ils peuvent être dommageables s'ils restent des tassements résiduels importants après la construction du revêtement. Par ailleurs, la mise en eau du canal peut également occasionner des déformations supplémentaires.

D'autre part, si des tassements importants sont attendus, il convient d'en tenir compte dans le calage de l'étanchéité et de la crête de digue.

EDF envisage dans la note de conception du canal (5.5-13) de choisir un revêtement en béton bitumineux si un risque de tassements importants était confirmé.

Ces questions n'ont pas été clarifiées dans l'APD et introduisent des aléas sur la conception et la construction du canal.

Le Panel recommande que des prélèvements intacts et une série d'essais œdométriques soient réalisés dans les matériaux de fondation pour clarifier cette problématique importante.

Sur la base de ces essais, une modélisation bidimensionnelle élastoplastique par Eléments Finis (type Plaxis) de la digue et sa fondation meuble permettrait de mieux cerner les tassements à attendre pendant la construction et pendant l'exploitation.

Auscultation

Le Panel recommande :

- d'équiper les forages de reconnaissances en cours de réalisation en piézomètres et d'effectuer des relevés réguliers de façon à améliorer la connaissance de l'hydrogéologie de la rive qui a une influence directe sur la stabilité des digues du canal.
- de prévoir des cellules de pressions interstitielles dans les digues et leur fondation pour vérifier les hypothèses du calcul de stabilité et en particulier les pressions interstitielles dans la fondation et les remblais argileux pendant la construction.

Calcul de stabilité

Il est dit que les digues sont dimensionnées en respectant strictement les coefficients de sécurité limite, en particulier dans le cas d'une fondation en argile sableuse. Une cohésion de 30 kPa a été prise en compte dans ces calculs.

Il est recommandé de vérifier que les coefficients de sécurité limite ne sont pas atteints si on

suppose une cohésion nulle dans la fondation meuble sous nappe.

5.7. AILES EN BCR DE LA PRISE D'EAU

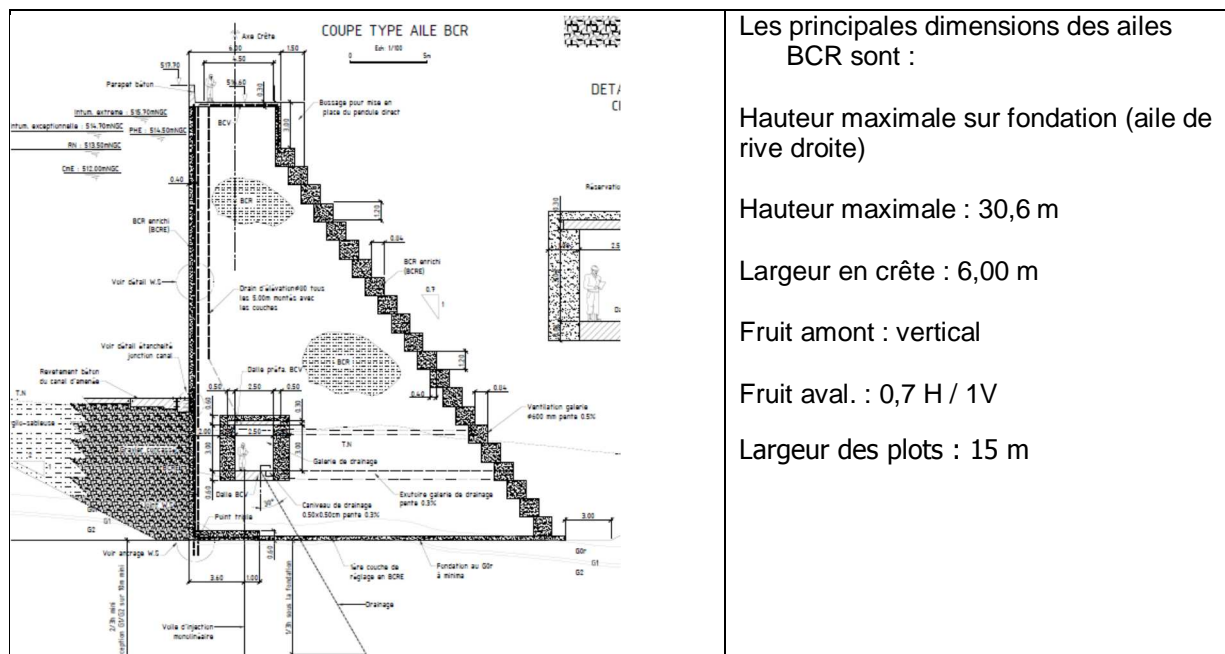


Figure 20 : Ailes en BCR de la prise d'eau

Les principales dimensions des ailes BCR sont :

Hauteur maximale sur fondation (aile de rive droite)

Hauteur maximale : 30,6 m

Largeur en crête : 6,00 m

Fruit amont : vertical

Fruit aval : 0,7 H / 1V

Largeur des plots : 15 m

Conception

Les ailes en BCR sont des ouvrages complexes soumis à la fois à la pression hydrostatique directe de l'eau du canal et à la poussée des remblais des digues du canal dont elles assurent la fermeture.

La conception générale est voisine de celles des autres barrages en BCR du projet : parement amont vertical, parement aval en marche d'escaliers, voile d'injection à l'amont.

Par contre, du fait de la plus grande hauteur du profil, une galerie de drainage a été introduite dans le corps du barrage, permettant de drainer le corps du barrage et la fondation.

Drainage

Le corps du barrage est drainé par drains verticaux montés en même temps que les couches de BCR. Il est prévu un raccordement incliné à la galerie de drainage. Comment est réalisé ce raccordement ?

Par ailleurs, on attire l'attention sur le fait que le mur en béton entre le parement amont et la galerie est soumis à de forts gradients. Un soin particulier devra être apporté à sa réalisation.

Le remblai sous le plafond du canal est drainant et il est fait l'hypothèse que la pression hydrostatique du canal ne s'applique pas dans le remblai sous le canal. Un drain de diamètre 1600 mm assure l'évacuation vers l'aval du débit drainé sous le canal. Ce drain est un élément critique de la conception. Il est visitable. Ces dispositions sont satisfaisantes.

Fondation

Les ailes en BCR sont fondées, a minima, au rocher altéré (classement G0r). On note que le niveau de fondation choisi est G0r alors que les barrages amont sont fondés sur le rocher sain G1/G2. C'est surprenant pour l'ouvrage de plus grande hauteur du projet.

Il est fait l'hypothèse que des fissures subhorizontales de décompression peuvent être présentes sous les ouvrages aval. Les caractéristiques de fondation retenues pour les calculs sont les suivantes :

- angle de frottement : 37°
- cohésion : 0 kPa

On note que ces caractéristiques sont très voisines de celles qui ont été prises en compte sur les ouvrages amont pour le rocher G1/G2.

Sur la coupe type reproduite ci-dessus, on note que la partie amont du profil est fondé sur le niveau G1/G2 alors que la partie aval est fondée sur le G0r. Cela ne paraît pas judicieux. En effet, la partie aval de la fondation est la plus sollicitée en compression et en cisaillement.

- **Le Panel recommande de fonder les ailes en BCR de la prise d'eau sur le rocher G1/G2.**

Remblai du canal

Le remblai du canal s'appuyant contre le mur est supposé en remblai drainant. Il n'y a pas de plan montrant l'arrangement des remblais dans cette zone de contact. Un angle de frottement de 40° a été retenu pour cette zone drainante. Cela paraît optimiste s'il s'agit de gravier concassé tout venant. Si on retient un angle de frottement plus sécuritaire de 37°, le coefficient de poussée est égal à 0,40 (formule de Jacky) à comparer avec la valeur de 0,36 retenue.

Par ailleurs, il n'a pas été possible de trouver le niveau des terres pris en compte dans les différents calculs prenant en compte la poussée des terres. On note également que le coefficient K_0 est pris égal à 1 dans certains calculs, par exemple page 32 de l'annexe 2 (Calcul des ailes en BCR). Ce point est à clarifier.

Auscultation

Il est prévu d'ausculter ces barrages par deux pendules directs dans la zone d'appui des digues du canal. Cette disposition est satisfaisante bien qu'un peu limitée. Deux pendules par rives dont l'un à proximités du bloc usine donneraient une vision plus complète des déplacements de ces ouvrages.

Par ailleurs, s'agissant du barrage de plus grande hauteur, et d'une certaine façon le plus critique, compte tenu de sa proximité de l'usine, le Panel recommande une auscultation piézométrique de l'ouvrage.

5.8. INJECTION DE CONSOLIDATION

Le projet prévoit la réalisation des injections de consolidation sous les ouvrages au cas par cas suivant le jugement du géologue.

Compte tenu de l'existence d'une transition entre les terrains meubles et le rocher sain G3 via G0s-f-r, G1 et G2, le Panel considère que des injections de consolidation devraient être prévues par principe. Les faire dépendre du jugement du géologue (aussi bons soient-ils tous) paraît un peu hasardeux.

Le Panel pense qu'on pourrait les envisager "à la demande" pour le barrage principal, où le rocher de qualité médiocre a été érodé mais où il n'est pas exclu d'intercepter une faille.

Pour les ouvrages "hors Sanaga", de surcroît fondés à relativement faible profondeur, le Panel serait d'avis de prévoir ces injections plus systématiquement. Le Panel propose d'inverser le principe de la demande et dire que suivant les conditions géologiques rencontrées à l'excavation, elles pourraient être localement supprimées (fondation sur rocher massif par exemple) sur base du jugement du géologue et de l'ingénieur.

5.9. USINE

5.9.1. GENIE CIVIL

Le génie civil de l'usine est classique et n'appelle pas de commentaire.

5.9.2. AUSCULTATION

Dans plusieurs usines dont la conception générale est proche de celle de Nachtigal, à savoir usine considérée comme extérieure mais dont l'implantation a exigé un déroctage profond, les groupes de production ont connu des problèmes (ligne d'arbre et jeux aux paliers) engendrés par des contraintes transmises par le rocher entourant les équipements (convergence ou déformations). Le lien entre ces problèmes mécaniques et le terrain n'a pas toujours été établi rapidement ni facilement, il serait donc utile de prévoir un dispositif d'auscultation, qui peut être très sommaire, afin de suivre le comportement de l'usine dans la durée.

5.10. CONDUITES FORCEES

Le Panel attire l'attention sur le problème d'éventuel tassement différentiel des appuis des conduites à l'amont de l'usine et de l'usine qui est une cause fréquente de désordre sur les conduites forcées. Toutefois, les ouvrages étant fondés au rocher, ce risque est faible pour le projet.

6. MATERIEL HYDROMECHANIQUE (VOL 9 ET VOL 16)

VOL 1/Note 1.07 Critères de conception des organes hydromécaniques

Les commentaires sont intégrés à ceux du VOL 9 ci-après.

VOL 9/Note 9.01 Note de conception des organes hydromécaniques

3. Dispositions de conception communes aux différents organes :

Pas de commentaire.

4. Conception des organes des ouvrages amont :

Voir commentaires en 6.2, 6.3 et 6.4 ci-dessous.

6.1. PERTUIS DE CHASSES

VOL 9 - 4 Conception des organes des ouvrages amont

4.3 Vannes de chasse/dégravement

Pas de commentaire sur le choix de vannes de type segment équipées de clapets qui sont tout à fait adaptées pour la fonction.

Article 4.3.1.3 Manœuvre :

En ce qui concerne le choix des organes de manœuvre, l'usage de vérins pour la vanne et le clapet semble plus approprié au Panel compte tenu notamment de la faible fréquence probable d'ouverture complète de la vanne. En effet, sauf fournitures spéciales, les fabricants de chaînes Galle recommandent une manœuvre complète de celles-ci tous les deux mois environ pour assurer leur flexibilité. Cette contrainte d'entretien, en complément du coût généralement supérieur de la solution treuils à chaînes, fait que le choix du système de manœuvre mérite une étude technico-économique comparative.

D'une manière générale le Panel recommande de privilégier la manœuvre par vérins des vannes (du moins celles de hauteurs comparables à celles des vannes du projet). Toutefois, pour les vannes segment de décharge certains arguments développés ultérieurement pour les vannes de tête ne sont pas à retenir car ces vannes n'ont pas à manœuvrer rapidement et leur manœuvre en l'absence totale d'énergie électrique n'est pas prévue.

Si toutefois, la solution treuils à chaînes était conservée pour la vanne, il est conseillé de revoir la synchronisation mécanique de ces treuils car la solution proposée (arbre mécanique de liaison des treuils de 17 m de longueur), outre son coût, risque d'être difficile à mettre en œuvre de par la position des treuils sur les piles. Cette synchronisation peut-être avantageusement remplacée par une solution arbre électrique (Selsyn de puissance) ou par codeurs (solution la plus utilisée à l'heure actuelle). Ces dispositifs de synchronisation sont utilisés depuis longtemps et sont tout à fait fiables.

Par ailleurs, y compris dans le cas où la solution treuils serait conservée pour la vanne, le Panel recommande vivement d'abandonner la manœuvre des clapets par chaîne Galle au

profit d'un système à vérins plus simple et plus fiable (à l'ouverture en particulier). Le système envisagé dans l'APD demande des sécurités très fiables dans l'automatisme (gestion du mou de chaîne) afin d'éviter tout dommage structurel du clapet lors de manœuvre d'ouverture de la vanne.

La manœuvre de clapets par vérins est maintenant retenue de façon quasi systématique y compris lorsque la vanne segment est manœuvrée par treuil.

4.4 La drome

Page 29 Article 4.4.1 Disposition générales :

Il est nécessaire de prévoir le lestage du filet pour éviter son retournement par les objets flottants.

6.2. PERTUIS D'ENTREE DU CANAL

Les trois pertuis d'entrée canal peuvent être batardeés en eau morte après arrêt des groupes ce qui permet, si nécessaire, de réaliser des travaux de maintenance dans le canal usinier.

Les conditions hydrauliques d'exploitation (apports et remplissage de la retenue de Lom Pangar) ne permettent pas toujours de limiter le débit entrant à Nachtigal à une valeur contrôlable par les vannes de décharge. Si les batardeaux d'entrée canal ne peuvent être mis en place qu'en eau morte, un incident sur le canal peut engendrer d'importantes pertes de production s'il intervient alors qu'il faut attendre plusieurs mois avant de pouvoir batardeer et réparer l'ouvrage.

Le Panel conseille donc d'étudier la possibilité de batardage en eau vive des pertuis d'entrée canal. Il ne s'agit pas de concevoir un dispositif à demeure de type vanne batardeau et organe de manœuvre dont le coût ne serait probablement pas justifié compte-tenu de la faible probabilité d'utilisation mais plus simplement de faire en sorte que le batardage soit possible dans un délai raisonnable et maîtrisé en cas d'incident.

Dans la mesure où les batardeaux vont être équipés de galets permettant de diminuer fortement les efforts de manœuvre en charge afin de pouvoir obturer les pertuis de dérivation en eau vive, et où la hauteur à obturer est inférieure pour les pertuis d'entrée du canal, ces batardeaux doivent être à même de couper le débit des pertuis du canal sans lest additionnel. La hauteur à obturer limitée à 8 m pour les pertuis du canal rend en effet le batardage moins contraignant que pour les pertuis de dérivation provisoire.

Le portique à batardeaux va donc être conçu pour la manœuvre de ces batardeaux dont le poids nécessaire à la coupure du débit sera déterminé par l'entreprise retenue. En théorie le batardage des pertuis en eau vive du canal devrait donc être possible.

Le Panel considère cependant qu'une réflexion complémentaire devrait être menée au niveau APD. En effet l'empilage en eau vive d'éléments de batardeaux avec un palonnier est par expérience difficile et souvent limitée à la descente du premier élément. Le Panel recommande de prévoir la possibilité d'assemblage hors de l'écoulement des deux éléments inférieurs ainsi que la manœuvre de ces éléments avec un dispositif spécifique (vérins creux par exemple). Ce dispositif n'a pas à être installé à demeure et l'appel à une entreprise spécialisée peut être nécessaire mais le fait de prévoir l'opération à l'avance permet de sécuriser l'opération en particulier en s'assurant dès la conception que le génie-civil est prévue pour celle-ci (reprise de charges, points d'ancrages...).

6.3. PRISE USINIÈRE

VOL 9 - 5 Conception des organes de la prise d'eau usinière.

5.3 Batardeaux

5.3.1 Description générale

Le tableau du dimensionnement du batardeau de la prise n'est pas clair. Préciser les dimensions des pertuis (largeur, hauteur) et niveau de calage du seuil et de la traverse frontale.

Il n'est prévu qu'un seul jeu de batardeaux à la prise usinière. En l'absence de planning de construction le Panel ne peut se prononcer sur le fait que la sécurité hydraulique puisse être assurée par ce jeu de batardeaux et les vannes de tête qui peuvent éventuellement être mises en place par des moyens temporaires si les dispositifs permanents ne sont pas disponibles ce qui est assez courant. Ce point est à vérifier.

5.4 Le portique à batardeaux

Pas de commentaire.

5.5 Les vannes de tête

5.4.1.2 Manœuvre

Un organe de sécurité tel que les vannes de tête doit pouvoir se fermer de façon fiable et contrôlée sans apport d'énergie électrique.

Le Panel considère qu'une manœuvre par vérin qui permet de fermer rapidement le pertuis en cas de manque de courant est largement préférable à la solution treuils à câbles. Ceux-ci sont lents et nécessitent soit de l'énergie pour fermer les vannes soit des systèmes de ralentissement et de freinage souvent complexes et pas toujours fiables (système à inertie).

Par ailleurs la faible hauteur du pertuis des vannes limite le nombre de brimbales nécessaires et l'impact de la solution vérin sur les opérations de maintenance exigeant de sortir la vanne de son pertuis est très faible (la hauteur de brimbales des vannes de tête de Serre-Ponçon est de l'ordre de 100 m).

Cette remarque est à considérer avec une attention accrue dans le cas où il serait finalement décidé de supprimer les vannes de pied de conduite (voir § 5.2.1).

Lors de la journée d'échanges techniques du 22 janvier, l'ingénieur hydro mécanicien du CIH a essentiellement justifié le choix systématique fait au niveau APD consistant à retenir aucun système de manœuvre à vérin pour la vantellerie pour des raisons de rusticité et de fiabilité.

L'expert EM du Panel reconnaît que des problèmes de fonctionnement ont été rencontrés avec les systèmes oléo-hydrauliques en particulier depuis la généralisation de l'usage de la haute pression (typiquement 120 bars et au-delà). Ces problèmes sont le plus souvent liés à la qualité de l'huile et peuvent se régler facilement par un simple filtrage systématique y compris de l'huile neuve dont la qualité hors fût n'est pas suffisante pour le fonctionnement en haute-pression. Les autres causes courantes sont liées à une qualité de montage insuffisante (nettoyage des tuyauteries ...), problème qui peut facilement être réglé avec une supervision de chantier adéquate.

Les équipements quant à eux (vérins, pompes, matériels de distribution) sont d'une excellente fiabilité et leur maintenance ne pose pas de problème particulier. Le coût de ce type de manœuvre est par ailleurs généralement compétitif. Le Panel considère donc qu'il n'y a aucun problème à choisir des dispositifs de manœuvre oléo-hydrauliques pour la vantellerie de Nachtigal et rappelle que ceux-ci sont de toute façon incontournables pour les turbines (vannage et vanne fourreau si celle-ci est maintenue), la technologie doit donc être maîtrisée par l'exploitant. Les éléments comparatifs de complexité et de coût sont par ailleurs traités aux cas par cas.

Pour ce qui est de la vanne de tête le Panel recommande la manœuvre par vérin pour des raisons de sécurité et de fiabilité. L'écart de coût entre treuils à câbles et vérins n'est a priori pas déterminant même si les treuils à câbles sont effectivement peu coûteux notamment par rapport aux treuils à chaîne Galle.

VOL 9 - 6 Les organes situés au niveau de l'usine

6.1.3 Disposition de stockage (des batardeaux aval)

Vol 9-9-11 (p 18) :

L'élément supérieur des batardeaux devrait bien être stocké légèrement « en aval » comme il apparaît sur les plans (p 105 dossier de plans et schémas) et non « en amont » comme indiqué dans le texte.

6.2.1 Le portique à batardeaux

Pas de commentaire.

6.4. CONDUITES FORCÉES

Les plans des conduites forcées montrent des éléments toriques difficiles voire impossibles à fabriquer. Les conduites devront être réalisées par tronçons rectilignes soudés. Cela ne remet pas en cause le tracé général de ces conduites mais le détail des plans fournis ne correspond pas réellement à ce que pourra être la réalisation.

6.5. USINE

6.6.1 CONCEPTION DE L'USINE VIS-A-VIS DE SON EXPLOITATION FUTURE

Note V1-1.01 Notice des scénarios de fonctionnement

Paragraphe 3.1 Type de turbine :

Le choix du type de turbine, Francis ou Kaplan, aurait mérité d'être justifié plus précisément dans l'APD par une comparaison technico-économique faisant apparaître les productions d'énergie en fonction du nombre de groupes et le coût des deux solutions. Ceci même si la très faible variation de hauteur de chute en exploitation n'oriente effectivement pas naturellement vers une solution Kaplan. En effet, comme indiqué dans la notice, la grande capacité de variation de débit des turbines Kaplan (et leurs meilleurs rendements) pourrait influencer sensiblement le nombre de groupes à installer. A capacité égale une turbine Kaplan est effectivement sensiblement plus chère qu'une turbine Francis, le meilleur rendement ne permet de compenser l'écart de coût pour des chutes de l'ordre de celle de Nachtigal mais la solution Kaplan peut cependant devenir plus attractive s'il est possible de

jouer sur le nombre de groupes.

Par conception les turbines Kaplan ont par ailleurs l'avantage de pouvoir fonctionner en déchargeur avec un débit nettement plus important que le débit de marche à vide ce qui aurait pu être valorisé pour la gestion des transitoires sur déclenchement. Un échange a eu lieu sur le sujet lors de la journée du 22 janvier et le CIH a indiqué que les constructeurs de turbine considéraient la chute comme trop importante pour assurer ce fonctionnement. Ce point n'est pas remis en cause par l'expert EM du Panel qui n'a effectivement pas de référence de turbine Kaplan fonctionnant en déchargeur pour des chutes de plus de 35 m.

Compte-tenu du niveau de l'APD actuel et de l'importance du planning sur les projets, notamment en financement de projet, le Panel ne remet pas en cause le choix de turbines Francis qui sont adaptées au fonctionnement prévu et dont la maintenance est plus aisée et moins coûteuse que celle des turbines Kaplan.

Volume 1 / Note 1.06 Note d'orientation-critère électromécanique

5.2.1 Organe de sécurité amont des turbines

Le Panel n'a pas d'objection de principe à l'usage de vannes fourreau dont il a l'expérience et dont le fonctionnement est jugé fiable. Toutefois, l'option vanne papillon, intrinsèquement moins coûteuse (partie équipement), et qui présente l'avantage de pouvoir se fermer sans apport d'énergie extérieure, est plus habituelle pour une installation de ce type.

La solution papillon a visiblement été éliminée pour des raisons d'encombrement sur la base de la conception de l'étude de préféabilité qui n'intégrait alors pas de vanne de pied de conduite et dans laquelle l'essentiel des équipements à l'intérieur de la centrale a été placé en amont. Le Panel comprend la logique retenue et est conscient du fait que la solution papillon exigerait de revoir en profondeur la conception de l'usine ce qui n'est a priori pas souhaitable, voire envisageable, à ce stade du projet.

Par ailleurs le Panel a bien intégré les arguments mis en avant pour la mise en place d'une vanne de pied de conduite et les partage en partie même si l'aspect pertes de production lors des opérations de maintenance courante ne lui semble pas majeur compte-tenu du faible volume des conduites forcées, de la proximité des vannes de tête pour les consignations et de la nature et du placement possible de ces opérations de maintenance courante compte-tenu de l'hydrologie et du nombre de groupes.

Les installations de ce type ne comportent pas systématiquement de vanne de pied de conduite et les inconvénients cités dans l'APD peuvent être modérés lorsqu'il est possible de programmer avec un minimum d'anticipation le fonctionnement des groupes afin d'optimiser la gestion de la vanne de tête. Les scénarios de fonctionnement décrits dans l'APD, y compris avec éclusées, ne semblent pas incompatibles avec cette anticipation et gestion optimisée qui consisterait à définir un temps maximal d'arrêt sans fermeture de la vanne de tête et, éventuellement, un remplissage (ou complément de remplissage) du circuit anticipé lors du redémarrage des groupes après un arrêt prolongé vanne de tête fermée.

Il a de plus été confirmé par le CIH lors des échanges du 22 janvier que certains constructeurs de turbine sont aujourd'hui à même de proposer des solutions techniques de distributeur « étanche » suffisamment performantes et fiables pour limiter l'abrasion des turbines lors d'un arrêt sans isolement amont (vanne de tête ou vanne de pied de conduite) qui constitue un inconvénient essentiel de l'absence de vanne.

Par ailleurs, outre la réserve primaire de régulation de fréquence habituelle, il a été intégré

dans le dimensionnement des groupes une réserve tournante permettant de limiter l'impact sur le système électrique d'un déclenchement de groupe. Cette disposition a été retenue compte-tenu de la taille des groupes de Nachtigal par rapport aux autres moyens actuels de production alors que la réserve tournante est souvent considérée comme assurée par des groupes hydrauliques à l'arrêt. Cette disposition favorable pour la sûreté du système oblitère en partie l'inconvénient lié au différé de démarrage d'un groupe à l'arrêt engendré par la nécessité de remplir le circuit hydraulique en cas d'arrêt prolongé vanne de tête ouverte.

Enfin, compte-tenu de l'échelonnement prévu du démarrage des groupes pour respecter les contraintes hydrauliques dans le canal, en cas de besoin de démarrer plusieurs groupes le différé mentionné ci-dessus n'affecterait que le premier groupe.

L'installation de vanne de pied de conduite présente bien entendu certains avantages en matière de souplesse d'exploitation et de maintenance et le Panel n'a aucune objection à son installation mais signale simplement que ces avantages ne lui semblent pas compenser le coût de cette solution.

Lors de la journée du 22 janvier une estimation des pertes de production liées à l'absence de vanne, pertes liées au temps de vidange/remplissage et consignation/déconsignation lors des maintenances courantes a été présentée au Panel. Ces pertes n'ont pas été discutées en détail et ont paru plutôt surévaluées à l'expert EM du Panel.

En conclusion, dans la mesure où leur suppression n'a pas d'impact sensible sur la sûreté d'exploitation, le Panel recommande de faire une évaluation technico-économique avant de décider de l'installation de vannes fourreau.

5.3 Conception générale des groupes :

Le Panel n'a pas de commentaire particulier, la conception proposée est classique pour ce type de machine.

L'APD présente plusieurs solutions pour le nombre et la puissance des groupes.

Le Panel ne peut commenter le débit d'équipement en l'absence de données plus détaillées sur l'hydrologie et de leur analyse par un hydrologue. Le dimensionnement à 980 m³/s soit 420 MW à la chute brute nominale n'est donc pas remis en cause.

Concernant la vitesse de rotation sélectionnée le Panel a bien noté lors de la présentation du 5 novembre qu'une vitesse volontairement inférieure à l'optimum dit « économique » avait été privilégiée. Les arguments avancés (inertie augmentant la stabilité, abrasion par les particules solides, enfoncement) ont bien été notés.

La vitesse relative de l'écoulement dans la roue est certes un paramètre influant directement sur le niveau d'abrasion de cette roue, mais le Panel considère toutefois que la vitesse de choc des particules solides sur la turbine dans son ensemble et donc son abrasion est plus liée à la hauteur de chute (qui peut être considérée comme faible pour cet aspect) qu'à la vitesse de rotation de la roue.

La vitesse choisie apparaît 2 crans en dessous de l'optimum déterminé par le Panel et une justification technico-économique plus précise aurait été utile dans l'APD. Le § 3.2.2.1 traite en effet du sujet mais sans qu'une synthèse entre coût d'investissement et coûts d'exploitation n'apparaisse vraiment.

Par contre, après une analyse préliminaire des trois solutions proposées pour ce débit, l'avantage de la solution 7 groupes de 60 MW sur la solution 6 groupes de 70 MW optimisés

éclusées n'apparaît pas déterminant au Panel.

La solution actuelle de l'APD accroît légèrement la souplesse d'exploitation, diminue un peu l'impact des arrêts pour maintenance et du déclenchement d'un groupe sur le système électrique mais la réserve intégrée dans le dimensionnement et le fonctionnement prévu des groupes limitent le bénéfice sur ce point. Par ailleurs il paraît nécessaire de se déterminer sur l'intérêt des éclusées au niveau APD et d'autre part le coût de la solution 7 groupes est forcément sensiblement plus élevé. L'affichage dans l'APD d'une comparaison technico-économique des solutions envisagées paraît nécessaire au Panel.

Lors des échanges du 22 janvier le CIH a précisé que le choix de 7 groupes avait pour l'essentiel été justifié par la contrainte de disponibilité de fourniture à Rio Tinto Alcan (190 MW en n-1 en saison sèche). Cette contrainte ayant maintenant disparu le choix de 7 groupes peut effectivement être reconsidéré. Lors de ces échanges il est effectivement apparu qu'un passage à 6 groupes paraissait tout à fait envisageable.

La solution discutée avec le CIH serait de retenir des groupes à vitesse spécifique identique à celle des groupes actuels ce qui conduirait à augmenter légèrement l'entraxe groupe ainsi que l'enfoncement. Cette solution permettrait néanmoins de générer des économies très substantielles sur la partie électromécanique avec des modifications limitées des documents d'APD.

Le débit groupe passerait de 140 à 163 m³/s voire un peu moins si l'on tient compte d'un léger gain en rendement.

Par ailleurs le diamètre des conduites forcées pourrait rester identique, la vitesse d'écoulement resterait largement inférieure aux maximum habituellement spécifiés mais avec une augmentation d'environ 15 cm des pertes de charges.

Tout ceci demande bien entendu une analyse technico-économique complémentaire qui n'est pas du ressort du Panel.

Note : Il est indiqué dans le tableau des réponses du CIH au rapport provisoire du Panel qu'une étude indépendante avait confirmé l'intérêt de la solution 7 groupes. Le Panel n'ayant aucune information sur les hypothèses de cette étude (taux d'actualisation par exemple), n'a aucun commentaire supplémentaire.

Un avantage induit du passage à 6 groupes serait, à volume de la centrale quasi constant et en minimisant les modifications de conception, de permettre l'installation de 2 jets creux en pied de conduite du groupe supprimé.

L'entraxe groupe actuel de 18 m 225 serait à augmenter légèrement dans la mesure où les épaisseurs des voiles béton entre groupes ont déjà été optimisées mais le volume global de l'usine serait sensiblement identique si l'on installe 2 jets creux voire significativement diminué sinon.

Ces jets creux permettraient de décharger un part significative du débit des groupes en cas de déclenchement afin de limiter l'intumescence associée. Voir § 6.6.1 pour plus de détails.

5.4 Machines hydrauliques

5.4.1 Choix du type de machine :

Voir commentaires ci-avant (type de turbine).

5.4.3 Critères de dimensionnement des machines hydrauliques :

Pas de commentaire.

5.6 Auxiliaires :

Pas de commentaire.

Notes diverses

Note 9-9-02 : Pertes de charge du circuit :

Pas de commentaire.

Note 9-9-03 : Note d'hypothèse sur la performance des groupes au point de livraison :

Pas de commentaire pour la partie turbine.

Pour la solution préconisée on note toutefois une forte concentration de points de fonctionnement dans une zone pour laquelle les pulsations de pression engendrées par la torche peuvent être gênantes. Une alimentation en air est prévue à travers l'arbre turbine/alternateur pour réduire les effets de ces torches si nécessaire. Cette admission d'air sous la roue est susceptible d'engendrer une légère perte de rendement.

Note 9-9-04 : Note de conception et de dimensionnement des organes électromécaniques :

Le Panel n'a pas de commentaire sur la partie mécanique des groupes ; les caractéristiques de la turbine sont conformes aux statistiques.

Note 9-9-05 : Note de calcul – Efforts des matériels électromécaniques induits sur le génie civil :

Pas de commentaire.

Note 9-9-06 : Note de Calcul des régimes transitoires + régulation vitesse et niveau :

Pas de commentaire.

Note 9-9-12 : Note de conception et de dimensionnement du système de drainage/exhaure :

Une seule pompe est prévue par puits de vidange ce qui peut être problématique en cas défaut.

Il a été vérifié lors de la journée du 22 janvier qu'une liaison entre les deux puits était bien prévue (le Panel n'avait pas trouvé cette indication dans le texte).

Cette disposition, qui de plus facilite la maintenance des puits, doit apparaître explicitement dans l'APD et le DAO.

Note 9-9-13 : Note de conception et de dimensionnement du système de réfrigération :

Pas de commentaire.

Note 9-9-15 : Note de conception et de dimensionnement du système d'air comprimé :

Pas de commentaire.

Note 9-9-15 : Note de conception et de dimensionnement des moyens de manutention :

Pas de commentaire.

Divers :

Fosse sèche sous transformateurs (Note 9.9.08 § 12.2.2):

Le Panel a été surpris par le volume de cette fosse (500 m³) le CIH a indiqué qu'il correspondait à l'arrosage d'un transformateur principal pendant 2 h conformément à la norme NFPA.

6.6.2 ORGANES DE DECHARGE

Jets creux

Bien que l'APD ne prévoit pas d'organe de décharge au niveau de l'usine, ce sujet, compte-tenu de l'amplitude des intumescences et de leur impact sur le fonctionnement et le coût du projet, a été discuté à deux reprises lors des échanges techniques avec le projet. Le Panel rappelle ci-dessous les pistes envisagées.

Même s'il est possible de faire fonctionner un jet creux immergé le Panel ne recommande pas cette solution. Il serait donc utile de prévoir de ramener les conduits de sortie de ces jets creux au-dessus du niveau aval.

Le niveau aval déterminé pour le passage de la crue millénale est de 469,28 NGC et il paraît raisonnable de faire l'estimation de la débitance de jets creux en considérant un niveau aval de 466,00 et la RN. La chute brute serait donc d'environ 47 m.

Une débitance des jets creux à hauteur d'environ 50 % du débit équipé associé aux 120 m³/s de marche à vide de l'ensemble des groupes doit permettre une diminution très forte de l'intumescence qui resterait à déterminer par le modèle hydraulique. Sur le plan de la sûreté le Panel recommande d'étudier également le scénario n – 1, à savoir passage en marche à vide tous les groupes et ouverture d'un seul jet creux car malgré sa rusticité la manœuvre d'un jet creux ne peut être assimilée à une sécurité passive.

Un jet creux capable de débiter 240 m³/s sous 47 m de chute aurait un diamètre d'environ 3,60 m. Il est donc tout à fait possible de disposer 2 jets creux dans l'espace dédié à l'origine à un groupe de 60 m³/s. Le débit total évacué lors d'un déclenchement de tous les groupes serait alors de 600 m³/s si les 2 jets fonctionnent et 360 sinon.

Afin de ne pas complexifier la disposition des équipements dans l'usine il semble par ailleurs favorable d'installer ces jets creux en rive et plutôt en RD afin de débiter la construction par

les groupes de production. Par ailleurs, compte-tenu de la nature du terrain à l'aval de l'usine (rocher) l'énergie dégagée par les jets ne devrait pas poser de problème significatif.

Fonctionnement des groupes en déchargeur

Le CIH a fait des investigations sur la possibilité de faire fonctionner les turbines Francis en déchargeur en créant une perte de charge par la fermeture partielle de la vanne fourreau. Afin de rester sur la vitesse d'emballement à chute partielle (50% de la chute nominale) il est nécessaire de fermer la vanne fourreau à 90 % et le débit déchargé serait alors d'environ 50 % du débit d'équipement ce qui suffirait à réduire significativement l'intumescence.

Il a été confirmé par les constructeurs interrogés que ce fonctionnement n'a jamais été mis en œuvre. Bien qu'il soit théoriquement possible le Panel considère que ce fonctionnement génère trop d'incertitude sur les contraintes turbine pour le mettre en œuvre à Nachtigal.

Vannes ou clapets à la chambre de mise en charge

Avec une conception adaptée il est possible de manœuvrer de tels organes en une dizaine de secondes comme cela est par exemple fait sur certains biefs du Rhin. Cela paraît plus simple que d'installer des jets creux à l'usine. Toutefois, l'importance des ouvrages de génie-civil permettant d'évacuer le débit jusqu'à la Sanaga fait que cette option ne semble pas pertinente.

Par ailleurs elle n'est certainement pas économique par rapport à la création d'un simple déversoir nécessitant lui aussi un écoulement vers la Sanaga.

7. EQUIPEMENTS ELECTRIQUES & ELECTROMECHANIQUES

7.1. INSERTION DANS LE SYSTEME ELECTRIQUE

Bien que la ligne de transport reliant Nachtigal à Nyom 2 soit relativement courte (un peu plus de 50 km) la puissance de Nachtigal représente une part très significative de la puissance totale installée au Cameroun et la puissance de court-circuit sur les barres de Nyom 2 est a priori faible.

Les conditions d'insertion de Nachtigal dans le réseau et notamment la stabilité transitoire doivent être vérifiées avec soin. Le cas le plus défavorable pour la stabilité transitoire est normalement l'occurrence d'un court-circuit triphasé proche du lieu de production sur une des ternes de la ligne.

Note 14.14.04 : Etude de stabilité sur réseau fictif

Cette note présente une étude de réseau qui, bien que réalisée avec des modules standards (régulation de tension, régulation de vitesse...) est une modélisation simplifiée : réseau Camerounais représentée par un nœud unique avec une puissance de court-circuit à dire d'expert, est rassurante quant à la possibilité d'évacuer la puissance de Nachtigal vers Nyom 2 dans des conditions de sécurité globalement satisfaisantes.

Ce type de modélisation, considérant le raccordement de l'usine à insérer à un nœud unique supposé représenter le système électrique, est le plus courant. Le Panel considère toutefois que cette modélisation ne donne pas forcément des résultats suffisamment fiables lorsque l'usine à insérer n'est pas « marginale » pour le système ; ce qui est le cas pour Nachtigal dans le système Camerounais.

En particulier la stabilité transitoire serait assurée en cas de court-circuit triphasé proche de Nachtigal éliminé en 150 ms sans disposition particulière (inertie des groupes...) et en conditions de réseau faible (3 kA). Le Panel est en accord avec l'APD sur le fait que l'élimination d'un défaut en 150 ms ne pose pas de problème avec les protections actuelles, le dispositif de protection ligne proposé comportant 2 protections principales dont une protection différentielle.

Par contre l'étude de creux de tension fait ressortir une tension excessivement basse à Nachtigal susceptible de créer un problème de continuité de service. Il serait opportun de vérifier l'effet d'une augmentation de la capacité du système d'excitation des alternateurs de Nachtigal sur ce point et de s'assurer du maintien de la production lors des creux de tension avec le système d'excitation finalement retenu.

Enfin, si les études d'insertion d'usine sont souvent faites avec un (ou en nombre limité selon les cas) équivalent(s) de réseau, le réseau Camerounais étant peu étoffé et la centrale de Nachtigal n'étant pas marginale pour ce réseau il serait préférable de faire une modélisation plus complète.

Le Panel recommande de prévoir une modélisation plus complète du système électrique Camerounais lors des études de réseau restant à effectuer.

Note 9.9.08 : Note de dimensionnement des matériels électrotechniques usine

Le § 17.1 traite des études de réseau, et des études de stabilité en particulier, en évoquant deux possibilités : études faites par l'ingénierie avant DAO ou par l'entreprise sélectionnée.

Même si une partie significative de ces études a déjà été effectuée au niveau APD (voir ci-dessus), le Panel recommande que les compléments de ces études soient réalisés par l'ingénierie. Bien entendu ces études prendraient en compte les caractéristiques proposées par les constructeurs (impédances alternateur, transformateur ...) mais ceci peut se faire facilement si les modèles ont déjà été créés par ailleurs.

Concernant l'excitation et les creux de tension, le Panel recommande un rapide complément avant DAO afin de spécifier au mieux ce système.

7.2. ELECTROMECHANIQUE

7.2.1. TRANSFORMATEUR

Note 9.9.08 : Note de dimensionnement des matériels électrotechniques usine

Le Panel n'a pas de commentaire sur la description technique des transformateurs de groupes (conception générale, régleur à vide, impédance court-circuit...) et de leurs auxiliaires (réfrigération...).

La tension HTB pourrait être ajustée sur la base d'une étude de tension afin de conserver le maximum de souplesse en exploitation avec le régleur à vide. La plage de variation de ce régleur est indiquée comme à définir par le gestionnaire du réseau de transport (GRT) mais il est plus courant de spécifier un régleur (par exemple $-2 \times 2,5\%/0/+2 \times 2,5\%$) et de définir la tension HTB du transformateur après une étude système, en accord avec le GRT si besoin.

Compte-tenu du nombre de transformateurs en parallèle le calcul de court-circuit serait utile pour vérifier que la mise à la terre directe des neutres primaires ne pose pas de problèmes de protection (courants de court-circuit et ratio d'impédances homopolaire/directe). Des calculs sont fournis mais le Panel n'a pas trouvé les hypothèses tout à fait explicites et les courants de court-circuit obtenus sont très élevés (pouvoir de coupure disjoncteur à vérifier).

Si le schéma unifilaire d'ensemble et de l'alimentation des auxiliaires électriques en particulier est maintenu les transformateurs du groupe 1 et 7 seront sujets en exploitation à des mises sous tension directe depuis le réseau dont il convient de préciser le nombre annuel estimé dans le DAO puisque c'est un critère de conception. La conception de tous les transformateurs sera sans aucun doute identique et ce critère générera éventuellement un surcoût mais probablement très modeste car le nombre de mises sous tension directe devrait être limité.

La récupération de l'eau d'arrosage en cas de détection incendie a été traité au § 6.6.1.

Rechange

Compte-tenu du nombre de groupes (que ce soit 6 ou 7) et du contexte contractuel du projet il peut être utile de prévoir un transformateur de rechange. Le Panel recommande une estimation probabiliste simple des pertes, et des pénalités éventuelles, engendrées par un incident transformateur imposant sa reconstruction ou son remplacement afin d'aider à la décision.

L'achat d'un transformateur de rechange représente un investissement non négligeable et

exige un emplacement de stockage. Le passage en monophasé simplifierait le problème mais ne paraît pas adapté pour Nachtigal vu la puissance relativement modeste de ces transformateurs et dans la mesure où les conditions d'acheminement sur le site ne posent pas problème.

7.2.2. ALTERNATEUR

Note 9.9.08 : Note de dimensionnement des matériels électrotechniques usine

Alternateur

La tension stator alternateur indiquée a fait l'objet d'une justification et est adaptée.

Le facteur de puissance affiché est censé permettre une contribution significative au réglage de tension (fourniture de réactif en particulier). Différentes valeurs se trouvent dans l'APD (0,83 et 0,85) et par ailleurs le lien avec les performances au poste de Nyom 2 (exprimées différemment) n'est pas explicite car le § 4.4 de la note mentionne quant à lui un facteur de puissance de 0,92 (au poste de Nyom 2). Une rapide vérification ou une analyse complémentaire peuvent s'avérer utiles compte-tenu des impacts coût et sécurité exploitation de ce paramètre.

Les bouteilles de protection incendie alternateur (CO₂) pourraient facilement être mutualisées, par exemple pour 2 ou 3 groupes dans le cas de 6 groupes, afin de diminuer un peu le coût mais aussi de dégager de la place dans l'usine. La mutualisation est moins évidente avec 7 groupes dans la mesure un seul jeu de bouteilles pour l'ensemble des groupes n'est pas recommandé pour diverses raisons (mode commun, longueur des liaisons...).

Excitation

Le Panel n'a pas d'objection à l'absence de redondance indiqué dans la note, pas de redondance de pont en particulier. La sécurité d'exploitation en cas de besoin de surexcitation peut néanmoins être améliorée à moindre coût en spécifiant un pont capable d'assurer le courant de surexcitation avec 1 module redresseurs hors service (n-1).

Le courant de surexcitation spécifié (1,6 Ifn) est habituel pour les machines couplées à des réseaux maillés. Il est souvent nécessaire d'avoir un courant plus élevé sur des réseaux du type de celui du Cameroun et pour des sites isolés. Ceci reste à vérifier comme indiqué dans comme au § 7.1.

L'alimentation du système d'excitation est traitée au § 7.3.1.

7.3. ELECTRICITE

7.3.1. SCHEMA UNIFILAIRE GROUPE

Note 9.9.08 : Note de dimensionnement des matériels électrotechniques usine

Liaison sorties alternateur - transformateur

Il a été confirmé lors de la réunion du 22 janvier que la liaison sortie phase alternateur – bornes HTA des transformateurs de groupe sur la plateforme extérieure aval est réalisée en jeux de barres sous enveloppe métallique à isolement dans l'air (SPB). Cette solution, de plus

économique, convient tout à fait sur le plan technique.

Compte-tenu des courants de court-circuit élevés sur cette liaison il convient de vérifier les soutirages effectués : auxiliaires et excitation, et de s'assurer qu'une self de limitation n'est pas nécessaire avant le passage en câbles et/ou que les systèmes de pose de câbles sont adaptés aux efforts électrodynamiques. Le Panel n'a pas trouvé de détail sur ce sujet dans l'APD et ces aspects seront traités de toute façon au niveau de la conception détaillée. Toutefois si une self était finalement jugée nécessaire (ou potentiellement nécessaire) il serait bien de l'indiquer dans l'APD.

Soutirage excitation

Le soutirage excitation sur les jeux de barres 10,3 kV est prévu en câbles alimentant un transformateur sec triphasé. Cette dernière information a été confirmée lors de la journée du 22 janvier.

Le Panel considère que la solution la plus recommandable pour le soutirage excitation des groupes de moyenne-forte puissance reste un soutirage par barres sur les barres groupes et des transformateurs (secs) monophasés ; ceci afin d'éviter les défauts biphasés sur lesquels l'alternateur débite directement avec un courant forcément élevé.

Il est admis que les défauts biphasés sont rares et que la puissance des groupes est « moyenne » ; les dispositions prévues à l'APD sont acceptables mais il faut spécifier la tenue de l'ensemble au court-circuit et celle des câbles en particulier (câbles proprement dits et fixation mécanique). Malgré tout le Panel recommande de préciser le surcoût de la solution la plus fiable avant de confirmer le choix fait dans l'APD.

7.3.2. ALIMENTATION AUXILIAIRES ALTERNATIFS

Note 9.9.08 : Note de dimensionnement des matériels électrotechniques usine

Principe général

Bien que le schéma d'alimentation proposé dans l'APD soit viable le Panel considère qu'il présente plusieurs inconvénients tels que :

- Conception groupes différentes (parties courants forts et courant faibles).
- Nécessité de prévoir la mise sous tension directe depuis le réseau des transformateurs de groupe.
- Interface réseau local 33 kV et usine avec notamment plusieurs transformateurs 33 kV dans l'usine.

Le Panel a réfléchi à diverses variantes y compris l'installation de transformateurs de groupe à trois enroulements et considère que la solution initialement proposée par le CIST (cellule transformateur 225/30 kV au poste principal) mérite d'être développée sur les plans technique et économique.

Il n'appartient pas au Panel de refaire les études mais le schéma de principe pourrait être basé sur les principes suivants :

- Cellule 225 kV et transformateur d'auxiliaires 225/33 kV au poste principal.
- Poste 33 kV « alimentant » :

- Les auxiliaires du poste.
 - L'usine via une liaison 33 kV.
 - Le site du barrage (possibilité d'évacuer la production du groupe de restitution à voir).
 - Le chantier (alimentation principale).
 - Le réseau local.
 - Eventuellement la cité d'exploitation (pas strictement nécessaire si groupe de secours à la cité).
- Transformateur 33/0,4 kV situé sur la plateforme usine extérieure aval pour alimenter les auxiliaires usine (y compris chambre de mise en charge...).
 - Possibilité d'alimentation des auxiliaires usine (et éventuellement les autres par les liaisons 33 kV) par 2 groupes mais en fonctionnement uniquement (groupe bloc) via transformateur 10,3/0,4 kV.

Ces principes sont succinctement illustrés pas le schéma ci-dessous.

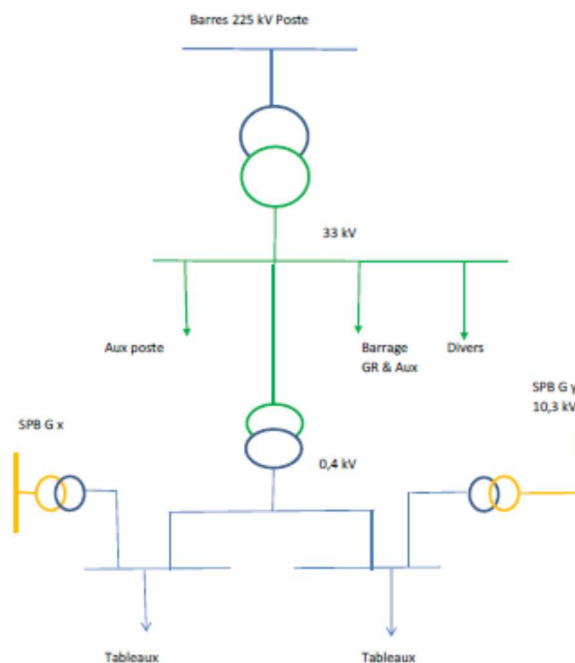


Figure 21 : Schéma d'alimentation suggéré par le Panel

Les principaux avantages sont les suivants :

- Pas d'impact des évolutions du 33 kV (assez probables pour réseau local) sur les auxiliaires « techniques » (usine, poste, barrage) et plus grande souplesse d'usage « distribution locale » du 33 kV.
- Tous les groupes ont un schéma identique bloc (le soutirage auxiliaire n'a pas d'impact sur ce schéma) donc plus de disjoncteurs groupe HTA et automatismes et protections simplifiés.
- Plus de 33 kV dans l'enceinte usine (transformateurs).

- Evacuation de l'énergie du groupe de restitution intégrée au schéma.

Poste 33 kV

Il est bien que l'alimentation du chantier en 33 kV soit prévue par le projet mais elle doit rester indépendante de celle des auxiliaires usine et le secours (groupes électrogènes) devrait rester à la charge de l'entreprise devant mettre en place les installations de chantier communes.

Lors de la réunion du 22 janvier le schéma unifilaire d'ensemble et le 33 kV en particulier ont fait l'objet d'un échange dans le détail entre le CIH et l'expert EM du Panel. Le CIH a indiqué son intention de rester sur le schéma proposé dans l'APD et surtout de ne pas créer de soutirage sur le 225 kV. Toutefois il a été convenu que l'évacuation de la production du groupe de restitution du débit réservé, qui n'était pas prévue dans l'APD initial, demandait une réflexion complémentaire.

Le tableau double colonne des réponses du CIH au rapport provisoire du Panel a confirmé cette position sans toutefois apporter de réponse sur le sujet du groupe de restitution.

Le CIH a par la suite communiqué une mise à jour envisagée de l'APD du schéma unifilaire d'ensemble prenant en compte la production du groupe de restitution. Cette mise à jour n'est pas commentée en détail dans le rapport final du Panel. Toutefois, à l'exception du soutirage 225 kV qui est définitivement exclu, la mise à jour se rapproche sensiblement des propositions faites par le Panel à savoir :

- schéma unifilaire identique pour tous les groupes,
- alimentation directe du tableau principal auxiliaires usine par soutirage 10,3/ 0,4 kV,
- création d'un poste 33 kV.

L'expert EM du Panel a fait savoir au CIH, de façon informelle, qu'il considérait que ces modifications étaient pertinentes.

7.3.3. TABLEAUX USINE

1.1.11 GTES : Note d'orientation alimentation auxiliaires AC

Schéma D050 LBT 000001 – Aval des tableaux 50 LBT 001&002 TL

Le schéma proposé est un peu inhabituel dans la mesure où la reprise en secours se fait directement au niveau de chaque tableau aval (groupes, sécurité...) et non au niveau supérieur (50 LBT 001&002 TL). Ce schéma est tout à fait viable mais impose un nombre plus important de permutations et une plus grande longueur de câbles sans que le bénéfice, bien que compris, n'apparaisse très significatif. Certaines configurations exigent par ailleurs des manipulations manuelles particulières (connexion 50 LBT 001&002 TL).

7.4. CONTROLE-COMMANDE – PROTECTIONS & MONITORING

Note 0.0.05 : Fonctionnement et Exploitation de l'aménagement

Réglage primaire de fréquence : la plage de statisme permanent indiquée et la bande morte (statique) de variation de fréquence proposées paraissent adaptées.

Régulation de tension : Lorsque plusieurs groupes sont couplés en parallèle sur un même nœud électrique il est préférable de prévoir une consigne de tension sur le nœud et des consignes de puissance réactive pour les groupes ou de laisser un seul groupe en régulation de tension en surveillant le réactif produite par les autres groupes. Si les groupes peuvent recevoir à discrétion de l'opérateur selon les cas une consigne de tension ou une consigne de puissance réactive ce fonctionnement est assuré.

Le Panel n'a pas d'autre commentaire sur cette partie qui est par ailleurs suffisamment développée pour un niveau APD.

7.4.1. MONITORING

Le Panel recommande d'installer des équipements de monitoring sur les équipements principaux (alternateur, transformateur de groupe...) afin de détecter de façon précoce les anomalies, d'optimiser la maintenance et de faciliter le suivi des performances dans la durée (isolement alternateur, rendement turbine par exemple). Ce suivi peut se traiter différemment selon la localisation et l'environnement des projets.

En l'absence d'une telle analyse le Panel considère que les moyens d'expertise ne sont pas disponibles actuellement au Cameroun et privilégie le monitoring permanent. Cette approche est cependant modulable en fonction de l'évolutivité des paramètres à surveiller (la dégradation des équipements électriques est généralement plus rapide que celle des turbines) et du coût des équipements de monitoring. Enfin, des solutions intermédiaires sont également possibles afin de faciliter les expertises en l'absence d'équipement permanent ; on peut par exemple installer pour un coût modéré des coupleurs capacitifs à demeure sur les sorties alternateurs afin de réaliser des mesures ponctuelles de décharge partielle.

Le monitoring est effectivement brièvement évoqué dans certains passages de l'APD (§ 7.2.1 de la note 9.9.08 pour l'alternateur) et devrait être spécifié dans le DAO avec en particulier :

- Le monitoring du transformateur de groupe (Analyseur de gaz dissous ou autre).
- Le suivi des décharges partielles alternateur.
- La mesure de débit groupe par ultra-son (suivi du rendement en exploitation).

Le Panel a bien noté qu'une mesure de débit par ultra-sons n'était pas prévue compte-tenu de son coût (Note 10.10.01). Le fait d'avoir un circuit par groupe peut effectivement conduire à un coût total assez élevé mais ce point devrait être vérifié car d'une part le coût des équipements ultra-son baisse régulièrement et d'autre part s'il n'est pas envisagé d'utiliser la mesure pour l'essai de rendement prototype une précision importante n'est pas nécessaire. Le Panel rappelle que l'exploitation des Winter-Kennedy est souvent peu pérenne en exploitation pour suivre les évolutions du rendement et par ailleurs le débitmètre peut être utilisé pour la protection survitesse conduite.

Le Panel a bien noté dans le tableau double colonne qu'il n'était pas envisagé, compte-tenu du coût de la solution, l'installation de débitmètre fixe sur chaque groupe au profit d'une mesure de débit globale. Cette mesure globale peut avoir un intérêt mais ne devrait pas permettre de suivre le rendement des turbines (moins de 10 % du débit global pour le fonctionnement d'une turbine à charge partielle). Par ailleurs il pourrait être envisagé en l'absence de mesure permanente de prévoir des dispositions fixes permettant la mise en œuvre ponctuelle d'un système d'essai.

Le Panel recommande une analyse technico-économique comparative des solutions

monitoring permanent versus expertise ponctuelle afin de déterminer l'intérêt d'investir dans des équipements de monitoring permanent.

7.5. DIVERS

Les ratios d'indisponibilité varient d'un document à l'autre (fortuit de 2 ou 3 %, programmé de 6 ou 5%) tout en assurant une disponibilité globale de 92 %. Pour une usine avec une exploitation quasi au fil de l'eau et dont les caractéristiques (chute, complexité...) n'ont rien de particulier ce ratio pourrait être légèrement amélioré.

Subsiste toutefois une incertitude assez forte sur les sujétions liées aux particules solides mais celles-ci ne devraient pas impacter la disponibilité à court-terme et par ailleurs les dispositions prises pour le démontage turbine devraient limiter, au moins partiellement, les conséquences du problème.

Dans ce contexte le taux moyen reste une indication mais peut pénaliser une analyse financière.

8. LIGNES ET POSTE (VOL 14)

8.1. POSTE D'ÉVACUATION

Conception 1.17

Le schéma unifilaire du poste à double jeux de barres et couplage est tout à fait adapté pour un poste d'évacuation et n'appelle pas de remarque.

La description des équipements faite dans l'APD n'appelle pas de remarque particulière non plus, tous ces équipements étant très habituels et bien couverts par les normes citées.

Compte-tenu du nombre très inégal des arrivées groupes depuis l'usine et des départs ligne ainsi que de leur disposition géographique le ratio surface de plateforme sur nombre de cellules est élevé. Il est cependant probable qu'une optimisation visant à rendre le poste plus compact n'amène pas d'économie substantielle en comparaison des coûts engendrés pour équilibrer géographiquement le nombre des cellules (tendues, câbles ou autres).

Le Panel note toutefois que la partie poste fournie avec l'APD semble avoir été réalisée dans une étape antérieure à l'APD et il est mentionnée qu'elle sera actualisée lors de la réalisation de l'APD ce qui n'a a priori pas été le cas. D'une manière générale la partie poste ne présente cependant pas d'incohérence avec le reste de l'APD à l'exception toutefois de l'existence d'une cellule transformateur 225 kV qui était prévue à l'origine.

Malgré le coût d'une telle cellule le Panel considère que l'architecture initiale mérite d'être prise en considération et propose (voir § 7.3.2) qu'une variante du schéma unifilaire global (poste – usine – auxiliaires) soit analysée.

Le document poste indique par ailleurs qu'il peut être difficile de trouver un transformateur 225 kV/HTA de faible puissance (inférieure à 40 MVA par exemple). Le Panel reçoit l'argument mais la production de transformateur 225/33 kV d'une puissance en rapport avec le besoin en 33 kV pour Nachtigal (12 MVA par exemple) ne pose aucun problème technique et ni véritable problème d'approvisionnement.

Le schéma unifilaire d'ensemble du § 14.11 inclut également la création d'un poste 30 kV au niveau de l'usine ce qui ne doit pas poser de problème d'implantation en particulier du fait que ce poste 30 kV s'il est retenu serait sous enveloppe métallique donc très compact.

Enfin, bien que le Panel n'ait pas à traiter des dispositions contractuelles du PPA, il a été informé que la ligne Nachtigal – Nyom 2 devait être rétrocédée au gestionnaire du réseau de transport (GRT) à sa mise en service alors que le poste de Nachtigal resterait exploité et maintenu par l'Opérateur de Nachtigal mandaté par la société de projet. Le Panel ne porte aucun avis sur ces dispositions et signale simplement que, bien que le schéma groupe bloc impose des interfaces précises entre poste et usine (contrôle-commande et protections), l'exploitation-maintenance du poste d'évacuation par le GRT ne pose pas réellement de problème technique. Il est par ailleurs probable que la maintenance du poste soit confiée au GRT car il est peu rentable de disposer des moyens humains et matériels nécessaires à la maintenance d'un poste HTB unique.

8.2. LIGNE 225 KV

Le tracé de la ligne étant proche de la route entre Yaoundé et le site, le Panel a pu constater lors de son déplacement pour la visite de site que le tracé de la ligne ne posait pas de problème particulier (topographie, traversée de cours d'eau importants, zones habitées étendues...). Il a par ailleurs été indiqué au Panel que l'accès à l'ensemble des pylônes en saison des pluies restait possible.

Le Panel n'a pas de commentaire majeur sur les caractéristiques techniques indiquées dans l'APD (conception générale, conducteurs, isolateurs...) dans la mesure où celles-ci permettent d'assurer l'évacuation d'énergie dans des conditions satisfaisantes (tension, courant, stabilité dynamique).

Le niveau kéraunique (180) est élevé mais le problème a bien été pris en compte.

Note 14.14.01 : Etude de réseau :

Le Panel trouve élevé le coût des pertes pris en compte dans la détermination de la conception des lignes (conducteurs) soit 140 US\$/MWh. Toutefois ceci ne devrait pas altérer la conclusion et par ailleurs le passage en doubles conducteurs améliore la stabilité dans la mesure où l'impédance ligne diminue.

La solution double terre double faisceau paraît tout à fait adaptée au Panel.

9. CONCLUSION

Suite à la revue effectuée, le Panel n'a pas identifié de problème majeur sur la conception proposée dans l'APD tant sur les ouvrages de génie civil que sur les parties hydromécanique, électromécanique et électrique. L'aménagement tel que décrit dans l'APD est techniquement réalisable et viable.

Les conditions géologiques du site sont dans l'ensemble bien connues et favorables. L'examen du dossier de l'APD n'a pas montré de lacune majeure pouvant mettre en question les bases du projet telles que définies à ce stade. Le Panel a formulé un certain nombre de demandes de reconnaissances complémentaires pour affiner le modèle géologique du projet qui ont reçu l'assentiment du concepteur.

Concernant l'hydrologie, le Panel a attiré l'attention du Maître d'ouvrage sur une possible surestimation des apports par référence à des études antérieures sur la Sanaga. Le Maître d'ouvrage indique qu'une note de synthèse sur l'hydrologie des apports sera intégrée à l'APD définitif.

Le Panel a par ailleurs attiré l'attention sur la question de la gestion sédimentaire qui constitue l'une des difficultés du projet. L'évolution de l'ensablement dans la retenue a un triple impact sur le projet : i) perte progressive de la capacité utile de la retenue limitant à terme l'exploitation du barrage en écluse pour fournir la pointe journalière ii) impact sur la stabilité des ouvrages amont iii) impact sur la durée de vie des turbines, sans parler de l'impact socio-économique qui ne concerne directement pas le Panel technique. La solution proposée de limiter l'alluvionnement dans la retenue et le flux sédimentaire par le développement d'une exploitation des sables à l'amont de la retenue est une composante à part entière du projet et doit faire l'objet d'une étude de faisabilité technique, économique et sociale dans l'APD pour démontrer sa pertinence.

Un certain nombre de dispositions dans les ouvrages de génie civil ont fait l'objet d'observations. La plupart sont acceptées par le concepteur. Un certain nombre sont discutées, sans que cela pose problème au Panel qui a seulement attiré l'attention sur des risques potentiels et est bien conscient qu'il n'y a pas une solution unique pour résoudre un problème.

Le Panel recommande en particulier une extension du système d'auscultation des ouvrages de génie civil de façon à valider les hypothèses de conception et assurer le suivi de l'évolution à moyen et long terme.

Un certain nombre de recommandations ont été formulées sur des sujets spécifiques, ces recommandations étant souvent des demandes de compléments d'analyse avant la finalisation de l'APD et le passage à la rédaction du dossier d'appel d'offres. De façon générale, les réponses apportées par le CIH montrent que les observations du Panel seront largement intégrées dans l'APD définitif et dans les DAO. Il semble de plus à la lecture du tableau double colonne du CIH que certaines des analyses demandées aient en fait déjà été réalisées mais non intégrées à l'APD provisoire.

Concernant les équipements hydromécanique, électromécanique et électrique, les solutions proposées sont d'une manière générale tout à fait sécurisantes sur le plan technique, le Panel ne les remet donc pas en cause en rappelant que son rôle premier est bien de vérifier que la conception permet une exploitation fiable et sûre de façon pérenne.

Toutefois, suite à divers échanges avec les chefs de projet (côté maîtrise d'ouvrage et ingénierie) le Panel propose dans son rapport certaines pistes d'optimisation de la conception des équipements hydromécanique, électromécanique et électrique susceptibles d'améliorer l'économie du projet tout en restant compatibles avec les objectifs poursuivis de fiabilité et de sûreté.

ANNEXE

TABLEAU A DOUBLE COLONNE DES REPONSES D'EDF-CIH AUX OBSERVATIONS DU PANEL

Rapport du POE Technique du 16 février 2015

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
1	<p>Sur la base des recommandations du CFBR de 2013:</p> <p>Barrage : vérifier le comportement du barrage en situation de crue de période de retour 100 000 ans (la crue de sûreté retenue dans l'APD est la crue 10 000 ans)</p> <p>Canal : Le Panel recommande de considérer une crue de projet de période de retour 10 000 ans et une crue de sûreté de période de retour 100 000 ans pour la justification des digues du canal d'amenée</p>	<p>Il a été retenu, pour l'élaboration de l'APD de Nachtigal, le référentiel interne EDF (CTH et documents de doctrine Xdr, d'utilisation constante sur l'ensemble des ouvrages du parc EDF), qui a été présenté et accepté par les partenaires préalablement au développement de l'APD.</p> <p>Néanmoins, nous avons pris en compte la remarque du panel concernant les digues du canal, considérées comme un barrage en terre, pour lesquelles la crue de projet sera la Q10 000. La surélévation des PHEEcanal n'entraîne aucune modification du calage des digues, l'arase de celles-ci étant fixée par la nécessité de contenir l'onde de masse en cas de déclenchement de l'usine à débit de fonctionnement nominal.</p> <p>Considérant la crue Q100 000, la cote maximale atteinte par le plan d'eau dans cette hypothèse s'établirait à la cote 514.76 (soit 1.24 m sous la crête du barrage) et nous avons vérifié la stabilité du barrage dans ces conditions. Celle-ci est assurée, les coefficients de sécurité étant très largement supérieurs à ceux retenus pour les cas extrêmes (Glissement = 1.35, renversement = 1.49)</p>
2	Absence d'une note de synthèse hydrologique des apports dans l'APD	Une note de synthèse hydrologique a été rédigée par le CIH (note 3.03) et sera incluse dans l'APD révisé.
3	<p>Une divergence significative est trouvée entre l'estimation du débit garantie à 95% : 560 m³/s dans l'étude d'optimisation de la retenue de Lom Pangar et 650 m³/s dans l'étude d'APD</p> <p>- Une expertise hydrologique sur les apports est recommandée pour lever les questions soulevées par le Panel sur une possible surestimation du débit garanti à 95%.</p>	<p>Sera inclus dans la note hydrologique : voir point 2.</p> <p>On notera que le CIH a d'ores et déjà effectué la simulation proposée sous Parsifal et sous SDDP.</p> <p>Ces activités sont aussi portées par un Groupe de Travail constitué par le MINEE (MINEE, ENEO, EDC, Projet Nachtigal).</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<ul style="list-style-type: none"> - Le Panel recommande de mettre en œuvre un logiciel d'optimisation des programmes journaliers de production sur la Sanaga afin de maximiser la probabilité d'obtenir le productible attendue en phase exploitation. L'outil (Parsifal ou un outil équivalent) serait alors à interfacer avec le système de mesures hydrologiques 	
4	Préciser les conditions hydrogéologiques sur le tracé du canal usinier	<p>Les conditions hydrogéologiques le long du canal usinier sont, à ce jour, connues de manière ponctuelle.</p> <p>6 piézomètres ont été réalisés en janvier – février 2015 le long de l'axe de la digue RG du canal et seront suivi au pas de temps bi mensuel par le projet.</p> <p>Ces relevés, ainsi que la synthèse de l'ensemble des données hydrogéologiques seront intégrés dans le rapport de données de base géologiques et leur interprétation fera partie du corps du GBR.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
5	<p>Pour la bonne compréhension des conditions géologiques locales, en relation avec les divers types d'ouvrages, mais également pour disposer d'un contrôle de conformité du modèle géologique prévisionnel en cours de réalisation, il est recommandé d'établir un dossier géologique de synthèse final (type GBR), comprenant notamment:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Un plan de situation des reconnaissances effectuées, avec report des ouvrages et donnant en plus les principales indications structurales (carte géologique simplifiée/carte structurale): <ul style="list-style-type: none"> - affleurements rocheux (cartographie 1970-1972 par exemple) - orientation de la schistosité/foliation - système(s) de fracturation - position et orientation des failles observées (notamment dans la tranchée TP 5 du barrage de fermeture et en rive gauche de la Sanaga au "voisinage" de l'usine) ○ un profil géologique par l'axe du barrage principal, avec report des structures du massif et du projet. La base pourrait en être la planche 6 du rapport géologique. On y reportera évidemment les données de forages (RQD, perméabilité) ○ un profil géologique analogue par l'axe du barrage de fermeture ○ un jeu de coupes géologiques relatives au chenal d'amenée ○ un jeu de coupes géologiques relatives à l'usine et au canal de fuite 	<p>L'élaboration, dans les documents d'appel d'offre, d'un document de type GBR est prévue.</p> <p>Il complétera un dossier de base géologique qui portera à la connaissance de tous les candidats l'ensemble des données disponibles sur le site.</p> <p>Le modèle géologique conceptuel basé sur les reconnaissances anciennes et actuelles ainsi que les coupes et profil interprétatifs, tels que ceux décrits par le POE seront intégrés à ces documents</p>
6	<p>Confirmer ou améliorer la connaissance de la fondation du barrage de fermeture en profitant de la présence des équipements de reconnaissance (campagne complémentaire actuellement en cours) pour réaliser par exemple 2 forages carottés à l'axe de l'ouvrage de fermeture. A première vue, et cas échéant, on les positionnera de préférence au centre et en appui "rive gauche" (côté Est de l'ouvrage), c'est à dire en s'écartant du seuil rocheux N-S sur lequel</p>	<p>Un sondage avec essais pressiométriques a été ajouté au scope des travaux de GEOFOR en cours dans l'axe du barrage de fermeture.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	est fondé le barrage principal. Il serait par ailleurs opportun d'équiper au moins un des deux forages en piézométrie.	
7	Vérifier l'adéquation des performances et caractéristiques de la centrale avec les exigences du gestionnaire du système électrique	L'ensemble des notes de l'APD préfixées "1" donne les exigences que le CIH a prises en compte pour la conception de l'aménagement. Le PPA reflètera l'adéquation des performances des machines avec les exigences du gestionnaire du système électrique
8	L'APD ne comporte pas d'analyse des conséquences d'une rupture des ouvrages (brèche dans les digues du canal usinier, perte de stabilité barrage déversant....). On rappelle que la politique opérationnelle de la Banque Mondiale sur la sécurité des barrages (PO 4.37) prévoit la mise en place d'un plan de préparation aux situations d'urgence.	L'étude de l'impact de la rupture du barrage (ou d'une des digues du canal) devra être réalisée avant la mise en eau de l'aménagement, dans le cadre de la définition du plan de prévention des risques. Elle sera initiée dès que seront précisées les caractéristiques définitives des différents organes, et ne sera donc pas intégrée dans l'APD définitive, mais portée à connaissance ultérieurement.
9	Fournir dans le DAO des analyses chimiques et physiques détaillées (par exemple nature et granulométrie des particules supposées rester en suspension) à même d'apprécier les risques (corrosion, abrasion...) pour les équipements.	Plusieurs campagnes d'analyse d'eau ont été réalisées par le projet en 2014. Les granulométries des matériaux sableux transportés sont connues et seront détaillées dans le rapport d'APD, et les données sédimentométriques bibliographiques seront indiquées dans les notes traitant de la sédimentation (3.01 ou 3.02) de l'APD définitif.
10	Le principe de construction du pré bouchon aval est compliqué. Un batardage par big bag ou par une digue en terre serait sans doute plus simple et économique	Cette option a été envisagée mais n'a pas été retenue car elle a été jugée difficile à mettre en œuvre et plus risquée. Le pré-bouchon doit en effet permettre de se protéger d'une crue Q10 de saison sèche atteignant 4.30 m au-dessus du radier. Cela impliquerait de mettre en place un volume important de big bags, principalement sous le tablier du pont aval. La distance amont aval ne permet pas de réaliser cette opération de manière efficace. Par ailleurs, il serait difficile d'assurer une étanchéité suffisante à l'abri de ces big bags, notamment dans les angles du radier avec les bajoyers. L'option consistant à isoler un seul pertuis à la fois au moyen d'une digue en terre, mise en œuvre dans l'eau, n'est pas jugée faisable pour des raisons d'accès et de mise en œuvre, notamment de compactage.
11	Le Panel recommande de quantifier la perte de capacité utile en fonction du temps et de vérifier l'impact de cette perte sur la possibilité de réaliser des éclusées	Conformément aux recommandations du Panel, cette analyse du volume utile résiduel sera faite pour différents horizons, sans tenir compte de l'effet très favorable de la mise en place prévue dans l'APD d'une exploitation des sables en tête de retenue.

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
12	Le Panel recommande que les niveaux de sédiments pris en compte dans l'étude de stabilité du barrage déversant soient justifiés à partir des résultats des modélisations hydro sédimentaires.	Cette justification sera incorporée à la note d'expertise sédimentaire.
13	Le Panel recommande de compléter les analyses pour estimer l'impact des particules sur les turbines.	L'APD considère une vitesse de rotation de la machine hydraulique faible, qui réduira les impacts des éventuelles particules. L'effet de la vitesse des particules est à un facteur exponentiel de 2,3.
14	Le Panel recommande de faire une étude de faisabilité de l'exploitation des sables dans la retenue dans le cadre des études d'APD	Cette prestation est intégrée dans la prestation ARTELIA du PRME-PGES qui a démarré le 2 mars 2015
15	Le Panel conseille que les DAO comprennent le ou les spectres sismiques de référence et spécifient les exigences fonctionnelles retenues. Ces exigences consistent en particulier à maintenir la rétention de l'eau par les vannes et conduites forcées lors d'un séisme de niveau MCE.	<p>Les spectres sismiques de sol de référence ont été définis par TEGG et seront intégrés dans les documents d'appel d'offre.</p> <p>Les exigences fonctionnelles du maître d'ouvrage intégreront les critères de tenue des organes mécaniques au MCE et de maintien en fonctionnement à l'OBE.</p>
16	Le POE pense qu'il y a une certaine surestimation de la débitance des pertuis de chasse (11% à RN). Le Panel demande à EDF-CIH d'apporter les justifications sur le choix du coefficient de débit de 0,4	<p>Suite aux échanges avec le Panel, les calculs de débitance de la vanne ont été revus, tout comme ceux du clapet et ceux du seuil labyrinthe.</p> <p>L'application de la formule de Hager pour les seuils épais et la prise en compte d'une contraction liée aux piles amènent à un coefficient de débit plus faible (0.38). Cependant, vu la faible proportion du débit de crue évacué par les vannes segment, cette modification ne change pas les niveaux caractéristiques d'évacuation des crues majeures.</p>
17	<p>GERCC : Du fait des difficultés chroniques de contrôle qualité avec l'entreprise en charge des travaux de Lom Pangar, il a été décidé de renoncer au GERCC et de réaliser le masque amont en BCV.</p> <p>Le GERCC ne paraît pas être la solution ni pour les marches de l'évacuateur ni pour la dalle de réception aval. Si CIH souhaite maintenir la conception en GERCC pour les marches et la dalle, une résistance à la compression au moins égale à celle du BCR de base devra être spécifiée.</p>	<p>Les difficultés rencontrées à Lom Pangar ne nous semblent pas constituer en soi une raison suffisante pour écarter l'utilisation du GERCC. Le GERCC est donc considéré en solution de base pour le parement amont et pour les marches en escalier. L'entreprise Titulaire pourra proposer du BCV en remplacement. Le GERCC sera spécifié avec une résistance en compression au moins égale à celle du BCR.</p> <p>Par contre, la dalle de réception a été remplacée par du BCR pour tenir compte des recommandations du Panel concernant la difficulté de réalisation de grandes surfaces horizontales en GERCC.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
18	Barrage déversant : La largeur des waterstop entre plots, proposée à 200 mm, est jugée minimale.	Cette largeur est supérieure aux recommandations de l'USACE EM 1110-2-2102 intitulé « <i>Waterstops and Other Preformed Joint Materials for Civil Works Structures</i> ». Pour une charge de 15 m d'eau, la largeur recommandée est dans la fourchette 75 à 175 mm. La largeur a été portée à 200 mm pour favoriser leur mise en œuvre.
19	Le POE note que le profil du barrage déversant à 0,5H/1V ne serait pas stable pour des hauteurs plus hautes que les 13,40 m pris en compte dans l'étude de stabilité. Le panel recommande qu'EDF étudie l'adaptation de la coupe type en cas d'approfondissement localisé des fouilles de 5 à 10 m.	Une coupe type du barrage a été ajoutée dans le cahier de plans, afin de montrer le principe d'adaptation du profil dans le cas où le niveau de fondation doit être approfondi localement. Si des sur-excavations sous le niveau de fondation El. 499 m sont nécessaires, il faudra relancer des calculs de stabilité pour adapter le profil. Le retour au calcul et ce type d'adaptation sont normaux lors des phases d'exécution.
20	Concernant la profondeur du voile d'injection, la longueur de 10 m a été jugée un peu faible par le géologue du Panel. Il est demandé à EDF de préciser les critères d'acceptation du voile d'étanchéité	<p>La profondeur minimale de 10 m est justifiée dans le rapport 7.02.</p> <p>La fondation du barrage n'étant pas de nature érodable, on ne recherche pas une étanchéité parfaite du voile. Ce voile d'étanchéité a pour objectif de recouper les horizons les plus impactés par des fissures de décompression. Par ailleurs, ce voile d'étanchéité n'est pas pris en compte dans des calculs de stabilité du barrage. Il s'agit d'une disposition additionnelle afin de réduire les sous-pressions sous le barrage, en association avec le drainage aval.</p> <p>Par ailleurs, le Bulletin CIGB n°129 mentionne qu'une profondeur des rideaux d'injection typique varie de 0.35H à 0.75H s'il n'y a pas de particularités géologiques et hydrogéologiques significatives dans une fondation généralement saine, ce qui est le cas du barrage de Nachtigal. La profondeur minimale du voile de 10 m pour une hauteur d'eau de 13.50 m au-dessus du niveau de fondation 501 m correspond à 0.74H, soit la valeur haute mentionnée dans le bulletin CIGB.</p> <p>Dans ce contexte, la profondeur de 10 m semble suffisante. Cette profondeur minimale sera nécessairement ajustée en fonction des absorptions observées et des résultats des essais d'eau.</p> <p>Les critères d'acceptation du voile d'étanchéité seront précisés dans le DAO. La figure 4.5 du Bulletin 129 de la CIGB pourra servir de référence pour déterminer la perméabilité recherchée pour la fondation du barrage, comprise a priori entre 3 et 5 lugeons.</p>
21	<p>Le barragiste du Panel recommande les adaptations suivantes pour le voile d'étanchéité:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Primaire à 8 m 	<p>Les distances entre forages sont calées sur la largeur des plots du barrage (15 m), afin d'éviter les interférences avec les joints entre plots.</p> <p>Afin de tenir compte des recommandations du panel, le principe de maillage a été modifié comme suit :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Primaire systématique à 7.50 m

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<ul style="list-style-type: none"> • Secondaire à 4 m • Tertiaires à 2 m systématiques. <p>Cette disposition conduit au même pas objectif de 2 m mais il permet de piloter l'efficacité du traitement en analysant la diminution de la prise de coulis au ml en fonction des phases d'injection. Elle met en œuvre le serrage progressif du terrain. La diminution des absorptions en coulis en fonction des phases est un bon critère d'acceptation du voile.</p> <p>Il recommande également la mise en œuvre de la méthode GIN qui a fait largement ses preuves pour le traitement de ce type de terrain. Cette méthode permet d'utiliser un coulis unique (coulis stable bentonite-ciment) pour l'ensemble du traitement et de maîtriser à la fois les pressions et les volumes de coulis.</p> <p>Concernant les injections de consolidation non systématique, le Panel attire l'attention sur la difficulté à faire réaliser un traitement « suivant les indications du géologue du chantier » dans le cadre d'un marché en EPC.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Secondaire systématique à 3.75 m • Tertiaire en cas de besoin à 1.87 m <p>Le phasage primaire secondaire permettra en effet d'observer le serrage progressif du terrain. Les tertiaires seront réalisés si les critères d'absorption des secondaires sont dépassés, ou si les essais d'eau montrent que les critères de perméabilité ne sont pas atteints.</p> <p>La méthode GIN ne fait pas partie des méthodes d'injection habituellement utilisées par EDF, cependant EDF pourra considérer son application si le Titulaire du marché la propose. Si des injections de consolidation s'avèrent nécessaires sur cet ouvrage, elles seront très localisées et de faible ampleur. Il n'est donc pas jugé pertinent de spécifier des injections systématiques de consolidation pour un ouvrage aussi long et fondé au rocher de cette qualité. La difficulté de faire réaliser un traitement de consolidation selon les indications du géologue dans le cadre d'un contrat EPC est bien notée. Ce point méritera des efforts de spécification et de supervision pour s'assurer que le Titulaire du contrat EPC traite correctement la fondation avant la mise en œuvre du BCR. Ceci est valable pour toute la préparation de fondation : excavation, purge, calfatage, béton de reconstitution, etc.</p>
22	<p>Le toit du rocher sera vraisemblablement irrégulier, s'agissant d'une zone de rapides érodée par le fleuve. Il est donc nécessaire de mettre en œuvre des bétons de forme de façon à réaliser des plateformes horizontales de taille suffisante pour permettre la mise en place du BCR.</p> <p>Sur les plans, ce béton de forme est prévu en BCR enrichi. Il est recommandé de réaliser ces béton de forme avec du BCV. On note que ce béton de contact doit être à la fois étanche et de bonne résistance mécanique car il est situé dans la zone la plus sollicitée de l'ouvrage.</p>	<p>Conformément aux recommandations du Panel, le BCR enrichi proposé en béton de forme et de reconstitution a été remplacé par du BCV de masse.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	Compte tenu de l'irrégularité marquée du rocher, il est vraisemblable que la consommation de ce béton de forme sera élevée. Il convient de bien rendre en compte ces quantités dans le marché.	
23	<p>La présence des têtes de drain dans l'écoulement pose question. Outre la nécessité d'une protection durable contre l'érosion, les drains auront pour effet défavorable de transmettre les fluctuations de pression dans la fondation. Ce point pourra être vérifié par la mesure de la piézométrie au contact barrage-fondation. Il sera possible de vérifier que le déversement ne conduit pas à une majoration des sous-pressions sous le barrage du fait des fluctuations de pression au voisinage des têtes de drains.</p> <p>Les drains devront être efficacement protégés contre les écoulements et leur tête dirigée dans le sens de l'écoulement. On note qu'en cas de rupture d'une tête de drain on peut imaginer un écoulement rentrant directement dans le drain provoquant la transformation du $V^2/2g$ directement en pression sous le barrage</p>	Conformément aux recommandations du Panel, le dispositif de protection des têtes de drains a été remplacé par des massifs en béton armé, ancrés au BCR et la piézométrie au contact béton rocher sera auscultée.
24	Stabilité : comparaison des méthodes « EDF » et CFBR 2012 : Le barrage apparaît comme légèrement sous-dimensionné au glissement au regard des recommandations CFBR, en situations normale et rares	<p>Ce point est noté et a été discuté avec le Panel d'experts.</p> <p>EDF a choisi d'appliquer le Guide pour le calcul de la stabilité des barrages poids du Comité Technique de l'Hydraulique d'EDF. Ce guide est le document de référence utilisé par EDF pour le dimensionnement et la vérification de tous ses ouvrages depuis 2001. Ce guide a été choisi comme référence pour le barrage de Nachtigal car il présente l'avantage d'utiliser des coefficients de stabilité globaux, qui sont plus explicites et plus habituels pour les partenaires externes que les coefficients partiels utilisés par le CFBR.</p> <p>Les différences entre le guide CTH EDF et les recommandations CFBR sont du second ordre, et il faut rappeler que la principale hypothèse structurante de cette étude de stabilité, à savoir l'angle de frottement de 38° sur un plan de glissement horizontal en fondation, a été reconnue comme une hypothèse très pénalisante par le Panel.</p>
25	Dans les combinaisons où le débit à l'aval du barrage est nul (Nor2, Exc2, Ext4et Ext5), la sous-pression est supposée nulle au pied aval du barrage. Cette hypothèse n'est pas correcte compte tenu de la configuration du système de drainage. Le calcul des sous-pressions dans les situations d'étiage est à revoir.	L'analyse de stabilité du barrage déversant a été reprise en prenant en compte les recommandations du Panel.

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
26	Le Panel recommande que les résultats de l'étude sédimentaire soient exploités de façon à justifier les niveaux de sédiments pris en compte dans les calculs de stabilité du barrage déversant.	Cf réponse n°12 : Les niveaux de sédimentation devant l'ouvrage seront ré-analysés à partir des résultats des études sédimentaires et les niveaux de sédimentation dans la retenue, liés aux conditions d'exploitation envisagées seront justifiées dans la note sédimentologique
27	Il semble que le calcul de poussée ait été fait avec un poids déjaugé de 2 kN/m ³ au lieu de 12. Le calcul de poussée des sédiments est à vérifier	Le poids volumique saturé des sédiments a été porté à 20 kN/m ³ et le coefficient K de poussée des sédiments a été pris égal à 0.5, pour tenir compte de leur nature potentiellement sableuse. Au final, la poussée des sédiments déjaugés prise en compte dans les calculs de stabilité est de 5 kN/m ³ , supérieure à la valeur de 4 kN/m ³ recommandée par le CFBR.
28	<p>La dépendance de la stabilité vis-à-vis du drainage est critique. Cela a pour conséquence qu'il faut être en mesure de garantir à long terme l'efficacité du drainage. Cela nécessite :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Que la protection des têtes de drain soit robuste et capable de résister à un déversement prolongé, - La mise en place d'une auscultation de la piézométrie au contact barrage – fondation de façon à vérifier que les hypothèses de sous-pressions prises en compte sont bien satisfaites. - Que le système de drainage soit facile à entretenir sur le moyen et long terme. 	<p>Le dispositif de protection des têtes de drains a été remplacé par des massifs en béton armé, ancrés au BCR (voir point 23). Un système d'auscultation de la piézométrie composé de 30 cellules de pression au contact barrage – fondation a été ajouté. Grâce à la modification du système de protection des têtes de drains, les drains sont désormais totalement ouverts. Leur débit peut être facilement mesuré, et l'entretien est extrêmement facile (accès immédiat depuis la route aval).</p>
29	Des amplifications en crête de 5 sont possibles pour des accélérations horizontales au rocher de l'ordre de 0,1g. Le panel recommande de prendre en compte l'amplification de l'accélération en crête du barrage pour le calcul de stabilité et les calculs de structures du seuil labyrinthe.	Un modèle numérique utilisant le logiciel ASTER a permis d'estimer que le coefficient d'amplification en crête est de l'ordre de 2 au niveau du seuil labyrinthe. Ce coefficient a ensuite été pris en compte dans les calculs de stabilité du seuil labyrinthe. Les justifications idoines ont été ajoutées dans les notes d'APD.
30	<p>Le Panel recommande de revoir certaines hypothèses du calcul de stabilité :</p> <ul style="list-style-type: none"> • justifier les niveaux de sédiments pris en compte, la stabilité étant très sensible à cette hypothèse, • revoir l'hypothèse sur la poussée des sédiments pour lequel le poids 	Toutes les recommandations du panel ont été prises en compte. Au final, le profil du barrage a été modifié, et la largeur en crête augmentée de 1 m.

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>déjaugé a été pris en compte de façon erronée,</p> <ul style="list-style-type: none"> revoir le calcul des sous-pressions dans les combinaisons à l'étiage en tenant compte de l'altitude des têtes de drains. <p>L'avis de Panel est que le profil du barrage déversant est légèrement sous-dimensionné, y compris vis-à-vis de référentiel EDF. Il note que la stabilité du barrage est tributaire du bon fonctionnement du système de drainage dont l'exploitant devra s'assurer à long terme</p>	
31	<p>Le Panel recommande la mise en place d'un système d'auscultation de la piézométrie sous le barrage déversant et la mise en place d'un programme régulier d'inspection et d'entretien du système de drainage. On peut imaginer une dizaine de profils composés de 2 cellules de pressions interstitielles disposées à 1/3 et 2/3 de la longueur de contact barrage-fondation. On pourrait également disposer quelques cellules sous le tapis aval pour vérifier l'efficacité du drainage.</p>	<p>Conformément aux recommandations du Panel, un système d'auscultation de la piézométrie, composé de 30 cellules de pression au contact barrage – fondation, a été ajouté. Ce dispositif inclut 10 cellules sous le tapis aval pour vérifier l'efficacité du dispositif de drainage. Le programme d'inspection et d'entretien du système de drainage sera précisé.</p>
32	<p>Plot de transition entre pertuis de chasse et prise d'eau : La stabilité à vide sous la poussée des remblais n'a pas été vérifiée. Elle n'est probablement pas critique mais il serait bon de le vérifier, en combinaison avec le séisme OBE.</p> <p>On note que le profil retenu est sensible au niveau de fondation du fait de son parement aval sub vertical. En cas de mauvaise surprise sur le niveau de fondation, il pourra être nécessaire de revoir le profil de ce plot</p>	<p>Ce cas de charge a été ajouté dans l'étude de stabilité du plot de transition. Afin d'assurer la stabilité du plot en cas extrême de séisme en fin de construction, la pente aval a été portée à 0.2H/1V.</p> <p>Voir réponse au commentaire 19. Ce commentaire est valable pour toutes les structures dont la stabilité fait l'objet d'un calcul. Au cas où le niveau de fondation diffère des hypothèses de calcul, il conviendra de vérifier la stabilité avec les niveaux réels de fondation, et si nécessaire d'adapter le profil de la structure.</p>
33	<p>Barrage de fermeture :</p> <ul style="list-style-type: none"> Préciser par des reconnaissances le niveau réel de fondation de cet ouvrage Vérifier la stabilité dans les cas d'étiage de la Sanaga (en saison sèche, il a été retenu une pression nulle au pied aval. Cette hypothèse est jugée trop optimiste) 	<ul style="list-style-type: none"> Voir point 6 en cours <p>Conformément aux recommandations du Panel, la stabilité du barrage de fermeture a été vérifiée en cas d'étiage de la Sanaga, avec une pression au pied aval égal au poids des remblais.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
34	<p>Pertuis de chasse : Le Panel recommande de déplacer vers l'amont le joint rive à rive et d'ancrer la dalle aval dans le rocher</p>	<p>La conception proposée par le Panel impose de prolonger le joint de rive à rive dans le mur bajoyer, ce qui complique la construction du mur et ne permet plus de bénéficier de sa pleine inertie. En termes de stabilité à la flottaison, le demi-plot aval serait pénalisé et il serait nécessaire d'épaissir la dalle du pertuis ou de l'ancrer. Par ailleurs, il a été décidé de placer le joint rive-rive à l'aval du mur bajoyer afin d'éviter des désordres sur les structures essentielles (ouvrage vanné, pont routier aval) en cas d'affouillement aval. Pour cette raison, une dalle aval de 10 mètres de long a été ajoutée et fait office de fusible.</p> <p>Le Panel propose d'ancrer au rocher la dalle aval d'épaisseur 2 m, afin de résister aux fluctuations de pression de l'écoulement à l'aval. Il faut noter que la bêche aval de 5 m de hauteur et 2 m de largeur minimale constitue une poutre qui rigidifie considérablement la dalle aval. Par ailleurs, une boîte de cisaillement située à l'extrémité aval du pertuis bloque le déplacement vertical de la dalle aval.</p> <p>La stabilité de la dalle aval a néanmoins été vérifiée dans le cas exceptionnel d'une fermeture brutale des deux vannes de chasse préalablement totalement ouvertes et un niveau amont égal à 513.60 m (pas de déversement par le seuil labyrinthe). La dalle aval est alors soumise à une sous-pression de profil trapézoïdal avec un niveau aval à la cote 504.60 m. La pente amont de la bêche a été adoucie afin d'augmenter la stabilité de la dalle, sans recourir à des ancrages.</p>
35	<p>Canal usinier : le Panel s'interroge sur le besoin de rajouter un filtre sous le drain en gravier concassé présent sous le revêtement béton</p>	<p>Dans les zones en remblai, les eaux de percolation viennent du canal pour s'échapper vers l'extérieur. La migration de fines du corps de digue vers le filtre sous dalle n'est donc pas possible puisqu'à contre-sens de l'écoulement.</p> <p>Seules des portions en déblais avec une nappe de versant, pourraient conduire à une migration de fines du corps de digues vers le filtre. La présence d'un filtre géotextile continu sous le matériau drainant assure le contrôle de cette migration.</p>
36	<p>Un paramètre majeur de la stabilité des digues est la position de la ligne de saturation dans les formations meubles sur lesquelles elles sont fondées. Il est recommandé de vérifier la stabilité à long terme des digues en faisant une hypothèse sur le toit de la nappe et sans prendre de cohésion pour la fondation meuble. Le Panel recommande :</p> <ul style="list-style-type: none"> • d'effectuer des essais triaxiaux sur échantillons intacts représentatifs 	<p>Les investigations géologiques complémentaires sont faites dans cette optique.</p> <p>Les essais triaxiaux sont bien prévus dans le cadre des investigations complémentaires en cours.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>prélevés dans la fondation.</p> <ul style="list-style-type: none"> d'étudier le niveau de la nappe de versant pour déterminer si on est en caractéristiques saturées ou non saturées dans la fondation des digues. 	<p>6 sondages pressiométriques implantés le long de la rive gauche du canal sont équipés en piézomètres et seront suivi au pas bi-mensuel de manière à permettre de lever ces incertitudes</p>
37	<p>Tassements sous le canal : Le Panel recommande que des prélèvements intacts et une série d'essais œdométriques soient réalisés dans les matériaux de fondation pour clarifier cette problématique importante. Sur la base de ces essais, une modélisation bidimensionnelle élastoplastique par Eléments Finis (type Plaxis) de la digue et sa fondation meuble permettraient de mieux cerner les tassements à attendre pendant la construction et pendant l'exploitation</p>	<p>Il est bien prévu le prélèvement d'échantillons « intacts » dans les tranchées des essais en cours, et la réalisation d'essais oedométriques. A l'issue de cette série d'essais, et en fonction des valeurs caractéristiques de coefficient de consolidations déterminées à l'oedomètre, les tassements primaires et différés seront estimés à l'aide d'une méthode numérique à définir par le géotechnicien TEGG.</p>
38	<p>Canal : Le Panel recommande :</p> <ul style="list-style-type: none"> d'équiper les forages de reconnaissances en cours de réalisation en piézomètres et d'effectuer des relevés réguliers de façon à améliorer la connaissance de l'hydrogéologie de la rive qui a une influence directe sur la stabilité des digues du canal. de prévoir des cellules de pressions interstitielles dans les digues et leur fondation pour vérifier les hypothèses du calcul de stabilité et en particulier les pressions interstitielles dans la fondation et les remblais argileux pendant la construction. 	<p>Cf réponse 36</p> <p>Il est bien prévu le prélèvement d'échantillons « intacts » dans les tranchées des essais en cours, et la réalisation d'essais oedométriques. A l'issue de cette série d'essais, et en fonction des valeurs caractéristiques de coefficient de consolidations déterminées à l'oedomètre, les tassements primaires et différés seront estimés à l'aide d'une méthode numérique à définir par le géotechnicien TEGG.</p>
39	<p>Stabilité du canal : Il est recommandé de vérifier que les coefficients de sécurité limite ne sont pas atteints si on suppose une cohésion nulle dans la fondation meuble sous nappe.</p>	<p>Dans l'APD, les matériaux meubles de fondation ont été subdivisés en trois catégories, chacune affectée d'une cohésion et d'un angle de frottement. L'une de ces catégories (« sable de transition ») a été jugée impropre et devant être purgée. Ceci laisse donc deux catégories : « latérite » (30 kPa) et « argilo-sableux » (10 kPa). Ces deux valeurs sont les minimums des essais réalisés lors des précédentes campagnes, sur des matériaux saturés. Pour les calculs de stabilité, ces valeurs « minimales » ont été divisées d'un facteur deux par mesure de sécurité (i.e. 15 kPa et 5 kPa). Les pentes des talus des digues et leur structure interne ont été optimisées pour ces caractéristiques mécaniques.</p> <p>En tout état de cause, pour répondre aux préoccupations du POE, nous avons vérifié, pour les cas CHAN-1, EXC-4 et EXT3 la stabilité dans l'hypothèse d'une cohésion nulle pour les</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
		<p>matériaux de fondations argilo-sableux (l'hypothèse d'une latérite argileuse à cohésion nulle n'étant pas jugée judicieuse). Dans ces cas de calcul, la stabilité des remblais reste assurée, aussi bien pour la digue homogène de 15m (coeff = 1.27; 1.28; 1.04) que pour le parement amont (le plus sensible) d'une digue zonée de grande hauteur (coef = 1.35 ; 1.31 ; 1.15).</p> <p>De nouvelles investigations sont en cours qui viendront confirmer ou infirmer les hypothèses de cohésion (et d'angle de frottement) retenues.</p>
40	<p>Le Panel recommande de fonder les ailes en BCR de la prise d'eau sur le rocher G1/G2 (et non sur G0r)</p> <p>Le Panel recommande une auscultation piézométrique de l'ouvrage en complément des pendules proposés.</p>	<p>L'horizon G0r est considéré avoir une résistance à la compression ($R_{cr} = 10 \text{ Mpa}$), très largement supérieure à la valeur maximale de compression au contact avec le rocher de fondation (calculée à 0.65MPa en fin de construction).</p> <p>Pour information, le barrage BCR de Rizzanezze (H=40m) est fondé sur un horizon G0r</p> <p>Conformément aux recommandations du Panel, il est prévu l'installation de sections instrumentées sous chacune des ailes BCR.</p>
41	<p>Pour les ouvrages "hors Sanaga", fondés à relativement faible profondeur, le Panel serait d'avis de prévoir plus systématiquement les injections de consolidation. On propose d'inverser le principe d'injection à la demande et dire que suivant les conditions géologiques rencontrées à l'excavation, elles pourraient être localement supprimées (fondation sur rocher massif par exemple) sur base du jugement du géologue <u>et</u> de l'ingénieur.</p>	Cf réponse n°21
42	<p>Auscultation usine : il serait utile de prévoir un dispositif d'auscultation, même sommaire, afin de suivre le comportement de l'usine dans la durée (et anticiper les désordres sur les équipements)</p>	<p>Conformément aux recommandations du POE, il est prévu de mettre en place des repères de nivellement de manière systématique à tous les étages de l'usine, afin de permettre, par des levés systématiques, la vérification de l'évolution éventuelle de la convergence du rocher encaissant.</p>
43	<p>En ce qui concerne le choix des organes de manœuvre, l'usage de vérins pour la vanne et le clapet semble plus approprié au Panel compte tenu notamment de la faible fréquence probable d'ouverture complète de la vanne. En effet, sauf fournitures spéciales, les fabricants de chaînes Galle recommandent une manœuvre complète de celles-ci tous les deux mois environ pour assurer leur</p>	<p>Quoique que les solutions soient techniquement et économiquement équivalentes, chacune ayant ses avantages et inconvénients, nous suivons les recommandations du Panel et changeons les systèmes de manœuvre en conséquence.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>flexibilité. Cette contrainte d'entretien, en complément du coût sensiblement supérieur de la solution treuils à chaînes, fait que le choix du système de manœuvre mérite une étude technico-économique comparative.</p> <p>Si toutefois, la solution treuils à chaînes était conservée pour la vanne, il est conseillé de revoir la synchronisation mécanique de ces treuils car la solution proposée (arbre mécanique de liaison des treuils de 17 m de longueur), outre son coût, risque d'être difficile à mettre en œuvre de par la position des treuils sur les piles. Cette synchronisation peut-être avantageusement remplacée par une solution arbre électrique (Selsyn de puissance) ou par codeurs (solution la plus utilisée à l'heure actuelle). Ces dispositifs de synchronisation sont utilisés depuis longtemps et sont tout à fait fiables.</p> <p>Y compris dans le cas où la solution treuils serait conservée pour la vanne le Panel recommande vivement d'abandonner la manœuvre des clapets par chaîne Galle au profit d'un système à vérins plus simple et plus fiable (à l'ouverture). Le système envisagé dans l'APD demande des sécurités très fiables dans l'automatisme (gestion du mou de chaîne) afin d'éviter tout dommage au clapet lors de manœuvre d'ouverture vanne.</p> <p>La manœuvre de clapets par vérins est maintenant retenue de façon quasi systématique y compris lorsque la vanne segment est manœuvrée par chaîne Galle.</p>	<p>Nonobstant, le REX précédent du CIH sur des systèmes de manœuvre par vérins recommande de mettre en place des dispositions adéquates de contrôle de réalisation et de suivi en maintenance.</p> <p>La proposition initiale de CIH (Chaînes Galle) visait à simplifier le système et avoir un entretien plus facile.</p>
44	<p>Prévoir le lestage du filet de la drôme flottante pour éviter son retournement par les objets flottants</p>	<p>Ce point est prévu. Les dromes flottantes comporteront un câble lest en partie inférieure. La note 9.01 sera amendée en conséquence.</p>
45	<p>Le Panel conseille d'étudier la possibilité de batardage en eau vive des pertuis d'entrée canal. Le Panel recommande de prévoir la possibilité d'assemblage hors de l'écoulement des deux éléments inférieurs ainsi que la manœuvre de ces éléments avec un dispositif spécifique (vérins creux par exemple). Ce dispositif n'a pas à être installé à demeure et l'appel à une entreprise spécialisée peut être nécessaire mais le fait de prévoir l'opération à l'avance permet de</p>	<p>En cas de brèche dans le canal à RN (513,50), le besoin de couper le débit nécessite, en effet, la fermeture de chacun des 3 pertuis du canal.</p> <p>Nous proposons le dispositif suivant, dans ce cas de charge exceptionnel :</p> <ul style="list-style-type: none"> - dans chaque rainure, un chevêtre à 514,70 permet de placer chaque batardeau inférieur, - les deuxième et troisième batardeaux sont placés au-dessus,

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	sécuriser l'opération en particulier en s'assurant dès la conception que le génie-civil est prévue pour celle-ci (charges, points d'ancrages...).	<ul style="list-style-type: none"> - une fois le tout empilé, le système de levage est implanté au-dessus, les tiges (vérins creux) sont placées dans le bloc de 3 batardeaux et le tout est descendu en une fois. La mise en place de ces 3x3=9 éléments sera réalisable en deux jours.
46	Le tableau du dimensionnement du batardeau de la prise usinière n'est pas clair. Préciser les dimensions des pertuis (largeur, hauteur) et niveau de calage du seuil et de la traverse frontale.	Ce point sera reprécisé dans la note 9.01
47	Un organe de sécurité tel que les vannes de tête doit pouvoir se fermer de façon fiable et contrôlée sans apport d'énergie. Préférer une manœuvre par vérin qui permet de fermer rapidement le pertuis en cas de manque de courant plutôt que des treuils à câbles. Ceux-ci sont lents et nécessitent soit de l'énergie pour fermer les vannes soit des systèmes de ralentissement et de freinage souvent complexes et pas toujours fiables (système à inertie). Cette remarque est à considérer avec une attention accrue dans le cas où il serait décidé de supprimer les vannes fourreaux	La position initiale du CIH en faveur des treuils est basée sur la rusticité de ces équipements et les doutes quant au soin apporté par les équipes des constructeurs lors de leur installation et les préoccupations de maintenance. Cependant, et dans le même esprit que pour les vannes du barrage, quoique que les solutions soient techniquement et économiquement équivalentes, nous suivons les recommandations du Panel et changeons les systèmes de manœuvre en conséquence. Notons cependant que, d'expérience, le débrimbalage (associé à l'utilisation de vérins) n'est pas sans risque et nécessitera un mode opératoire réfléchi.
48	Vol 9-9-11 (p 18) : L'élément supérieur des batardeaux devrait bien être stocké légèrement « en aval » comme il apparaît sur les plans (p 105 dossier de plans et schémas) et non « en amont » comme indiqué dans le texte	Ce point a été corrigé dans la note 9.01, conformément à la remarque du Panel d'experts.
49	Conduite forcée : Les plans des conduites forcées montrent des éléments toriques difficiles voire impossibles à fabriquer. Les conduites devront être réalisées par tronçons rectilignes soudés. Cela ne remet pas en cause le tracé général de ces conduites mais le détail des plans fournis ne correspond pas réellement à ce que pourra être la réalisation	La conception sera bien "à facette" et donc sans élément torique.
50	Dans la mesure où leur suppression n'a pas d'impact sensible sur la sûreté d'exploitation, le Panel recommande de faire une évaluation technico-économique avant de décider de l'installation de vannes fourreau	Etant donné les gains escomptés, la MOA a validé la position de les enlever lors du COPIL du 19 fév. 2015. Nous avançons donc avec cette orientation.
51	Note 14.14.04 : Etude de stabilité sur réseau fictif : Stabilité transitoire en cas de court-circuit triphasé proche de Nachtigal : l'étude de creux de tension fait	La note 14.04 avait pour but de vérifier la stabilité des machines sur le réseau et non pas d'étudier la stabilité du réseau.

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>ressortir une tension excessivement basse à Nachtigal susceptible de créer un problème de continuité de service. Il serait bien de vérifier l'effet d'une augmentation de la capacité du système d'excitation des alternateurs de Nachtigal sur ce point.</p> <p>Enfin, si les études d'insertion d'usine sont souvent faites avec un (ou en nombre limité selon les cas) équivalent(s) de réseau, le réseau Camerounais étant peu étoffé et la centrale de Nachtigal n'étant pas marginale pour ce réseau il serait préférable de faire une modélisation plus complète.</p> <p>Concernant l'excitation et les creux de tension le Panel recommande un rapide complément avant DAO afin de spécifier au mieux ce système.</p>	<p>Avec une régulation standard et un jeu de paramètres standard (dont l'inertie machine), la stabilité des groupes de Nachtigal amont sur le système est confirmée.</p> <p>Le système d'excitation paraît ainsi suffisamment dimensionné.</p> <p>La vérification de la stabilité du réseau camerounais et ses (éventuels) renforcements n'ont pas été à ce stade embarqué sous la responsabilité du projet de Nachtigal amont.</p> <p>Comme expliqué précédemment, l'instabilité ne viendra pas du groupe lui-même ou du mauvais dimensionnement de l'excitation.</p> <p>Une étude complémentaire CIH devra montrer que la tension faible au niveau du stator n'induit pas le déclenchement de certains auxiliaires essentiels (à identifier) entraînant eux-mêmes le déclenchement du groupe. Le réglage des protections et des temporisations sera alors étudié.</p> <p>L'angle interne de la machine dépend du point de fonctionnement. Ainsi avant le défaut, il est autour de 23° dans le cadre de ces simulations. Il va naturellement être modifié en fonction de la puissance active et réactive générée par la centrale. Ainsi lors du défaut, le point de fonctionnement du groupe est perturbé. Pendant le court-circuit, l'angle tombe puis se re-stabilise rapidement à sa valeur initiale. Cette valeur (40°) n'est pas problématique.</p> <p>Le défaut simulé a été réalisé sur la liaison entre le poste de Nyom 2 et le réseau infini du côté du poste de Nyom II. Des défauts ont également été simulés sur les liaisons entre Nyom 2 et Nachtigal du côté du poste de Nachtigal 225kV (cf chapitre 3.3 page 43). Dans ce cas et malgré le fait que le défaut soit plus proche de Nachtigal, les angles internes ne dépassent pas 43°.</p>
52	<p>Compte-tenu du nombre de groupes et du contexte contractuel du projet il peut être utile de prévoir un transformateur de rechange. Le Panel recommande une estimation probabiliste simple des pertes engendrées par un incident transformateur imposant sa reconstruction ou son remplacement afin d'aider à la décision</p>	<p>L'APD prévoit et a déjà chiffré un transformateur de rechange, soit 7+1=8 au total. Le choix d'un transformateur de rechange est lié au délai de ré-approvisionnement d'un transformateur de rechange (~ 1 an), durant lequel un groupe serait indisponible.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
53	<p>Le facteur de puissance alternateur permet une contribution significative au réglage de tension (fourniture de réactif en particulier). Différentes valeurs se trouvent dans l'APD (0,83 et 0,85) et par ailleurs le lien avec les performances au poste de Nyom 2 (exprimées différemment) n'est pas établi car le § 4.4 de la note conduirait plutôt à un facteur de puissance de 0,92. Cette dernière valeur est probablement insuffisante mais une rapide analyse complémentaire peut s'avérer utile compte-tenu de l'impact coût de ce paramètre.</p>	<p>Il y a plusieurs valeurs de cos phi :</p> <ul style="list-style-type: none"> - la valeur estimée au point de livraison de 0,92 - la valeur de conception de la machine : la valeur aux bornes de l'alternateur a été déduite de la valeur précédente par un calcul ad-hoc, et est de 0,831. <p>La valeur de 0,85 est la valeur initiale dans la note de conception "au stade de conception" (comme indiqué dans la note 1.06).</p>
54	<p>Les bouteilles de protection incendie alternateur (CO2) pourrait facilement être mutualisées, par exemple pour 2 ou 3 groupes, afin de diminuer un peu son coût mais aussi de dégager de la place dans l'usine</p>	<p>Cette éventualité est envisageable. Elle doit être validée par l'Assureur de la MOA (modes commun, vanne directionnelle dysfonctionnant, etc.)</p>
55	<p>Alimentation des auxiliaires alternatifs : le Panel propose une variante pour le schéma d'alimentation (voir §7.3.2) : transformation 225/33 au lieu d'une transformation 225/10,3</p>	<p>Nous comprenons que notre proposition est viable; le schéma unifilaire résulte d'un historique de réalisation de l'APD. Le principe nous semble bon et correspond à la fonctionnalité attendue. Le reste de l'APD est conforme à cette hypothèse de base. Quelques modifications à la marge sur la conception du poste pourraient être mises à jour et optimisées.</p> <p>En revanche, nous proposons que la demande du panel de créer le 30kV au poste ne soit pas retenue dans la mesure où la solution proposée dans l'APD de référence répond aux fonctionnalités demandées.</p>
56	<p>Schéma D050 LBT 000001 – Aval des tableaux 50 LBT 001&002 TL</p> <p>Le schéma proposé est un peu inhabituel dans la mesure où la reprise en secours se fait directement au niveau de chaque tableau aval (groupes, sécurité...) et non au niveau supérieur (50 LBT 001&002 TL). Ce schéma est tout à fait viable mais impose un nombre plus important de permutations et une plus grande longueur de câbles sans que le bénéfice n'apparaisse réellement. Certaines configurations exigent par ailleurs de manipulations manuelles particulières (connexion 50 LBT 001&002 TL).</p>	<p>L'objectif de raccorder les sources de secours au plus près des utilisateurs est ce qui est recherché de façon à se prémunir de toute défaillance amont (alimentation par diesel directe).</p> <p>Les permutations sont, en effet, plus importantes au niveau des tableaux locaux, mais ces basculements arriveront après de nombreuses défaillances.</p>
57	<p>Régulation de tension : Lorsque plusieurs groupes sont couplés en parallèle sur un même nœud électrique il est préférable de prévoir une consigne de tension</p>	<p>La note 10.01 spécifie bien que le réglage de tension et du réactif sont prévus pour chaque groupe.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	sur le nœud et des consignes de puissance réactive pour les groupes ou de laisser un seul groupe en régulation de tension en surveillant le réactif produite par les autres groupes	
58	<p>Le Panel recommande d'installer des équipements de monitoring sur les équipements principaux (alternateur, transformateur de groupe...) afin de détecter de façon précoce les anomalies, d'optimiser la maintenance et de faciliter le suivi les performances dans la durée (rendement turbine par exemple). Le monitoring est effectivement brièvement évoqué dans certains passages de l'APD devrait être spécifié dans le DAO avec en particulier :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Le monitoring du transformateur de groupe (Analyseur de gaz dissous ou autre). • Le suivi des décharges partielles alternateur. • La mesure de débit groupe par ultra-son (suivi du rendement en exploitation). <p>Le Panel a bien noté qu'une mesure de débit par ultra-sons n'était pas prévue compte-tenu de son coût (Note 10.10.01). Le Panel rappelle que l'exploitation des Winter-Kennedy est souvent peu pérenne en exploitation pour suivre les évolutions du rendement et par ailleurs le débitmètre peut être utilisé pour la protection survitesse conduite.</p>	<p>Ces demandes ont un coût, qui n'a pas été pris en compte dans l'estimation APD.</p> <p>Le suivi des alternateurs peut être réalisé de façon périodique par une équipe dédiée, mais sans équipement installé à demeure.</p> <p>Le monitoring d'analyse de gaz dissous est prévu dans la note 9.08 chapitre 12.2.1 " <i>Un système automatique d'analyse de l'huile, de type « TRANSFIX »</i>".</p> <p>En ce qui concerne la mesure de débit, une telle mesure est prévue pour les essais de réception sur un seul groupe.</p> <p>L'installation de tels équipements est non négligeable, et à ce stade non prévue. Ce point pourra être rajouté si la MOA le décide.</p> <p>En revanche, il pourra être intéressant pour la MOA d'avoir un débit global pour le suivi des apports (prévu).</p> <p>La protection survitesse par US n'est pas acceptée dans les critères de conception EDF.</p>
59	Les ratios d'indisponibilité varient d'un document à l'autre (fortuit de 2 ou 3 %, programmé de 6 ou 5%) tout en assurant une disponibilité globale de 92 %. Pour une usine avec une exploitation quasi au fil de l'eau et dont les caractéristiques (chute, complexité...) n'ont rien de particulier ce ratio pourrait être légèrement amélioré.	Nous allons vérifier ces écarts et ce sera mis en cohérence, c'est-à-dire 5% programmé + 3% fortuit.
60	Le Panel note que la partie poste fournie avec l'APD semble avoir été réalisée dans une étape antérieure à l'APD et il est mentionnée qu'elle sera actualisée lors de la réalisation de l'APD ce qui n'a a priori pas été le cas. D'une manière	Ce point sera corrigé par le CIST

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>générale la partie poste ne présente pas d'incohérence avec le reste de l'APD à l'exception toutefois de l'existence d'une cellule transformateur 225 kV qui était prévue à l'origine.</p> <p>Malgré le coût d'une telle cellule le Panel considère que l'architecture initiale mérite d'être prise en considération et propose (voir § 7.3.2) qu'une variante du schéma unifilaire global (poste – usine – auxiliaires) soit analysée.</p>	<p>Voir point 55</p>
61	<p>Le choix du type de turbine, Francis ou Kaplan, aurait mérité d'être justifié dans l'APD par une comparaison technico-économique faisant apparaître les productions d'énergie en fonction du nombre de groupes et le coût des deux solutions. Ceci même si la très faible variation de hauteur de chute en exploitation n'oriente effectivement pas naturellement vers une solution Kaplan. En effet, comme indiqué dans la notice, la grande capacité de variation de débit des turbines Kaplan (et leurs meilleurs rendements) pourrait influencer sensiblement le nombre de groupes à installer.</p>	<p>Les calculs faits dans les notes, ainsi que l'estimation d'un surcoût de # 20-30% pour des turbines Kaplan, nous paraissent suffisants pour justifier l'orientation prise et ce, dans la mesure où les turbines Francis satisfont aux exigences définies.</p> <p>Enfin, une étude indépendante des variantes possibles, entre autres 6 x70 MW et la solution actuelle 7 x 60 MW, a été faite dans le cadre de l'optimisation du design et redémontre l'intérêt de la solution actuelle 7 groupes par rapport à 6 groupes.</p>
62	<p>Concernant la vitesse de rotation sélectionnée le Panel a bien noté lors de la présentation du 5 novembre qu'une vitesse volontairement inférieure à l'optimum « économique » avait été privilégiée. Les arguments avancés (inertie augmentant la stabilité, abrasion par les particules solides, enfoncement) ont bien été notés. Le Panel considère toutefois que la vitesse de choc des particules solides sur la turbine est plus liée à la hauteur de chute (qui peut être considérée comme faible pour cet aspect) qu'à la vitesse de rotation de la roue.</p> <p>La vitesse choisie apparaît cependant 2 crans en dessous de l'optimum déterminé par le Panel et une vérification technico-économique aurait été utile dans l'APD</p>	<p>La norme CEI-62324 identifie la vitesse d'eau dans la turbine comme paramètre, en outre à la puissance 2,3</p> <p>L'analyse technico économique est faite page 6 de la note 9.04</p>
63	<p>Lors des échanges du 22 janvier le CIH a précisé que le choix de 7 groupes avait pour l'essentiel été justifié par la contrainte de disponibilité de fourniture à Rio Tinto Alcan (190 MW en n-1 en saison sèche). Cette contrainte ayant maintenant disparu le choix de 7 groupes peut effectivement être reconsidéré. Lors de ces échanges il est effectivement apparu qu'un passage à 6 groupes paraissait tout à fait envisageable.</p>	<p>Une étude indépendante des variantes possibles, entre autres 6 x70 MW et la solution actuelle 7 x 60 MW, a été faite et redémontre l'intérêt de la solution actuelle 7 groupes par rapport à 6 groupes.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	<p>La solution discutée avec le CIH serait de retenir des groupes à vitesse spécifique identique à celle des groupes actuels ce qui conduirait à augmenter légèrement l'entraxe groupe ainsi que l'enfoncement. Cette solution permettrait néanmoins de générer des économies très substantielles sur la partie électromécanique avec des modifications limitées des documents d'APD.</p> <p>Le débit groupe passerait de 140 à 163 m3/s voire un peu moins si l'on tient compte d'un léger gain en rendement.</p> <p>Par ailleurs le diamètre des conduites forcées pourrait rester identique, la vitesse d'écoulement resterait largement inférieure aux maximum habituellement spécifiés mais avec une augmentation d'environ 15 cm des pertes de charges.</p> <p>Tout ceci demande bien entendu une analyse technico-économique complémentaire qui n'est pas du ressort du Panel.</p>	
64	<p>Pour la solution préconisée on note toutefois une forte concentration de points de fonctionnement dans une zone pour laquelle les pulsations de pression engendrées par la torche peuvent être gênantes. Une alimentation en air est prévue à travers l'arbre turbine/alternateur pour réduire les effets de ces torches si nécessaire. Cette admission d'air sous la roue est susceptible d'engendrer une légère perte de rendement.</p>	<p>Le rendement pris en considération est tracé à partir d'une colline de rendement prototype et nous paraît ainsi raisonnablement atteignable.</p>
65	<p>Une seule pompe est prévue par puits de vidange ce qui peut être problématique en cas défaut.</p> <p>Il a été vérifié lors de la journée du 22 janvier qu'une liaison entre les deux puits était bien prévue (le Panel n'avait pas trouvé cette indication dans le texte).</p> <p>De plus cette disposition facilite la maintenance des puits.</p>	<p>Conformément aux recommandations du panel d'expert, ceci a été modifié dans la note 9.12 de l'APD final.</p>
66	<p>Le § 17.1 traite des études de réseau, et des études de stabilité en particulier, en évoquant 2 possibilités : études faites par l'ingénierie avant DAO ou par entreprise sélectionnée.</p> <p>Même si une partie significative de ces études a déjà été effectuée au niveau APD (voir ci-dessus) le Panel recommande que les compléments de ces études soient réalisés par l'ingénierie. Bien entendu ces études prendraient en compte les caractéristiques proposées par les constructeurs (impédances alternateur, transformateur ...) mais ceci peut se faire facilement si les modèles ont déjà été créés.</p>	<p>La remarque est judicieuse, mais de telles études sont difficiles à réaliser en l'état, car aucun critère ou contrainte réseau (creux de tension, court-circuit, comportements transitoires) n'a été validé à ce stade (suivant note 1.18).</p> <p>Quoique le modèle soit prêt, toute autre simulation ne pourrait être faite qu'après validation des données d'entrée par l'entité camerounaise compétente.</p> <p>Cf. points précédents sur l'adéquation du dimensionnement du système d'excitation.</p>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	Concernant l'excitation et les creux de tension le Panel recommande un rapide complément avant DAO afin de spécifier au mieux ce système.	
67	La tension HTB pourrait être ajustée sur la base d'une étude de tension afin de conserver le maximum de souplesse en exploitation avec le régleur à vide. La plage de variation de ce régleur est indiquée comme à définir par le gestionnaire du réseau de transport (GRT) mais il est plus courant de spécifier un régleur (par exemple -2x2,5%/0/+2x2,5%) et de définir la tension HTB du transformateur après une étude système, en accord avec le GRT si besoin.	Ce sera fait dans les notes 1.06 et 9.08. La tension à vide sera spécifiée par le gestionnaire de réseau et les prises habituelles ($0 \pm 2 \times 2,5 \%$) seront spécifiées.
68	Compte-tenu du nombre de transformateurs en parallèle le calcul de court-circuit serait utile pour vérifier que la mise à la terre directe des neutres primaires ne pose pas de problèmes (valeur du courant de court-circuit). Des calculs sont fournis mais le Panel n'a pas trouvé les hypothèses tout à fait explicites et les courants de court-circuit obtenus sont très élevés (pouvoir de coupure disjoncteur à vérifier).	Le mode de raccordement à la terre de l'enroulement HTB des transformateurs est fonction d'un rapport d'impédances et est conçu pour que l'impédance homopolaire équivalente, au point de livraison, respecte le ratio (Z_0/Z_d) compris entre 1 et 3. Cette question pourra, elle aussi, se résoudre lorsque des éléments sur les caractéristiques du réseau de la part du gestionnaire de réseau auront été fournis. Les calculs concernent seulement les disjoncteurs HTA des groupes 1 et 7 et leur pouvoir de coupure ont été vérifiés.
69	Compte-tenu des courants de court-circuit élevés sur cette liaison il convient de vérifier les soutirages effectués : auxiliaires et excitation, et de s'assurer qu'une self de limitation n'est pas nécessaire avant le passage en câbles et/ou que les systèmes de pose de câbles sont adaptés aux efforts électrodynamiques. Françoise à faire Le Panel n'a pas trouvé de détail sur ce sujet dans l'APD et ces aspects se traiteront de toute façon au niveau de la conception détaillée mais si par exemple une self est jugée nécessaire il serait bien de l'indiquer dans l'APD.	La distance de ces câbles est très faible et ils seront dimensionnés en conséquence. Le chapitre 15.03 de la note 9.08 (paragraphe final) considère que la liaison câble est adaptée : " <i>Toutes les liaisons câbles auront la même section étant donné que la grandeur dimensionnante est le courant de court-circuit qui est identique pour toutes les liaisons HTA de n'importe quel groupe.</i> "
70	Soutirage excitation Le Panel considère que la solution la plus recommandable pour le soutirage excitation des groupes de moyenne-forte puissance reste un soutirage par barres sur les barres groupes et des transformateurs (secs) triphasés ; ceci afin d'éviter les défauts biphasés sur lesquels l'alternateur débite directement avec un courant forcément élevé.	Ces groupes de 60 MW sont justement considérés comme de faible puissance. Les câbles sont de faible longueur car intégrés dans une cellule comprenant le sectionneur HTA, les câbles et l'alimentation de l'excitation. En outre, pendant la mise en service, les câbles pourront être connectés entre le sectionneur HTA et le transformateur de groupe.
71	Soutirage excitation Il est admis que les défauts biphasés sont rares et que la puissance des groupes est « moyenne » ; les dispositions prévues à l'APD sont acceptables mais il faut spécifier la tenue de l'ensemble au court-circuit et celle des câbles en particulier	Il est mentionné dans le 15.3 de la note 9.08 que " <i>les câbles seront installés sur des chemins de câbles rigides. Les câbles doivent être fixés de manière à éviter l'arrachement aux efforts électrodynamiques pouvant intervenir lors des court-circuits (valeurs subtransitoires des courants)</i> " et que " <i>Toutes les liaisons câbles auront la même section étant donné que la</i>

N°	1. Observations POE	2. Commentaires / éléments de réponses CIH
	(câbles proprement dits et fixation mécanique). Malgré tout le Panel recommande de préciser le surcoût de la solution la plus fiable avant de confirmer le choix fait dans l'APD.	<i>grandeur dimensionnante est le courant de court-circuit qui est identique pour toutes les liaisons HTA de n'importe quel groupe.</i> La fiabilité des deux solutions barres et câbles est équivalente, et les écarts de prix sont quasi nuls.
72	Enfin, bien que le Panel n'ait pas à traiter des dispositions contractuelles du PPA, il a été informé que la ligne Nachtigal – Nyom 2 devait être rétrocédée au gestionnaire du réseau de transport (GRT) à sa mise en service alors que le poste de Nachtigal resterait exploité et maintenu par l'Opérateur de Nachtigal mandaté par la société de projet. Le Panel ne porte aucun avis sur ces dispositions et signale simplement que, bien que le schéma groupe blocs impose des interfaces précises entre poste et usine (contrôle-commande et protections), l'exploitation-maintenance du poste par le GRT ne pose pas réellement de problème technique. Il est de toute façon probable que la maintenance du poste soit confiée au GRT car il est peu rentable de disposer des moyens humains et matériels nécessaires à la maintenance d'un poste HTB unique.	Une réservation foncière sera représentée sur les plans de masse pour un poste "réseau" implanté à la sortie du Poste Propriétaire.
73	Le remblai du canal s'appuyant contre le mur est supposé en remblai drainant. Il n'y a pas de plan montrant l'arrangement des remblais dans cette zone de contact. Un angle de frottement de 40° a été retenu pour cette zone drainante. Cela paraît optimiste s'il s'agit de gravier concassé tout venant.	Suite aux échanges avec le panel d'expert, la coupe type a été reprise pour assurer que les matériaux à l'interface remblai – ailes BCR seront bien des enrochements de petite taille. Dans ces conditions un angle de frottement de 40° est bien justifié.
74	Le corps du barrage est drainé par drains verticaux montés en même temps que les couches de BCR. Il est prévu un raccordement incliné à la galerie de drainage. Comment est réalisé ce raccordement ?	La coupe type de raccordement du drain vertical à la galerie a été repris, conformément aux réalisations récentes sur des barrages BCR (NT2, Rizzaneze). Un drain vertical complémentaire a été prévu en partie permettant d'assurer un drainage efficace de la partie basse du BCR. Les dispositions constructives seront cependant laissées à l'initiative de l'entreprise.
75	Il n'est prévu qu'un seul jeu de batardeaux à la prise usinière. En l'absence de planning de construction le Panel ne peut se prononcer sur le fait que la sécurité hydraulique puisse être assurée par ce jeu de batardeaux et les vannes de tête qui peuvent éventuellement être mises en place par des moyens temporaires si les dispositifs permanents ne sont pas disponibles ce qui est assez courant. Ce point est à vérifier.	C'est un problème de phasage en chantier, facilement gérable. A minima, le planning de fourniture et d'installation des vannes sera organisé de façon à ce que les vannes soient mises en place (éventuellement sans leur motorisation) lors de la mise en eau du canal.
76	Organe de sécurité amont des turbines	L'exercice commun entre la MOA et le CIH d'optimisation économique a permis à la MOA de décider l'enlèvement des vannes fourreau.