

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION DE LA RESERVE DE SUBSTITUTION DU CHÂTELAR

LA ROCHE-DES-ARNAUDS (05)



RAPPORT GEOTECHNIQUE G2-AVP

DECEMBRE 2023

/

N° du Projet	PRJ05922		
Indice	0	1	2
Date	14/12/2022	17/01/2024	
Nature des modifications	Initiale	Intégration des remarques du MOA du 22/09/2023 et 09/01/2024	
Rédigé par	Marianna MENDES Ingénieur Géotechnicien	Marianna MENDES Ingénieur Géotechnicien	
Vérifié par	Christophe DELAUNAY Ingénieur Géologue / Géotechnicien	Christophe DELAUNAY Ingénieur Géologue / Géotechnicien Denis CHAUSSEE Directeur de projet	

RESUME

L'ASA du Canal de Gap a fait réaliser des études pour la conception d'un stockage de substitution de la ressource en eau au lieu-dit « le Châtelar » sur la commune de la Roche-des-Arnauds (05). Les études de conception et ingénierie, réalisées par différents prestataires entre 2013 et 2019, ont fait l'objet d'un avis de la DREAL PACA/SPR/UCOH. Elle considère que le dossier comprend plusieurs pièces non conformes et qu'en conséquence l'instruction du dossier ne peut pas être poursuivie tant que ces irrégularités ne sont pas levées. Dans ce contexte la SCP a été missionné par l'ASA du Canal de Gap pour la mise en conformité du projet à partir d'un AVP.

Le présent rapport G2-AVP (suivant la norme NF P 94-500), qui fait partie intégrante de l'AVP, est basé sur l'analyse des données existantes. Il reprend les études précédentes et propose des solutions pour répondre aux remarques de la DREAL dans le domaine géotechnique. Les remarques concernent, entre autres, la mise en place de palplanches au niveau du pied aval du remblai. L'objectif du rideau de palplanches proposé en phase conception est d'apporter une résistance supplémentaire au niveau de la fondation contre le glissement du talus aval en cas de séisme. La DREAL signale le risque d'augmentation de la piézométrie dans la recharge aval.

Les investigations précédentes mettent en évidence la présence, en couverture, de :

- limons graveleux à blocs (**H1** de classe GTR C1A1 et C1B5) ou de limons argileux à cailloutis dans l'axe du vallon (**H1bis** de classe A2 ou C1A1) ;
- sous la couverture limoneuse, on retrouve des graves limoneuses moyennement consolidées (**H2** de classe essentiellement C1B5) ;
- plus en profondeur ces graves limoneuses sont consolidées (**H2bis** C1B5) ;
- au sein de l'horizon **H2bis**, les passages sur-consolidés de caractéristiques très bonnes et sont assimilées à des graves sableuses en conglomérats (**H3**)

La coupe type du barrage est homogène avec une crête à 1113 m NGF de 5 m de large, talus amont et aval de pente 5H/2V avec une risberme intermédiaire à 1105 m NGF de 3.5 m de large. La hauteur maximale du barrage est de 17 m. Il sera construit à partir des matériaux de déblai issus du remodelage de la réserve (Limon graveleux **H1** voire les graves limoneuses **H2** (C1A1, C1B5, ...))

Dans le cadre de notre mission, l'analyse des données existantes permet de valider les caractéristiques effectives des matériaux proposées précédemment. Des **investigations complémentaires (hors scope de la présente mission)** visant à mieux connaître les caractéristiques des matériaux à court terme sont souhaitables. En effet, les caractéristiques à court terme = **consolidées non drainées (Ccu et ϕ_{cu})** sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique et pour la justification au non poinçonnement. Dans l'attente de nouvelles investigations, une réinterprétation des essais triaxiaux CU+U a permis d'**estimer** ces valeurs court terme.

Les coefficients d'accélération sismique ont été également revus conformément à la réglementation en vigueur et sont **kh = 0.174** (identique à l'hypothèse Géolithe de 2019) et **kv = ± 0.117** (contre ± 0.047 retenue par Géolithe en 2019).

La mise en œuvre de palplanches a fait l'objet d'une attention particulière. Cette structure qui vise à apporter une résistance supplémentaire contre le glissement du talus aval en cas de séisme pourrait en contrepartie faire obstacle à l'écoulement d'eau et générer une augmentation de la piézométrie dans la recharge aval ce que n'est pas souhaitable.

Pour éviter cet effet indésirable « d'étanchéification » et conserver tout de même le rideau de palplanche en tant que renforcement, il est proposé la mise en œuvre du rideau de palplanche en transparence hydraulique à partir de deux adaptations principales :

- Le **battage partiel d'au moins 1 palplanche sur 3** créant des « fenêtres » pour l'écoulement des eaux sur la fondation
- La connexion directe entre la tête du rideau de palplanches et le tapis drainant, permettant le drainage, collecte et évacuation des eaux éventuellement retenues par le rideau de palplanches.

L'analyse de la stabilité des talus amont et aval du barrage a été réalisé à partir de calculs TALREN en considérant :

- les caractéristiques des matériaux :
 - effectives pour toutes les situations sauf séisme ;
 - court terme en cas de séisme ;
- les nouvelles valeurs de coefficients d'accélération sismique ;
- la mise en place de palplanches type PU18 en transparence hydraulique ;
- toutes les autres données identiques par ailleurs (géométrie ...).

Sous réserve du respect des dispositions constructives détaillées dans le présent rapport et d'un choix de matériaux possédant les caractéristiques préconisées, tous les états limites sont justifiés (portance et poinçonnement de la fondation, soulèvement du pied aval, tassements, érosion interne, liquéfaction sous séisme)

La purge de l'horizon **H1bis** sous l'emprise du barrage et sa substitution par du matériau traité ou aux meilleures caractéristiques permettrait de s'affranchir de ces palplanches et du traitement par jet gouting de l'assise de la galerie traversant le barrage.

SOMMAIRE

1	OBJET DU RAPPORT, DOCUMENTS DE REFERENCE	8
1.1	CONTEXTE GENERAL.....	8
1.2	OBJET DE LA MISSION.....	9
1.3	DOCUMENTS DE REFERENCE.....	9
2	CONTEXTE DE L'ETUDE	12
2.1	PRESENTATION DU PROJET.....	12
2.2	LOCALISATION DU PROJET	16
2.3	CONTEXTE GEOMORPHOLOGIQUE.....	16
2.4	CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	18
2.5	CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE.....	19
2.6	RISQUES IDENTIFIES	20
3	CONCEPTION GENERALE DU PROJET	21
3.1	PRINCIPES DE CONCEPTION.....	21
3.2	COMPOSITION DU BARRAGE	21
4	CONSIDERATIONS SUR LES ETUDES PRECEDENTES	24
4.1	ANALYSES DE STABILITE – VERSION PRO 2018	24
4.2	ANALYSES DE STABILITE – VERSION PRO 2019	26
4.3	AVIS DE LA DREAL.....	28
4.4	AVP ET G2-AVP (PRESENTE MISSION)	28
4.4.1	REVISION DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES	29
4.4.2	REVISION DES HYPOTHESES SISMIQUES.....	29
4.4.3	PROPOSITION DE TRANSPARENCE HYDRAULIQUE SUR LE RIDEAU DE PALPLANCHES..	31
5	DONNEES GEOTECHNIQUES	32
5.1	PROGRAMME DE RECONNAISSANCES (ETUDES PRECEDENTES)	32
5.2	ZONE DE FONDATION DU FUTUR BARRAGE.....	34
5.2.1	PROFILS ELECTRIQUES.....	34
5.2.2	LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU).....	36
5.2.3	ESSAIS PRESSIOMETRIQUES	39
5.2.4	ESSAIS DE PERMEABILITE IN SITU.....	40
5.3	ZONE D'EMPRUNT	41
5.3.1	PROFILS GEOPHYSIQUES (SISMIQUE DE REFRACTION).....	41
5.3.2	LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU).....	44
5.4	ESSAIS EN LABORATOIRE	47
5.4.1	IDENTIFICATION GTR.....	47
5.4.2	ESSAIS PROCTOR.....	49
5.4.3	ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT ET TRIAXIAUX.....	49

5.5	SYNTHESE DES RECONNAISSANCES.....	51
6	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	54
6.1	COMPOSITION ET GEOMETRIE	54
6.2	TERRASSEMENTS	55
6.2.1	TERRASSEMENTS SUR LE SITE DU CHÂTELAR	55
6.2.2	TERRASSEMENTS SUR LES ZONES D'EMPRUNT HORS SITE.....	56
6.3	METHODOLOGIES D'EXECUTION.....	57
6.3.1	PHASAGE GENERAL	57
6.3.2	PREPARATION DU SUPPORT SOUS REMBLAIS.....	58
6.3.3	DISPOSITIF DE RENFORCEMENT PAR PALPLANCHES.....	58
6.3.4	EXECUTION DU BARRAGE EN REMBLAI	59
6.3.5	GESTION DES STOCKS	60
6.4	POINTS PARTICULIERS.....	61
6.4.1	RACCORDEMENT AUX EXTREMITES.....	61
6.4.2	OUVRAGES TRAVERSANTS	61
6.4.3	USAGE DES GEOTEXTILES.....	61
6.4.4	COMPLEXE DRAINANT	63
6.5	REEMPLOI DES MATERIAUX.....	64
7	HYPOTHESES GENERALES	68
7.1	DONNEES HYDRAULIQUES.....	68
7.2	MODELE SISMIQUE.....	69
7.3	ETATS LIMITES A CONSIDERER.....	71
8	JUSTIFICATION DE LA SECURITE VIS-A-VIS DES DIFFERENTS ETATS LIMITES	72
8.1	ETAT LIMITE DE STABILITE D'ENSEMBLE (GLISSEMENT).....	72
8.1.1	METHODE DE CALCUL.....	72
8.1.2	COEFFICIENT PARTIELS.....	73
8.1.3	SITUATIONS DE CALCUL DE STABILITE D'ENSEMBLE	73
8.1.4	HYPOTHESES RETENUES.....	74
8.1.5	RESULTATS DES CALCULS DE STABILITE D'ENSEMBLE.....	79
8.2	ETAT LIMITE DE DEFAT DE PORTANCE (POINÇONNEMENT DE LA FONDATION)	80
8.3	ETAT LIMITE ULTIME DE TASSEMENT.....	84
8.4	ETAT LIMITE DE SOULEVEMENT HYDRAULIQUE DU PIED AVAL.....	86
8.5	ETATS LIMITES DE RESISTANCE A L'EROSION INTERNE.....	88
8.5.1	PRINCIPES DE MODELISATION DES ECOULEMENTS.....	89
8.5.2	RESULTATS DES MODELISATIONS PLAXFLOW.....	90
8.5.3	SYNTHESE RESULTATS DES MODELISATION DES ECOULEMENTS	95
8.5.4	ETATS LIMITES D'EROSION DE CONTACT.....	96
8.5.5	ETATS LIMITES DE SUFFUSION	97
8.5.6	ETATS LIMITES DE BOULANCE.....	100
8.5.7	ETAT LIMITE D'EROSION REGRESSIVE	101
8.5.8	ETAT LIMITE D'EROSION DE CONDUIT	103
8.6	ETAT LIMITE DE LIQUEFACTION SOUS SEISME.....	104

8.7 SYNTHÈSE DES JUSTIFICATIONS DES DIFFÉRENTS ETATS LIMITES	106
9 ALEAS GEOTECHNIQUES RESIDUELS.....	108

INDEX DES ILLUSTRATIONS

Figure 1. Localisation du Projet (extrait de la carte IGN sans échelle).....	16
Figure 2. Vue générale de la zone d'implantation de la réserve	17
Figure 3. Extrait de la photographie aérienne au droit du projet (Source : Géoportail).....	17
Figure 4. Extrait de la Carte topographique IGN au droit du projet (Source : Géoportail).....	17
Figure 5. Détail du profil altimétrique Nord-Sud extrait de la Carte topographique IGN (Source : Géoportail).....	18
Figure 6. Extrait de la carte géologique 1/50 000 ^{ème} du BRGM n° feuille n°869 de GAP	19
Figure 8. Extrait du plan d'ensemble de l'aménagement (Plan SCP Ref : 2021_06_23-05- 002 du 17/05/2022).....	21
Figure 9. Profi07 extrait des profils en travers du barrage – (Document SCP Ref 2021_06_23-05-006 du 05/05/2022).....	22
Figure 10. Localisation des profils de calcul de stabilité.....	25
Figure 11. Résultats des analyses de stabilité sans renforcement (2019)	27
Figure 12. Résultats des analyses de stabilité avec renforcement en palplanche (2019).....	27
Figure 13. Implantation des sondages réalisées en 2013 et 2016 par Géolithe	32
Figure 14. Profils électriques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013)	35
Figure 15. Synthèse graphique des formations rencontrées le long de la fondation du futur barrage.....	36
Figure 16. Profil en long au droit de la digue (Document Géolithe daté de 15/05/2017).....	38
Figure 17. Synthèse graphique des perméabilités mesurées le long du barrage en fonction de la profondeur de l'essai.....	41
Figure 18. Rappel de la localisation des profils géophysiques (en rouge).....	41
Figure 19. Profils géophysiques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013.....	43
Figure 20. Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profil Ouest-Est)	44
Figure 21. Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profils Nord-Sud)	45
Figure 22. Esquisse de la zone où la présence de matériaux limoneux de faibles caractéristiques est probable	47
Figure 23. Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés d'après la norme NF EN ISO 10318.....	62
Figure 24. : Hydrogramme des crues Q3000 et Q30000 (source SCP - Octobre 2021).....	68
Figure 25. Stabilité d'un talus, sollicitations et contraintes	72
Figure 26. Schéma de principe du rideau de palplanches en transparence hydraulique	76
Figure 27. Caractéristiques dimensionnelles des palplanches.....	76
Figure 28. Principe du calcul des tassements par la méthode d'Österberg.....	84

Figure 29. Schéma explicatif du soulèvement hydraulique du pied aval.....	86
Figure 30 : Mécanismes d'initiation de l'érosion interne (extrait du projet ERINOH).....	88
Figure 31 : Saturation et charge hydraulique – Profil P07.....	91
Figure 32 : Vecteurs « vitesse d'écoulement » (groundwater flow) – Profil dans l'axe du talweg.....	92
Figure 33 : Vitesses d'écoulement maximales sur différentes zones du barrage.....	94
Figure 34 : Vitesses critiques de Darcy (source ERINOH).....	99
Figure 35 : Illustration du phénomène d'érosion régressive.....	101

INDEX DES TABLEAUX

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des matériaux (modélisations TALREN de 2018 et 2019).....	24
Tableau 2. Résultats des analyses de stabilité (2018).....	26
Tableau 3. Synthèse des investigations réalisés par Géolithe dans le cadre de la G2-AVP 2013 et G2-PRO 2016.....	33
Tableau 4. Tableau de synthèse des caractéristiques pressiométriques.....	39
Tableau 5. Résultats des essais de perméabilité in-situ sur les sondages carottés le long de la fondation du barrage.....	40
Tableau 6. Résultats des essais de teneur en eau, limites d'Atterberg, Classification GTR et Proctor.....	48
Tableau 7. Résultats des essais Proctor.....	49
Tableau 8. Résultats des essais de cisaillement direct.....	50
Tableau 9. Résultats des essais triaxiaux.....	50
Tableau 10. Tableau de synthèse des caractéristiques des matériaux.....	52
Tableau 11 : Composition et géométrie du barrage.....	54
Tableau 12 : Typologie des matériaux du barrage et origine(s) envisagée(s).....	65
Tableau 13. Etats limites à considérer.....	71
Tableau 14 : Coefficients partiels des recommandations CFBR.....	73
Tableau 15 : Situations à considérer des recommandations CFBR.....	74
Tableau 16. Caractéristiques des palplanches PU 18.....	77
Tableau 17 : Synthèse des coefficients de sécurité issus des calculs de stabilité au glissement ...	79
Tableau 18 : Vérification de la condition de non poinçonnement (approche CFBR).....	81
Tableau 19 : Coefficients partiels pour la portance du sol.....	82
Tableau 20 : Charges sur le sol d'assise.....	82
Tableau 21 : Portance du sol.....	83
Tableau 22 : Tassements estimés par la méthode d'Österberg.....	84
Tableau 23 : Coefficients partiels pour le soulèvement hydraulique du pied aval.....	86
Tableau 24 : Détails de la justification du soulèvement hydraulique du pied aval.....	87
Tableau 25 : Perméabilités retenues pour les modélisations des écoulements.....	90
Tableau 26. Synthèse des vitesses et gradients hydrauliques.....	95

Tableau 27 : Analyse des zones potentiellement sensibles à l'érosion de contact.....	97
Tableau 28 : Vérification du critère de Burenkova sur les échantillons analysés.....	99
Tableau 29 : Coefficients d'uniformité des matériaux.....	102
Tableau 30 : Sensibilité au risque de liquéfaction des matériaux.....	106
Tableau 31 : Synthèse des justifications des différents états limites.....	107
Tableau 32 : Aléas géotechniques résiduels.....	109

ANNEXES

- ANNEXE 1. Classification des missions géotechniques
- ANNEXE 2. Calculs Talren – Talus Aval
- ANNEXE 3. Calculs Talren – Talus Amont

1 OBJET DU RAPPORT, DOCUMENTS DE REFERENCE

1.1 CONTEXTE GENERAL

Depuis plusieurs années, l'ASA du Canal de Gap a fait réaliser des études pour la conception d'un stockage de substitution de la ressource en eau au lieu-dit « le Châtelar » sur la commune de la Roche-des-Arnauds dans le département des Hautes Alpes.

La retenue de Châtelar sera formée à partir de la construction d'un barrage en remblais permettant de renfermer une zone vallonnée de morphologie en cuvette, propice à la création du stockage. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- Volume du corps du barrage : 225 000 m³ ;
- Surface noyée par la future cuvette : $\approx$ 10 ha à la cote de la retenue normale ;
- Capacité de stockage de la retenue : $\approx$ 1 000 000 m³ ;
- Classe du barrage retenue par les études de conception : Classe B (à confirmer par les services de l'état).

Le projet a fait l'objet de plusieurs études de conception et ingénierie réalisées auparavant par différents prestataires. La DREAL PACA/SPR/UCOH, a produit un avis sur la complétude et la régularité des pièces de ce dossier : elle considère que le dossier comprend plusieurs pièces non conformes et qu'en conséquence l'instruction du dossier ne peut pas être poursuivie tant que ces irrégularités ne sont pas levées.

Le pétitionnaire, l'ASA du CANAL de GAP doit d'apporter les compléments nécessaires pour pouvoir poursuivre l'instruction.

L'objectif de la présente mission est donc de produire les études et documents permettant d'apporter une réponse satisfaisante aux remarques que la DREAL PACA/SPR/UCOH a formulées dans son avis du 30 novembre 2020.

Dans ce contexte la SCP a été missionné par l'ASA du Canal de Gap pour la mise en conformité du projet vis-à-vis des observations de la DREAL. Le cahier des charges prévoit la production des documents suivants :

1. un dossier d'avant-projet complet et cohérent du projet de la retenue ;
2. la mise à jour du document d'organisation ;
3. la production d'une étude de dangers complète.

Le présent rapport est une annexe du dossier d'avant-projet (document 1 listé ci-avant).

1.2 OBJET DE LA MISSION

Le présent rapport géotechnique de conception, classée G2-AVP suivant la norme NF P 94-500 de novembre 2013 (extrait joint en annexe 1) est relatif à la création de la retenue sur la commune de la Roche-des-Arnauds (05) et plus précisément à la **construction du barrage de la retenue de Châtelar**.

S'agissant d'un AVP modificatif (postérieur à des études de niveau G2-PRO), sur la base des éléments déjà disponibles, les objectifs de la présente mission sont :

- De rappeler le modèle géologique et géotechnique de la zone,
- De valider ou adapter les hypothèses géotechniques à prendre en compte pour le dimensionnement des ouvrages (données niveau AVP),
- De définir en niveau AVP la géométrie et la configuration du barrage à créer ainsi que des dispositifs géotechniques à mettre en œuvre (palplanches ou autres),
- De justifier à partir de calculs de stabilité TALREN la stabilité géotechnique du projet,
- D'énoncer les principes généraux des techniques pour la réalisation du barrage en niveau AVP,
- D'identifier les risques géologiques résiduels.

1.3 DOCUMENTS DE REFERENCE

Les documents de référence, consultés et analysés préalablement à la rédaction de la présente note, sont notamment :

- [1] Le rapport de projet PRO « Barrage du Châtelar – Projet - Descriptif détaillé des travaux » (Document Somival : n° affaire 74008 ; indice v7 du 04/03/2019)
- [2] Notice technique du projet Châtelar « Barrage du Châtelar - PROJET Notice technique » (Document Somival : n° affaire 74008 ; indice v7 du 04/03/2019)
- [3] Les plans projet de 2019 (Documents SOMIVAL)
- [4] Le rapport d'étude géotechnique G2-PRO « Mise en œuvre d'un stockage de substitution de la ressource en eau » Etude géotechnique de conception phase PROJET (Document Géolithe : n° référence 16-371 I1 Indice E du 26/02/2018) y compris plans projet ;
- [5] Le rapport d'étude géotechnique G2-PRO complémentaire « Projet de réserve de substitution de Châtelar » Etude géotechnique de conception phase PRO (Document Géolithe : n° référence 16-371 III1 Indice 0 du 09/01/2019) y compris plans projet ;
- [6] Les remarques de la DREAL (Courrier du 30 novembre 2020).

- [7] La carte géologique du BRGM, au 1/50 000^{ème}, feuille n°869 de GAP et sa notice.
- [8] Les données disponibles sur les sites brgm.fr, infoterre.fr et geoportail.gouv.fr.
- [9] Les plans de l'AVP établi par la SCP (2021/2022)

Les principales normes, règlements et recommandations utilisés sont :

- [10] Guide CFBR « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblais », Octobre 2015 ⁽¹⁾
- [11] Eurocodes, notamment l'Eurocode 0 - bases des calculs, l'Eurocode 1 - actions sur les structures, l'Eurocode 2 : calcul des structures béton, l'Eurocode 7 - Calculs géotechniques et l'Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ainsi que les normes nationales qui en découlent.
- [12] « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques », d'octobre 2014 rédigé à la demande du MEDDE – DGPR
- [13] Guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme – SETRA – LCPC, 2^{ème} édition (Juillet 2000)
- [14] Fascicule n°62 – Titre V – règles Techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil
- [15] Les arrêtés, décrets et circulaires relatifs aux ouvrages hydrauliques notamment le décret 2015-256 du 12/05/2015 et l'arrêté du 06/08/2018.
- [16] « Recommandations pour l'emploi des Géosynthétiques dans les systèmes de Drainage et de Filtration » Document du Comité Français des Géosynthétiques (CFG)

(1) : Les Eurocodes structuraux (EN 1990 à 1999) sont un ensemble de normes européennes destinées à proposer un cadre commun pour la conception structurale des bâtiments et des ouvrages de génie civil, couvrant les aspects géotechniques, les situations sismiques, l'exécution et les structures provisoires. Ces normes ont progressivement été transposées en normes nationales : NF EN 1990 à NF EN 1999 pour la France.

Pour ce qui relève de l'application de ces textes au domaine des ouvrages hydrauliques en remblai, la norme NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » indique dans son introduction (article 1.1. – Domaine d'application) que, pour le calcul d'ouvrages spéciaux (par exemple installations nucléaires, barrages, etc.), d'autres dispositions que celles des EN 1990 à 1999 peuvent être nécessaires. De son côté, la norme NF EN 1997-1 « Eurocode 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales » précise que les dispositions de la norme s'appliquent aux remblais de petits barrages et d'infrastructures (section 12 – article 12.1), sachant que la notion de « petits barrages » n'est pas définie dans l'Eurocode 7.

La justification des ouvrages de génie civil en remblai (en dehors des ouvrages hydrauliques) est réglementée par l'Eurocode 7 et son Annexe Nationale qui vient notamment fixer les approches de calcul retenues en France (approches 2 et 3 seulement). Après avoir finalisé les documents d'application pour les fondations et les soutènements, la CNJOG (Commission de normalisation « Justification des ouvrages géotechniques ») prépare actuellement le projet de norme NF P 94-290 s'appliquant aux ouvrages en terre.

La principale difficulté pour appliquer directement l'Eurocode 7 aux ouvrages hydrauliques réside dans la prise en compte des actions de l'eau qui sont à la fois externes et internes au remblai et à sa fondation et

qui sont en situation de non équilibre hydrostatique. Le caractère crucial de ces actions pour les barrages et les digues a amené de longue date les professionnels de l'ingénierie de ces ouvrages à développer des méthodes et outils spécifiques pour la prise en compte de ces actions. C'est ce contexte et le souhait de conserver les pratiques progressivement améliorées et validées par l'expérience qui a conduit le CFBR à proposer des recommandations spécifiques pour la justification des barrages et des digues en remblai. (...)

Ce document est destiné à être utilisé dans le cadre de la justification d'ouvrages neufs et du diagnostic et du confortement d'ouvrages en service. Pour les ouvrages en service, on tient compte de l'historique de l'ouvrage et des données disponibles : données de chantier, résultats de l'auscultation, essais, etc.

Extrait des « recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblais – CFBR – Octobre 2015

2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 PRESENTATION DU PROJET

L'ASA du canal de Gap gère un ensemble d'ouvrages hydrauliques pour distribuer l'eau qu'elle prélève dans le DRAC pour irriguer les parcelles agricoles de ses adhérents, alimenter la communauté d'agglomération de Gap Tallard en eau potable et produire de l'énergie.

Ce sont les besoins en eau du Gapençais qui sont à l'origine de la création du Canal de Gap.

C'est aussi la volonté du monde rural et le soutien des autorités qui a permis la construction des ouvrages.

Aujourd'hui, l'ASA du Canal de Gap entend se positionner sur la mise en œuvre d'un stockage de substitution de la ressource en eau sur la commune de la Roche-des-Arnauds (05), au lieu-dit le Châtelar (à Ouest de Gap). Ce projet dont la capacité est d'environ 1 000 000 m³ vise à accompagner un processus d'augmentation de débit réservé sur le Drac.

Il s'agit donc d'un projet inscrit dans le Schéma d'aménagement et de gestion des eaux du Drac et dans le PGRE – Plan d'Aménagement et de Gestion de la Ressource en eau » et enfin dans le contrat de rivière du Drac.

Après des phases d'études géotechnique et d'ingénierie de conception, conduites par le maître d'ouvrage au cours des années 2013 et 2019, un dossier de demande d'autorisation de la construction du barrage de Châtelar a été déposé auprès des services de l'état.

En 2020 la DREAL PACA/SPR/UCOH, a produit un avis sur la complétude et la régularité des pièces du dossier. Dans son avis la DREAL PACA a demandé des explications concernant les aspects suivants :

- Une mauvaise conception des lanières ;
- La justification de la nécessité des palplanches aval ;
- L'intérêt infondé de l'implantation des regards en crête ;
- la clarification des incohérences entre les cotes PHE et laminage ;
- Absence d'un document de synthèse du projet.

L'objectif de la mission confiée à la Société du Canal de Provence (SCP) est d'analyser et de modifier si nécessaire la conception de l'ouvrage afin de d'obtenir une validation de la DREAL PACA/SPR/UCOH.

Pour cela l'étude de stabilité est entièrement revue sur la base des résultats bruts de la campagne d'investigations réalisée dans le cadre du projet SOMIVAL (**aucun nouveau sondage n'est prévu dans le cadre de l'AVP**).

L'étude hydrologique et hydraulique d'analyse du laminage sur la retenue est de même entièrement reprise sur la base des données pluviométriques retenues dans l'étude SOMIVAL.

La conception générale de l'aménagement : typologie du barrage, volume de la retenue, calage altimétrique, ainsi que la conception des équipements hydromécaniques de l'ouvrage de prise (vidange, chambre de vannes) sont conservées telles que définie dans le projet de SOMIVAL.

Les tableaux présentés à continuation détaillent l'essentiel des modifications qui ont été apportées au projet.

CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Emplacement	Sur la commune de la Roche-des-Arnauds	-
Type de barrage	Barrage poids en remblai homogène	-
Traitements en fondation	Clef d'ancrage en amont Rideau de palplanches à l'aval	Vérification du besoin de palplanches
Dispositifs de drainage	Drain vertical Lanières drainantes	Remplacement des lanières par un tapis drainant homogène ; Correction du sens de l'évacuation des eaux drainées
Dalot sous l'ouvrage	3 murs anti-renard dans la recharge amont Massif drainant sur 8 ml dans la recharge aval	Suppression de murs anti-renard en amont et prolongation du massif drainant autour du dalot à l'aval
Nature des matériaux de construction		
Terrain des fondations	Moraines	-
Hauteur maximale au-dessus du niveau supérieur des fondations	17 m	-
Largeur du couronnement	5 m	-
Longueur développé en crête	705 m	-
Pente parement amont	2,5H / 1V	-
Pente parement aval	2,5H / 1V	-
Rayon de courbure	50 à 75 m au droit de l'axe de la crête	-
Cote de couronnement		1 113,00 NGF
Cote théorique de la retenue normale	1 112,00 NGF	1 112,00 NGF

Altitude de la retenue aux plus hautes eaux (PHE)	1 112,45 NGF	1 112,32 m NGF
Capacité de la retenue (RN à 1 112,00NGF)	978 000 m ³	-
Volume approximatif du corps du barrage	230 000 m ³	-
Aire de la retenue	9,9 Ha	-
Capacité de la retenue		

CARACTERISTIQUES HYDROLOGIQUES ET OUVRAGES HYDRAULIQUES	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Aire du bassin versant naturel	0,5 Km ²	-
Précipitations annuelles moyenne	900 mm	-
Ouvrages d'évacuation des crues	Déversoir de type seuil libre trapézoïdal calé à la cote 1112,00 NGF	-
Ouvrages de vidange	Vidange de fond à la cote 1098 NGF, constituée d'une conduite Ø 600 mm puis Ø 500 mm équipée d'une vanne guillotine de garde et d'une vanne papillon de réglage ainsi que d'un piquage en Ø 200 mm pour la vidange lente et en Ø 40 mm pour le débit réservé (1 à 2 l/s)	-
Ouvrages de prise	Conduite Ø 600 mm, situé à la cote 1099,80 m NGF, comportant une branche gravitaire et une branche équipée d'un surpresseur pour liaison avec la retenue de Corréo ainsi qu'un piquage en Ø 300 mm pour alimentation du secteur irrigué propre, équipé d'une vanne de régulation annulaire	-

Dispositif de surveillance et d'auscultation	AVP (SOMIVAL 2019)	AVP (SCP 2022)
Piézométrie	21 piézomètres : 6 profils de 2 à 4 piézomètres pour l'auscultation du barrage, 2 piézomètres pour le suivi des infiltrations dans le versant sud, 1 piézomètre pour le suivi de la nappe sur le versant nord.	-
Cellules de pression interstitielle	6 cellules de pression interstitielle au droit du profil de plus grande hauteur	-
Réseau de collecte des débits de fuite	Réseau de collecte des fuites du drain vertical et des drains horizontaux, 10 regards de drainage (6 en crête et 4 en pied), avec 7 points de mesures individuels	Suppression de tous les regards en crête ; Sectorisation des débits du tapis drainant en 9 regards en pied, dont chacun constitue un point de mesure
Bornes topographiques	12 bornes topographiques en crête, 12 sur le parement aval, 10 en galerie et 6 piliers topographiques.	-
Tassomètres	2 tassomètres.	-
Mesures du niveau de la retenue	Une mesure du niveau du plan d'eau par sonde de mesure en pression (doublée), totems altimétriques (3) et échelle limnimétrique.	-

2.2 LOCALISATION DU PROJET

Le projet se situe sur la commune de La-Roche-des-Arnauds, dans le département des Hautes Alpes (05) au lieu-dit le Châtelar.

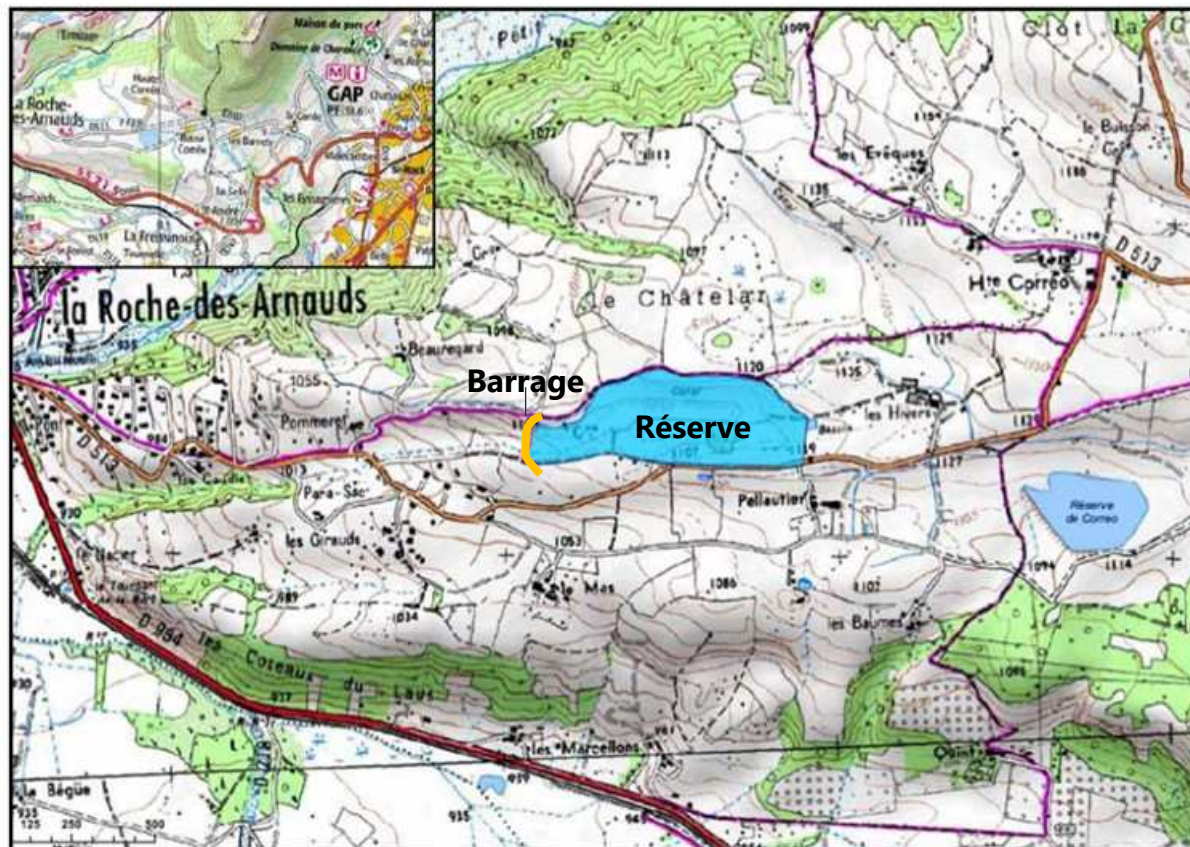


Figure 1. Localisation du Projet (extrait de la carte IGN sans échelle)

2.3 CONTEXTE GEOMORPHOLOGIQUE

Le projet est implanté sur des champs de culture en aval du hameau entre le bourg de La Roche-des-Arnauds et les hameaux de Basse-Corré et Haute-Corré.

Le site d'étude fait partie d'un plateau faiblement incliné vers le Sud situé au pied de la montagne de Charance. Ce plateau constitue actuellement une terre agricole maillée par des chemins et routes desservant les hameaux.

La morphologie du site est adaptée à ce type de projet avec notamment :

- Des pentes très faibles ;
- Un vallon se fermant entre deux petites butes au niveau du projet de barrage ;
- Des pentes très douces face à face de part et d'autre du vallon.



Figure 2. Vue générale de la zone d'implantation de la réserve



Figure 3. Extrait de la photographie aérienne au droit du projet (Source : Géoportail)

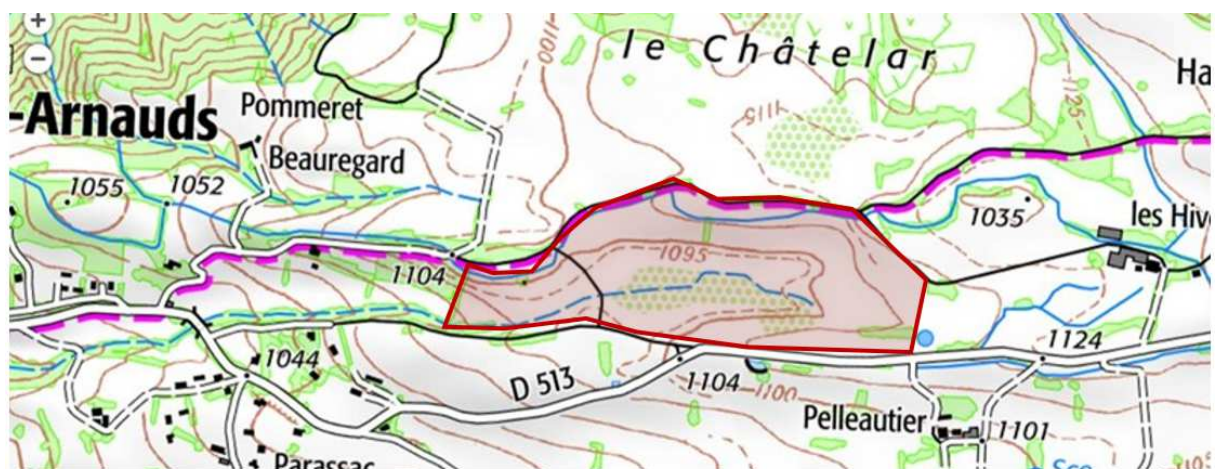


Figure 4. Extrait de la Carte topographique IGN au droit du projet (Source : Géoportail)

Au droit de la future retenue proprement dite on observe une pente globale de l'Est à Ouest avec un TN variant d'environ 1120 à 1090 m NGF (au niveau du futur barrage). Un profil altimétrique Nord-Sud permet d'observer la morphologie en cuvette propice à la réalisation de la retenue.

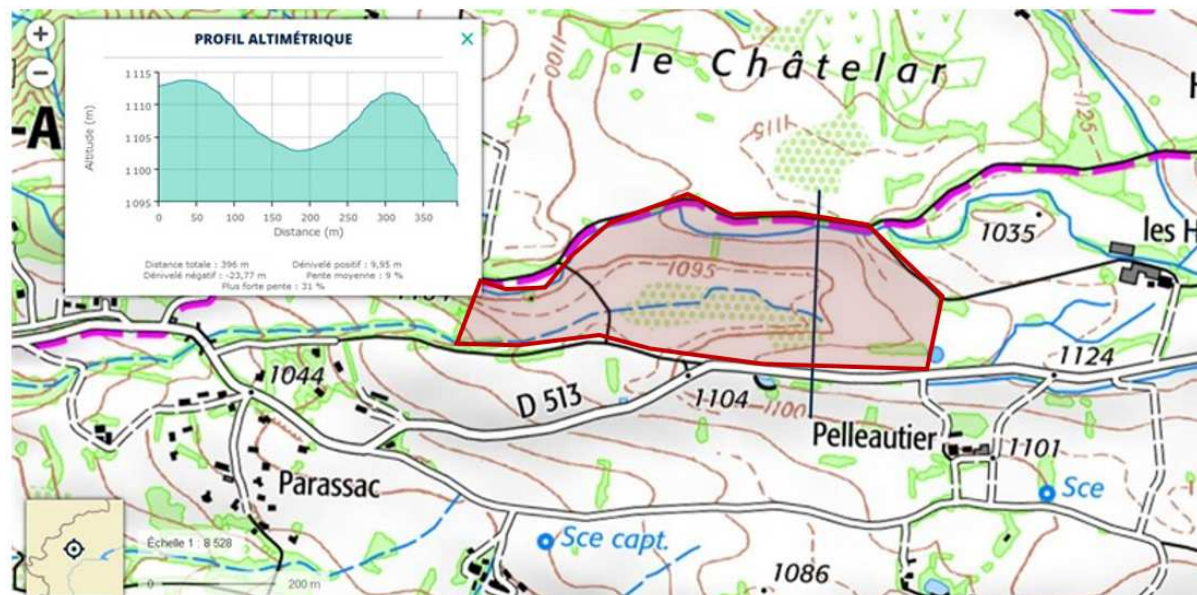


Figure 5. Détail du profil altimétrique Nord-Sud extrait de la Carte topographique IGN (Source : Géoportail)

2.4 CONTEXTE GEOLOGIQUE

Le bassin de Gap se situe dans la zone externe des Alpes occidentales Françaises.

Il a été creusé par l'ancien glacier de Durance dans les « Terres Noires » Callovo-Oxfordiennes.

Ces « Terres Noires » dont l'épaisseur dépasse 3000 mètres dans le bassin de Gap, sont des schistes argileux noirs particulièrement sensibles à l'érosion et à l'altération. Elles s'inscrivent dans le dispositif du dôme de Remollon, vaste coupole qui conduit, dans le secteur, à un pendage général de 20 à 30° orienté vers le Nord-Ouest. En outre, la formation est le siège d'une tectonique de détail complexe conduisant à une fracturation intense et à la présence de plissements.

Si le substratum est affleurant dans les ravins, il est, sur le site concerné par le projet, recouvert de dépôts glaciaires. Les différentes phases de retrait du glacier Durancien ont en effet déposé une succession de moraines latérales étagées constituées de cordons de matériaux grossiers incluant des blocs parfois importants à l'amont desquels se trouvent des vallons qui formaient les chenaux d'écoulement des eaux de fonte du glacier. Le site du Châtelar est implanté au sein de l'un de ces vallons.

L'ensemble des matériaux glaciaires est très hétérogène quant à sa composition granulométrique. Ils comportent pour leur majeure partie une fraction argileuse notable. La fraction de cailloux et de blocs est d'autant plus importante lorsqu'on s'élève vers les cordons

latéraux. Enfin la présence de couches ou lentilles sablo-graveleuses délavées est toujours possible en particulier dans les fonds de vallon.

La carte géologique au 1/50 000^{ème} du BRGM, feuille n°869 de GAP indique que le site se développe sur des terrains constitués de moraines datant de la fin du Würmien, notées Gw2 (Glaciaire récent à morphologies morainiques du Würm).

Ces moraines sont des matériaux plus ou moins consolidés de graves et blocs qui peuvent être pluri-décimétriques voir métriques emballés dans une matrice essentiellement sableuse ou sablo-limoneuse.

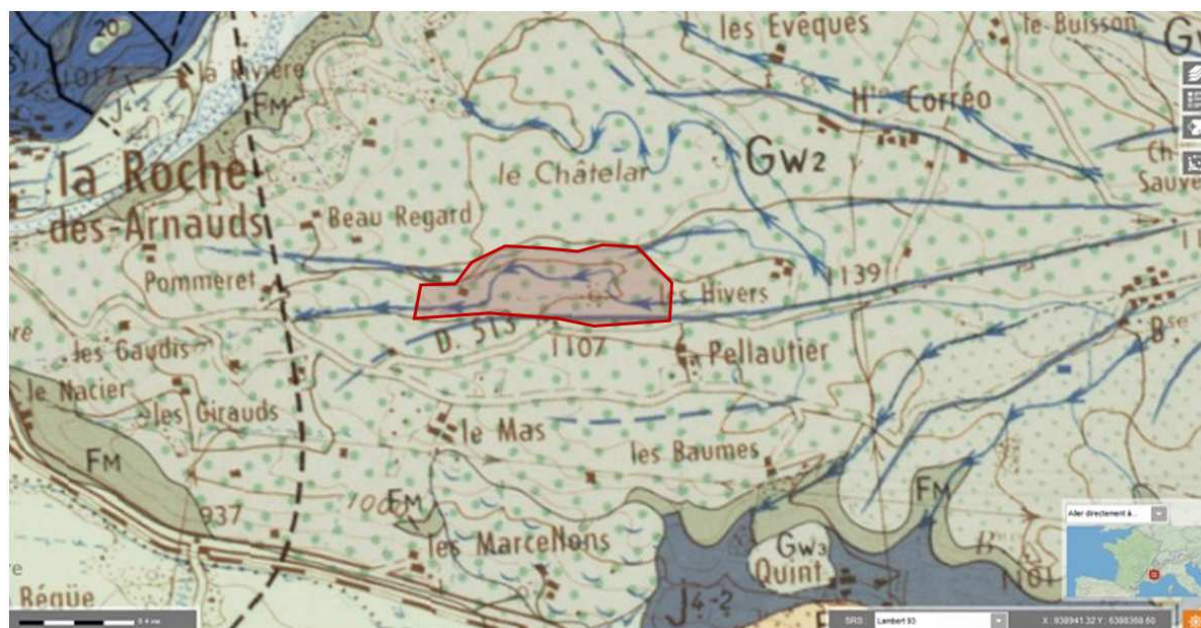


Figure 6. Extrait de la carte géologique 1/50 000^{ème} du BRGM n° feuille n°869 de GAP

2.5 CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

La zone du projet de retenue est axée sur un petit vallon formant le lit du Châtelar (ruisseau intermittent), qui prend sa source dans la partie amont de la zone d'étude et qui verra son cours barré par le barrage projeté 400 m après l'exsurgence.

Le fond de la cuvette constitue la tête d'un bassin versant, d'une superficie de 10 ha, au thalweg peu marqué. En aval du site pressenti pour l'implantation du barrage, le thalweg s'incise et plonge ensuite rapidement dans un vallon plus marqué pour aller rejoindre le ruisseau du Nacier, lui-même affluent du Petit Buech, en contrebas de la RD994. Le fond de la cuvette est occupé par une zone humide de type tourbière, alimentée en partie artificiellement par un trop-plein du déversoir d'un réservoir d'eau potable situé en amont du site ainsi que par un réseau d'irrigation gravitaire alimenté par les eaux du Drac (fuites et pertes le long des canaux et arrosage par ruissellement).

Par ailleurs, de nombreux aménagements sont présents pour récupérer les eaux autour de la zone de projet (canaux d'irrigation, bassins creusés à la pelle).

La réserve de Corréo, située à quelques centaines de mètres en amont du site d'étude, a permis l'irrigation de 470 ha de cultures. La zone d'étude se situe à l'Ouest de la réserve de Corréo.

2.6 RISQUES IDENTIFIES

Les risques naturels sur la commune de La Roche-des-Arnauds (05) sont détaillés sur le site georisques.gouv.fr. Parmi les risques recensés, on signalera les suivants :

Risque	Informations disponibles par risque dans la Commune de La Roche-des-Arnauds (05)
Inondation → Zone de projet située sur entité hydrogéologique affleurante par nature	Commune soumise à un territoire à risque important d'inondation (TRI) : Non Evènements historiques d'inondation dans la commune : 1 Commune soumise à un PPR inondation : Oui Commune faisant l'objet d'un PAPI : Oui
Mouvements de terrain → Aucun mouvement de terrain à moins de 500 m du site	Mouvements de terrain recensés dans la commune : 5 Commune soumise à un PPR mouvements de terrain : Oui
Cavités souterraines	Cavités souterraines recensées dans la commune : 3 Commune soumise à un PPR cavités souterraines : Non
Séisme	Risque sismique dans la commune : Zone 3 - MODEREE
Radon	Potentiel radon de votre commune : Faible (1/3)
Retrait-gonflement des sols argileux → Exposition faible dans l'emprise du projet	Exposition au retrait-gonflement des sols argileux dans la commune : Oui Commune soumise à un Plan de prévention des risques retrait-gonflement des sols argileux : Non

La cartographie des aléas indique que le site du projet est soumis à un aléa inondation de plaine de niveau moyen et à un ravinement et ruissellement sur versant de niveau faible.

Le vallon qui se resserre en aval du projet est soumis à un aléa fort à la crue torrentielle.

Les canaux d'irrigation présents autour du site sont soumis à un aléa fort au ravinement.

3.1 PRINCIPES DE CONCEPTION

Le projet a été élaboré selon le principe de remodelage de la cuvette afin d'atteindre le volume souhaité et en même temps de fournir les matériaux de composition des remblais du barrage en cherchant l'équilibre déblais/remblais. La zone de la cuvette/réserve est ainsi appelé également « zone d'emprunt ».

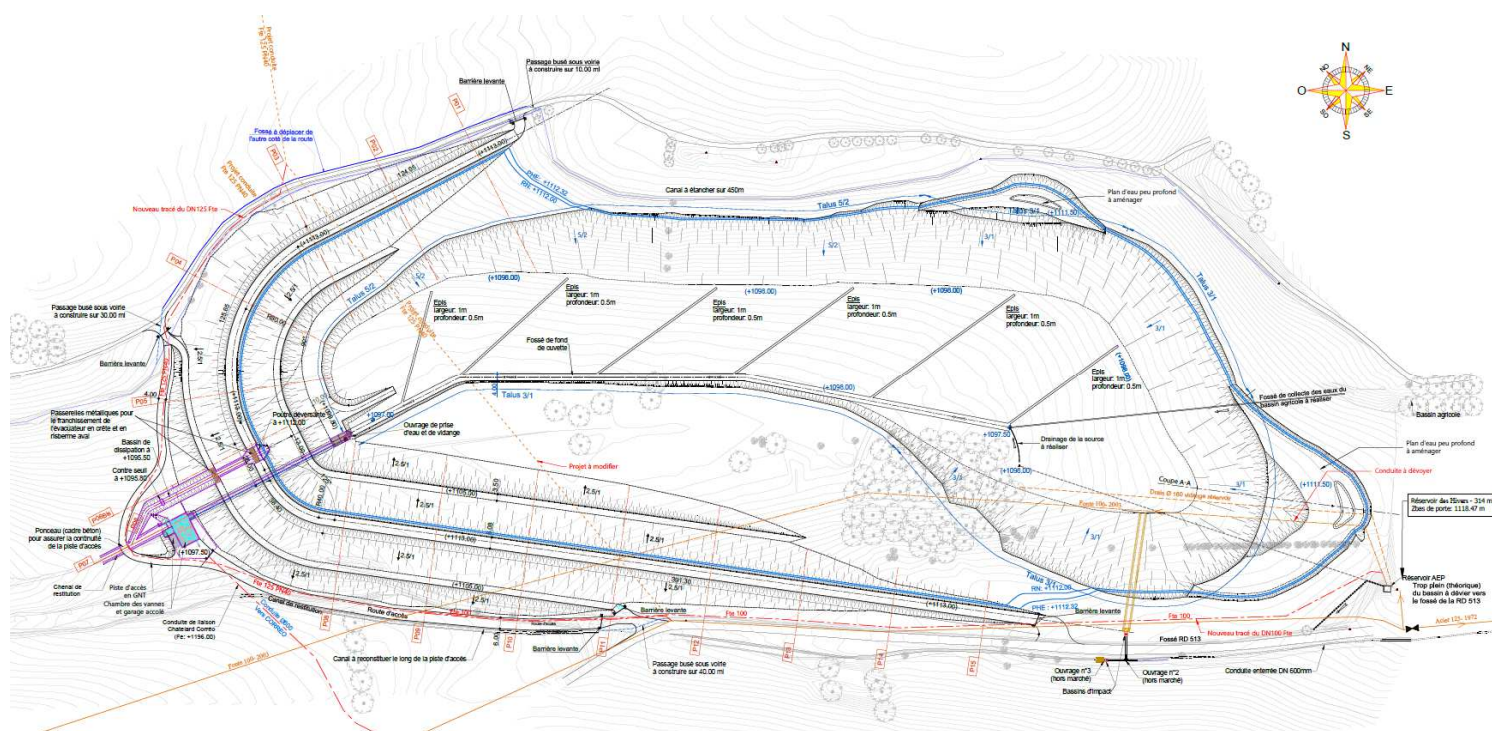


Figure 7. Extrait du plan d'ensemble de l'aménagement (Plan SCP Ref: 2021_06_23-05- 002 du 17/05/2022)

3.2 COMPOSITION DU BARRAGE

- d'un massif drainant vertical,
- d'un tapis drainant horizontal,
- d'un masque de protection en enrochements coté amont,
- d'une clé d'ancrage (composé des mêmes matériaux que le corps du barrage).

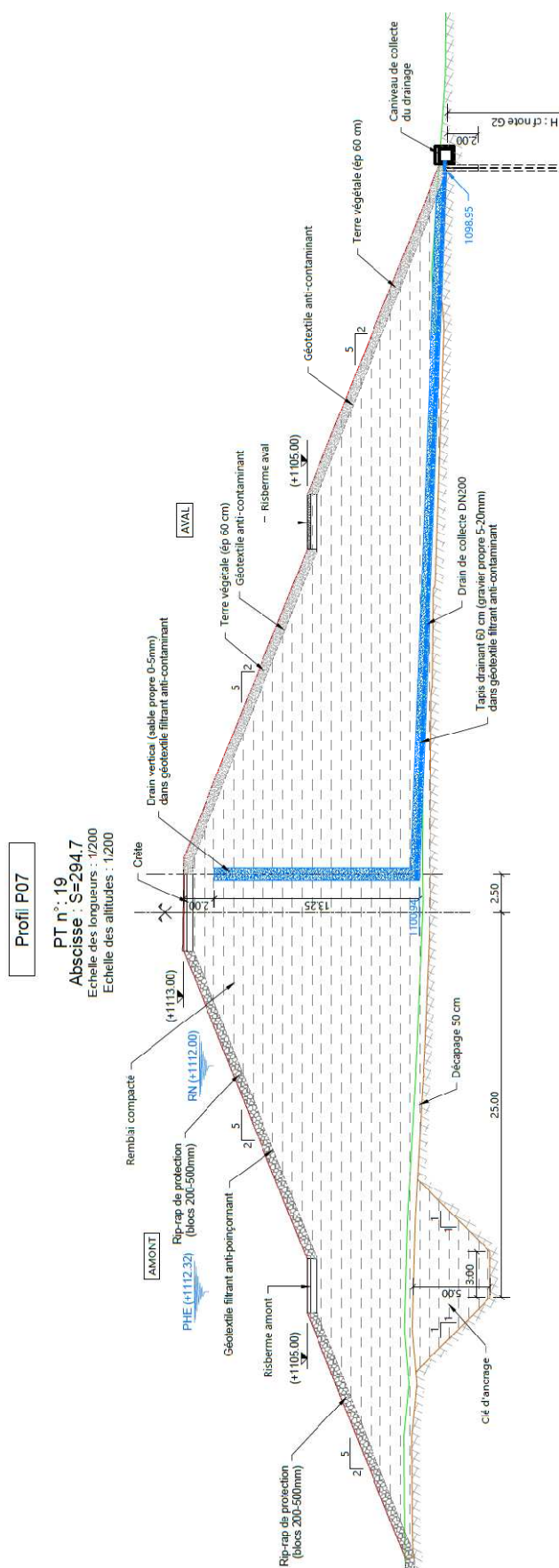


Figure 8. Profil07 extrait des profils en travers du barrage – (Document SCP Ref 2021_06_23-05- 006 du 05/05/2022)

Les matériaux du remblai du barrage et de la clé d'ancrage seront obtenus par extraction dans la zone d'emprunt et par remodelage de la cuvette.

La réalisation des drains (vertical et tapis horizontal) ainsi que du masque de protection sur le talus amont (rip-rap) nécessitera de matériaux d'apport.

4 CONSIDERATIONS SUR LES ETUDES PRECEDENTES

Le projet de la réserve de Châtelar a fait l'objet de plusieurs études de conception, déroulées jusqu'à la phase PRO (dernière version datant de mars 2019). Le projet a évolué de manière à répondre à une instabilité du barrage en situation sismique comme le synthétisent les paragraphes suivants.

4.1 ANALYSES DE STABILITE – VERSION PRO 2018

Document de référence : [4] Géolithe réf. 16-371 I1 Indice E du 26/02/2018

Suite à des investigations géotechniques réalisées en 2013 et 2016 (AVP et PRO) les caractéristiques géotechniques retenues ont été les suivantes :

	GTR	γ	PI*	Em	c'	ϕ'	Cu;d	k
	-	kN/m ³	MPa	MPa	kPa	°	kPa	m/s
Corps de barrage	C1A1	21			5	32	-	1E-07*
Massif drainant		21			0	35	-	3E-04
Graves limono-argileuses	A2-C1A1	19	0.6	4	3	29	40	1E-07
Graves limono-sableuses	C1A1-C1B5	20	1.0	10	3	29	20	5E-07
Moraines de surface	-	20	1.6	12	2	34	20	5E-06
Moraines de fond	-	21	4	32	2	34	45	5E-06
Conglomérats		22	>6	105	10	35	-	2E-06

*il est pris en compte une anisotropie avec un rapport $kh/kv=10$, $kh=1E-07$ m/s.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques des matériaux (modélisations TALREN de 2018 et 2019)

Les profils de calcul de stabilité sont localisés dans le plan de la Figure 9.

Les accélérations sismiques prises en compte dans le rapport de 2018 ont été définies selon l'arrêté du 06 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [15]. Pour une zone sismique 3 et l'ouvrage étant de classe B, selon l'approche forfaitaire (SES) les accélérations horizontales et verticales à prendre en compte sont respectivement $a_h = 1.9$ et $a_v = 1.7$ m/s², d'où :

- $kh = a_h/g \times S = 1,9/9,8 \times 1,35 = 0,262$
- $kv = a_v/g = 1,7/9,8 = 0,173$

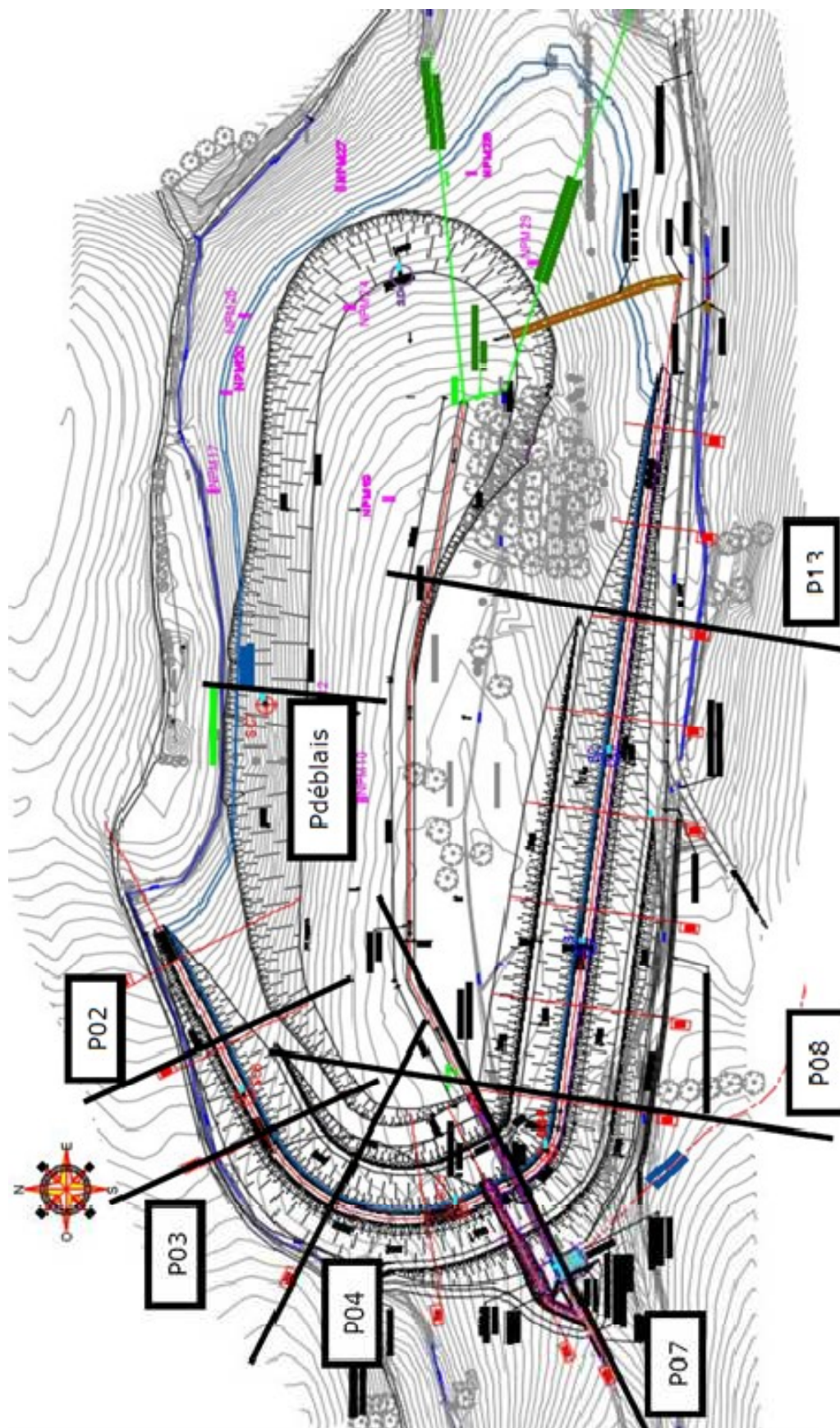


Figure 9. Localisation des profils de calcul de stabilité

Le tableau ci-dessus met en évidence que la stabilité du talus aval des profils étudiés n'est pas vérifiée sous séisme (de même que le talus amont du profil P13).

Profils de calcul	P04	P07	P08	P13	Talus en déblais
STABILITE GENERALE DU TALUS AVAL					
Niveau RN					
situation normale d'exploitation	1,12	1,23	1,47	1,32	1,25
sit. accidentelle de séisme pesant	0,87	0,86	1,10	1,03	0,74
sit. accidentelle de séisme allégeant	0,76	0,73	0,93	0,93	0,60
Niveau PHE					
sit. accidentelle de crue décennale	1,27	1,40	1,67	1,49	1,44
Vidange rapide	1,45	1,55	1,67	1,61	1,22
STABILITE GENERALE DU TALUS AMONT					
Niveau RN					
situation normale d'exploitation	2,24	2,61	2,52	1,88	-
sit. accidentelle de séisme pesant	1,26	1,50	1,44	1,13	-
sit. accidentelle de séisme allégeant	1,02	1,22	1,17	0,96	-
Niveau PHE					
sit. accidentelle de crue décennale	2,64	3,05	2,93	2,26	-
Vidange rapide	1,24	1,31	1,05	1,15	-
STABILITE SOUS RUPTURE HYDRAULIQUE					
Risque d'érosion interne (calcul Plaxis)	faible	faible	faible	faible	-

Tableau 2. Résultats des analyses de stabilité (2018)

Des calculs complémentaires ont été réalisés sur les profils de calcul P02 et P03, avec des coefficients toujours insuffisants pour le talus aval sous séisme.

Dans ce contexte, des essais de laboratoire complémentaires ont été réalisés en 2017 afin de préciser les conditions de réutilisation des matériaux, en intégrant la possibilité de les traiter à la chaux apportant de la cohésion aux matériaux du site. Le but était de définir des moyens d'amélioration de la stabilité mécanique du barrage. Des calculs de stabilité ont ainsi considéré des nouvelles caractéristiques sur le corps du barrage, modélisé avec $c' = 30$ kPa (au lieu de 5 kPa) et $\phi' = 30^\circ$ (au lieu de 32°).

Les résultats permettent de constater que **le traitement des matériaux de corps de barrage et la substitution des sols d'assise limono-argileux apportent un gain de stabilité non négligeable mais toujours insuffisant.**

Des pistes d'amélioration étudiées par Géolithe à la demande du maître d'ouvrage indiquent que même le traitement de l'assise (en plus du traitement du corps du barrage) ne serait pas suffisant pour assurer la stabilité du talus aval sous séisme et qu'il serait nécessaire faire appel à des renforcements sur la fondation. Les configurations avec palplanche ont fait l'objet de nouvelles analyses de stabilité réalisées en 2019 (cf. paragraphe suivant).

4.2 ANALYSES DE STABILITE – VERSION PRO 2019

Document de référence : [5] Géolithe réf. 16-371 III1 Indice 0 du 09/01/2019

En 2019 la stabilité de l'ensemble des profils a été réétudiée avec la prise en compte de nouveaux profils issus des plans PRO (avec une géométrie légèrement modifiée par rapport à l'étude phase AVP) et avec des nouvelles accélérations sismiques, revues à la baisse conformément à l'approche pseudo statique pour les barrages poids :

$\triangleright kh = ah/g \times S = 0,67 \times 1,9/9,8 \times 1,35 = 0,174$
 $\triangleright kv = av/g = 0,2 \times 1,7/9,8 \times 1,35 = +/- 0,047$

On note donc que les composantes horizontale et verticale de l'accélération sismique ont été multipliées par des coefficients sismiques de 2/3 et 0.2 respectivement (approche pseudo-statique).

Les caractéristiques géotechniques des matériaux sont les mêmes que celles prises en compte dans les calculs précédents (cf. Tableau 1).

Les coefficients de sécurité obtenus sont les suivants :

Profils de calcul	P02	P03	P04	P07	P08	P13
STABILITE GENERALE DU TALUS AVAL						
Niveau RN						
situation normale d'exploitation	1,21	1,06	1,19	1,27	1,24	1,33
sit. accidentelle de seisme pesant	1,04	0,90	1,02	1,02	1,03	1,19
sit. accidentelle de seisme allégeant	1,02	0,89	0,96	0,99	0,99	1,16
Niveau PHE						
sit. accidentelle de crue décenniale	1,35	1,17	1,32	1,48	1,39	1,47
STABILITE GENERALE DU TALUS AMONT						
Niveau RN						
situation normale d'exploitation	1,93	2,07	2,25	1,90	2,27	1,82
sit. accidentelle de seisme pesant	1,29	1,38	1,52	1,26	1,55	1,30
sit. accidentelle de seisme allégeant	1,23	1,32	1,45	1,24	1,49	1,26
Niveau PHE						
Vidange rapide	1,30	1,35	1,37	1,05	1,25	1,24

Figure 10. Résultats des analyses de stabilité sans renforcement (2019)

Malgré la diminution des valeurs des coefficients sismiques, les coefficients de sécurité sont toujours insuffisants pour assurer la stabilité du barrage en conditions sismiques.

Dans ce contexte Géolithe a proposé une solution de renforcement de la fondation par la mise en œuvre d'un rideau de palplanches. En première approche, un écran de palplanche PU18 de 6 m de profondeur serait construit entre les profils P03 et P04 et de 10 m de profondeur entre les profils P04 et P08.

Les calculs de stabilité avec renforcement par palplanches conduisent à des coefficients de sécurité suffisants ($FS \geq 1$), synthétisés dans le tableau suivant. Le projet de 2019 adopte ainsi la mise en œuvre de palplanches à l'aval du barrage afin d'assurer la stabilité géotechnique en situations de séisme.

Profils de calcul	SANS PALPLANCHES	AVEC PALPLANCHES				SANS PALPLANCHES
	P02	P03	P04	P07	P08	P13
STABILITE GENERALE DU TALUS AVAL						
Niveau RN						
situation normale d'exploitation	1,21	1,32	1,35	1,41	1,25	1,33
sit. accidentelle de seisme pesant	1,04	1,23	1,09	1,18	1,07	1,19
sit. accidentelle de seisme allégeant	1,02	1,20	1,17	1,16	1,04	1,16
Niveau PHE						
sit. accidentelle de crue décenniale	1,35	1,50	1,51	1,53	1,40	1,47
STABILITE GENERALE DU TALUS AMONT						
Niveau RN						
situation normale d'exploitation	1,93	2,07	2,24	1,90	2,27	1,82
sit. accidentelle de seisme pesant	1,29	1,38	1,52	1,26	1,55	1,30
sit. accidentelle de seisme allégeant	1,23	1,32	1,45	1,24	1,49	1,26
Niveau PHE						
Vidange rapide	1,3	1,35	1,37	1,05	1,25	1,24

Figure 11. Résultats des analyses de stabilité avec renforcement en palplanche (2019)

4.3 AVIS DE LA DREAL

L'avis de la DREAL PACA/SPR/UCOH (Courrier du 30 novembre 2020) signale des incomplétudes et des irrégularités sur certaines pièces rendant le dossier non recevable.

Parmi les éléments techniques de conception à être précisés, complétés et modifiés par le pétitionnaire, on mentionnera les points suivants qui seront particulièrement analysés dans l'AVP :

- Les lanières drainantes ne drainent pas les écoulements vers l'aval mais vers l'amont ;
- La **mise en place de palplanches** au niveau du pied aval du remblai peut causer des problèmes ayant une occurrence plus courante que celle de la situation sismique, notamment l'augmentation de la piézométrie dans la recharge aval ;
- La création de regards en crête donnant sur le système de drainage, outre une mise en œuvre complexe est également source de désordres potentiels non analysés ;
- La cote PHE (et la cote RN par conséquence) n'a pas été revue entre les documents de 2016 et ceux de 2019, or les hypothèses de stabilité et les combinaisons de phénomène à considérer ont évolué ; ce qui impacte également la vérification du calcul de laminage des crues.

4.4 AVP ET G2-AVP (PRESENTE MISSION)

Comme vu dans les § 4.1 et 4.2, les études précédentes ont mis en évidence des facteurs de sécurité insuffisants pour assurer la stabilité au glissement en situation sismique et la solution mise en œuvre de palplanches avait été retenue afin d'améliorer la stabilité sous séisme.

Les palplanches (et d'autres éléments de conception du projet) ont fait l'objet de remarques de la DREAL et, dans ce contexte, l'AVP et le présent rapport G2-AVP ont été établis pour viser la mise en conformité du projet vis-à-vis des observations de la DREAL.

Le présent **rapport de mission G2-AVP** a pour but principal revoir de les aspects géotechniques du projet afin de les valider ou de les adapter. Il porte une attention toute particulière à la solution en palplanches, objet d'une des observations de la DREAL.

Le besoin d'avoir recours à des palplanches pour assurer la stabilité du barrage en situation sismique a été revu selon deux aspects principaux : les caractéristiques géotechniques des matériaux et les hypothèses sismiques.

4.4.1 REVISION DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

Les investigations réalisées dans le cadre de la G2-AVP (2013) et G2-PRO (2018-2019) par GEOLITHE sont relativement complètes et leur interprétation est pertinente.

Les hypothèses retenues pour la cohésion et angle de frottement effectifs (c' et ϕ'), la cohésion non drainée (C_u) et perméabilité (k) ont été conservées dans le cadre de la présente étude (cf. chapitre 5). Il convient de noter toutefois, au sujet du programme d'investigations :

- l'absence de classification GTR sur les échantillons soumis aux essais de cisaillement ou triaxiaux (difficulté de corréliser les résultats avec un horizon) ;
- la relative faible quantité d'essais avec des échantillons intacts ;
- l'absence de valeurs d'angle de frottement et cohésion à court terme.

Des investigations complémentaires (hors scope de la présente mission de niveau AVP) visant à mieux connaître les **caractéristiques des matériaux à court terme** sont souhaitables pour la vérification de la stabilité au glissement du barrage sous séisme.

Dans la présente mission G2-AVP, à défaut de nouvelles investigations plus représentatives des situations de sollicitation à court terme, une réinterprétation des essais triaxiaux CU+U a permis d'estimer les valeurs d'angle de frottement court terme (ϕ_{cu}) et de cohésion court terme (C_{cu}). On rappellera toutefois que les valeurs obtenues sont peu robustes du fait du nombre limité d'essais triaxiaux pour certains faciès.

Les caractéristiques **consolidées non drainées (C_{cu} et ϕ_{cu})** sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique et pour la vérification de la portance. Ainsi, pour obtenir des résultats définitifs vis-à-vis de :

- l'état limite de stabilité sous séisme
- l'état limite de défaut de portance (poinçonnement de la fondation)

des investigations supplémentaires des caractéristiques non drainées (essai type CPT par exemple) sont indispensables.

De même, la présente étude propose un nouveau regard sur les matériaux, **renommés selon leurs faciès** et non selon leurs origines (morainiques, colluviales ou autres) sans que cela remette en cause les interprétations des études précédentes. La distinction des horizons par faciès permet d'analyser le comportement géotechnique des sols de manière plus factuelle.

Les caractéristiques retenues sont présentées dans le chapitre 5.

4.4.2 REVISION DES HYPOTHESES SISMIQUES

Les hypothèses sismiques retenues par Géolithe ont fait l'objet d'une révision entre les études G2-PRO [4] et [5] de 2018 et 2019 respectivement.

Sur la dernière version de l'étude Géolithe (2019), un coefficient sismique adimensionnel a été appliqué aux accélérations sismiques conformément à l'approche pseudo-statique. Selon le Guide MEDDE [12] et les recommandations CFBR [10] « l'application de ce type d'approche

conduit à proposer pour les barrages poids un coefficient sismique de 0.67 pour la composante horizontale et de 0.2 pour la composante verticale ».

Une analyse supplémentaire des hypothèses sismiques a été menée par la présente étude.

Les **accélérations sismiques** retenues dans le rapport de 2018 sont en accord avec la réglementation (arrêté du 06 août 2018 fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages [15]). En approche forfaitaire (SES) les accélérations horizontales et verticales prises en compte sont respectivement $a_h = 1.9$ et 1.7 m/s^2 .

Les **coefficients sismiques** adimensionnels de 0.67 pour la composante horizontale et de 0.2 pour la composante verticale sont proposés par les guides [10] et [12] lorsque l'approche pseudo-statique est applicable pour des barrages poids. On remarquera toutefois que :

- les guides susmentionnés n'évoquent pas les barrages en remblais parmi les « barrages poids » (seul les barrages rigides sont pris en compte dans la notion de barrage poids) ;
- pour les barrages en remblai les guides mentionnent l'application de la méthode pseudo statique avec un coefficient sismique de 0.67 pour la composante horizontale sans faire référence à un coefficient sismique relatif à la composante verticale.

En effet si pour un barrage rigide ou en voute le coefficient sismique de la composante verticale est de 0.2, pour un barrage en remblai l'accélération verticale serait négligeable. Cette notion étant subjective, dans une approche sécuritaire, la présente étude retient un coefficient sismique non pas de 0.2 mais de **0.5 pour la composante verticale**.

Ainsi, les nouveaux coefficients d'accélération horizontale et verticale maximums retenus dans la présente G2-AVP, sont donc :

Coefficient d'accélération horizontale maxi :
$$k_h = \frac{a_h}{g} \cdot S = 0.67 \cdot \frac{1.9}{9.8} \cdot 1.35 = 0.174$$

Coefficient d'accélération verticale maxi :
$$k_v = \frac{a_v}{g} \cdot S = 0.5 \cdot \frac{1.7}{9.8} \cdot 1.35 = \pm 0.117$$

4.4.3 PROPOSITION DE TRANSPARENCE HYDRAULIQUE SUR LE RIDEAU DE PALPLANCHES

L'objectif du rideau de palplanches est d'apporter une résistance supplémentaire au niveau de la fondation en limons argileux ou limons graveleux (matériaux de surface de caractéristiques faibles à moyennes) contre le glissement du talus aval en cas de séisme.

Comme l'évoque la DREAL PACA dans son courrier du 30 novembre 2020, cette structure peut toutefois faire obstacle à l'écoulement d'eau et générer une augmentation de la piézométrie dans la recharge aval.

Pour éviter cet effet indésirable « d'étanchéification » et conserver tout de même le rideau de palplanche en tant que renforcement contre le glissement du talus aval en cas de séisme, il est proposé la mise en œuvre du rideau de palplanche en transparence hydraulique. En effet, l'étanchéité du rideau n'est pas un objectif du projet mais un effet collatéral qui peut être aisément éliminé à partir de deux adaptations principales :

- Le **battage partiel d'une palplanche sur 3** créant des « fenêtres » pour l'écoulement des eaux dans la fondation
- La connexion directe entre la tête du rideau de palplanches et le tapis drainant, permettant le drainage, collecte et évacuation des eaux éventuellement retenues par le rideau de palplanches et ainsi rabattre les sous-pressions.

Cette solution est illustrée dans le §8.1.4.2 page 75.

5 DONNEES GEOTECHNIQUES

5.1 PROGRAMME DE RECONNAISSANCES (ETUDES PRECEDENTES)

La figure suivante présente l'implantation des sondages in situ menés dans le cadre des missions G2-AVP (2013) et G2-PRO (2017 et 2019) réalisées par Géolithe.

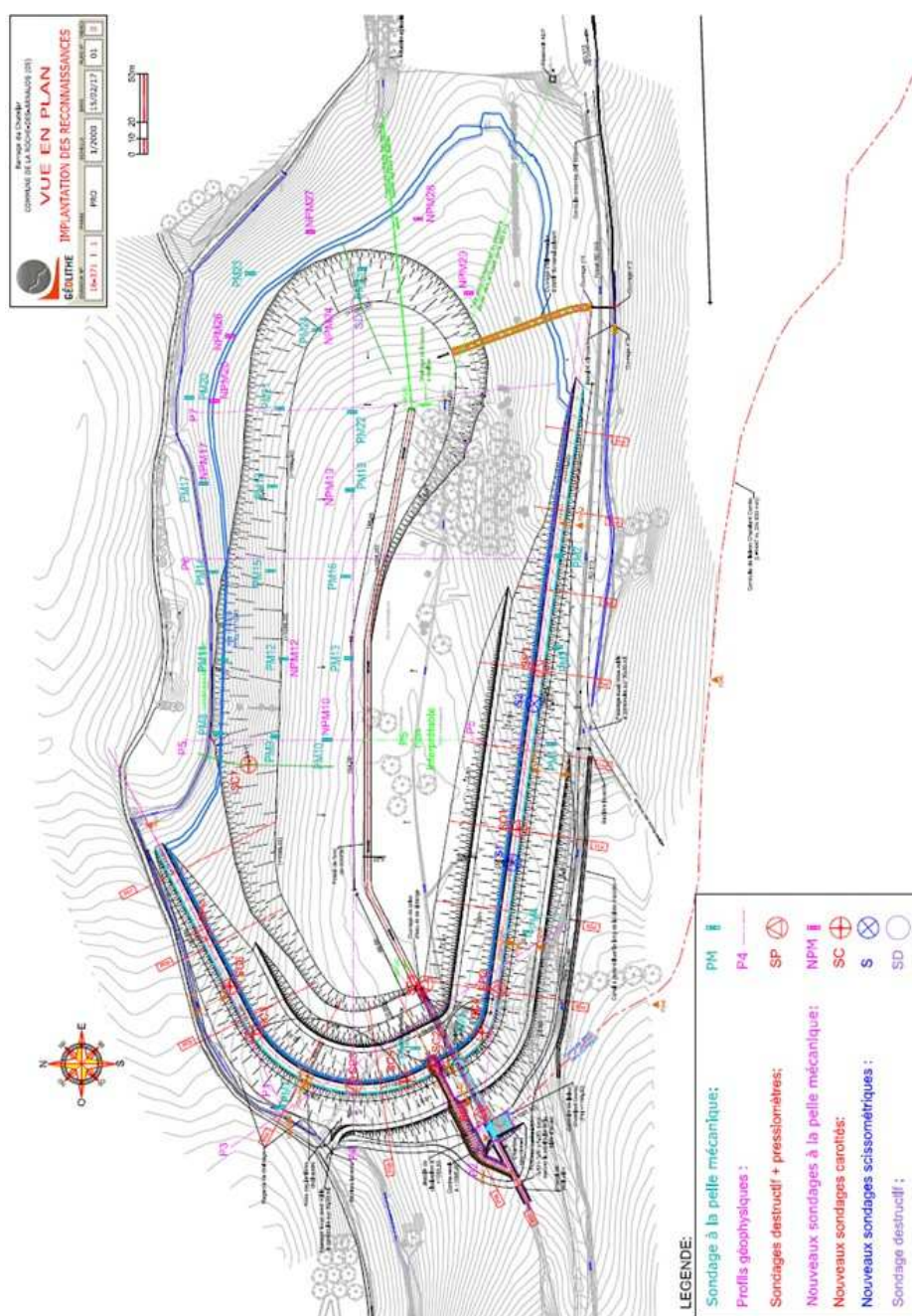


Figure 12. Implantation des sondages réalisées en 2013 et 2016 par Géolithe

Les programmes de reconnaissances des études précédents sont synthétisés ci-après :

	G2-AVP (Reconnaisances de 2013)	G2-PRO (Reconnaisances de 2016)
Fondation du barrage	• 4 profils électriques de profondeur d'investigation 40 à 50 m (P1 à P4) • 7 sondages à la pelle (PM1 à PM7) • 7 identifications GTR (1 échantillon par sondage à la pelle) • 3 sondages carottés descendus à 15 m (SC1, SC2 et SC3) • 3 x 3 essais de perméabilité in-situ dans les forages (SC1, SC2 et SC3) • 2 essais de perméabilité au perméamètre de laboratoire (le site ne présente pas de sols fins qui pourraient faire l'objet d'essais œdométriques) • 6 sondages destructifs pour essais pressiométriques tous les mètres jusqu'à 15 à 20 m (SP1 à SP6) • 2 essais de cisaillement rectiligne à la boîte	• 3 sondages carottés descendus à 12 m (SC4, SC5, SC6) • 2 essais d'infiltration de type LEFRANC en SC5 et SC6. • 2 sondages destructifs à 10 m avec essais pressiométriques tous les mètres (S1, S2) • 2 essais de cisaillement rectiligne à la boîte (SC5 et SC6) • 11 essais Traixiaux CU+U • 1 essai d'érosion de conduit HET
Zone d'emprunt	• 3 profils de sismique-réfraction de profondeur d'investigation 15 m (P5, P6 et P7) • 18 sondages à la pelle mécaniques descendus à 5 m (PM8 à PM25) • 18 identifications GTR (1 échantillon par sondage à la pelle) • 2 limites d'Atterberg (PM10 et PM16) • 2 essais Proctor (PM12 et PM17)	• 10 nouveaux sondages à la pelle descendus à 5 m (NPM10, NPM12, NPM17, NPM19, NPM20, NPM24, NPM26, NPM27, NPM28, NPM29) • 8 identifications GTR • 2 essais Proctor (mélanges NPM26+27 et NPM28+29) • 10 teneurs en eau (NPM10 à 24) • 1 sondage carotté descendu à 10 m dans le talus Nord (SC7) • 1 sondage destructif à 10 m dans le talus Est (SD1)

Tableau 3. Synthèse des investigations réalisés par Géolithe dans le cadre de la G2-AVP 2013 et G2-PRO 2016

Le présent avant-projet ne fait pas l'objet d'investigation complémentaire mais d'une réinterprétation de l'ensemble des investigations réalisées auparavant.

Les investigations in situ réalisées au droit des fondations du futur barrage sont présentées dans le paragraphe 5.2 ci-après et celles réalisés sur la zone d'emprunt sont présentées au 5.3.

5.2 ZONE DE FONDATION DU FUTUR BARRAGE

5.2.1 PROFILS ELECTRIQUES

Les 4 profils électriques réalisés au droit de la fondation du futur barrage révèlent :

- La présence de limons graveleux en surface de résistivité faible, 50 à 150 $\Omega.m$ (de manière globale 5 m d'épaisseur).
 - Sur l'extrémité Nord-Est du Barrage (en Rive droite) les limons graveleux sont plus épais (cf. PE1). ;
 - Dans l'axe du vallon, cet horizon se présente plus argileux et humide, voire saturé (cf. PE4) avec des résistivités très faibles (30 à 50 $\Omega.m$).
- La couverture en limons graveleux surmonte un horizon plus grossier : de graves limoneuses d'épaisseur variable ;
- Plus en profondeur, les profils révèlent des Graves sablo-limoneuses (voire des conglomérats ?)
 - Sur l'extrémité Nord-Est du Barrage (en Rive droite) cet horizon est moins profond (cf. PE1 et PE3 Nord-Ouest).

Ainsi, le long du futur barrage, de la rive droite vers la rive gauche on note :

- Sur l'extrémité Nord-Est du barrage, des épaisseurs importantes (≈ 10 m) de limons graveleux surmontant des graves limoneuses.
- L'épaisseur de la couverture limono-graveleuse décroît au fur et à mesure qu'on évolue vers l'Ouest (épaisseurs autour de 5 m) ;
- A l'angle Nord-Ouest, les graves sablo limoneuses (avec présence pressenti de conglomérats) sont moins profondes ;
- A contrario, l'angle Sud-Ouest du barrage se situe à proximité de l'axe du vallon et la présence de matériaux argileux humides à saturés est remarquable ;
- Le long de la rive gauche on retrouve les horizons plus homogènes avec une couverture en limons graveleux (environ 5 m) surmontant une épaisse couche de graves limoneuses. L'horizon en graves sablo-limoneuses (conglomérats ?) est plus profond.

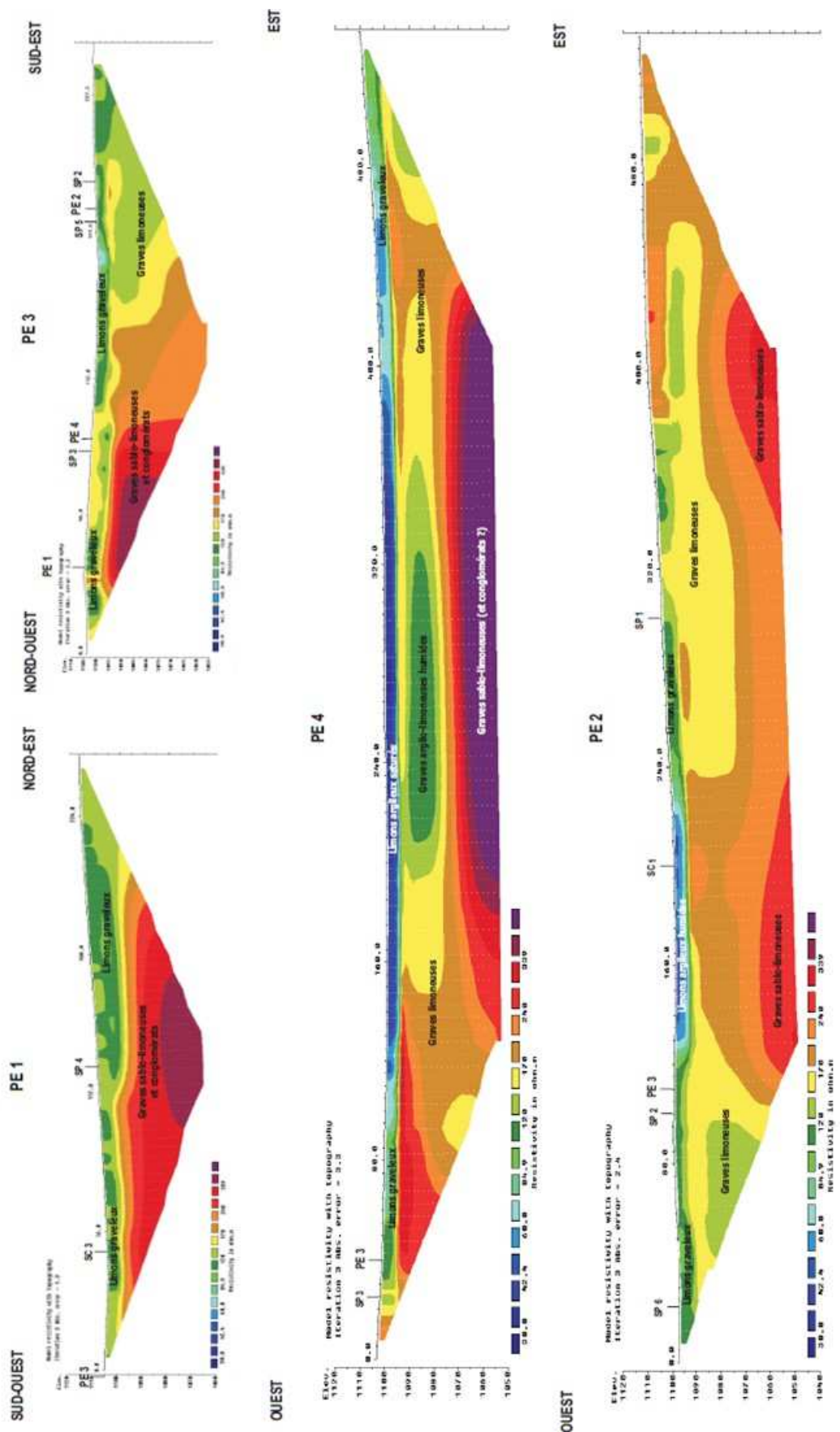


Figure 13. Profils électriques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013)

5.2.2 LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU)

La lithologie le long de la fondation du barrage a été appréciée à partir des sondages réalisés lors des missions G2-AVP et G2-PRO : 7 sondages à la pelle (PM1 à PM7), 6 sondages carottés (SC1 à SC6) et 8 sondages destructifs (SP1 à SP6 et S1 et S2).

Les faciès reconnus ont été regroupés en horizons synthétisés dans le graphique ci-après. Les coupes sondeurs ont été vérifiées et amendées après analyse des résultats des essais pressiométrique et essais en laboratoire.

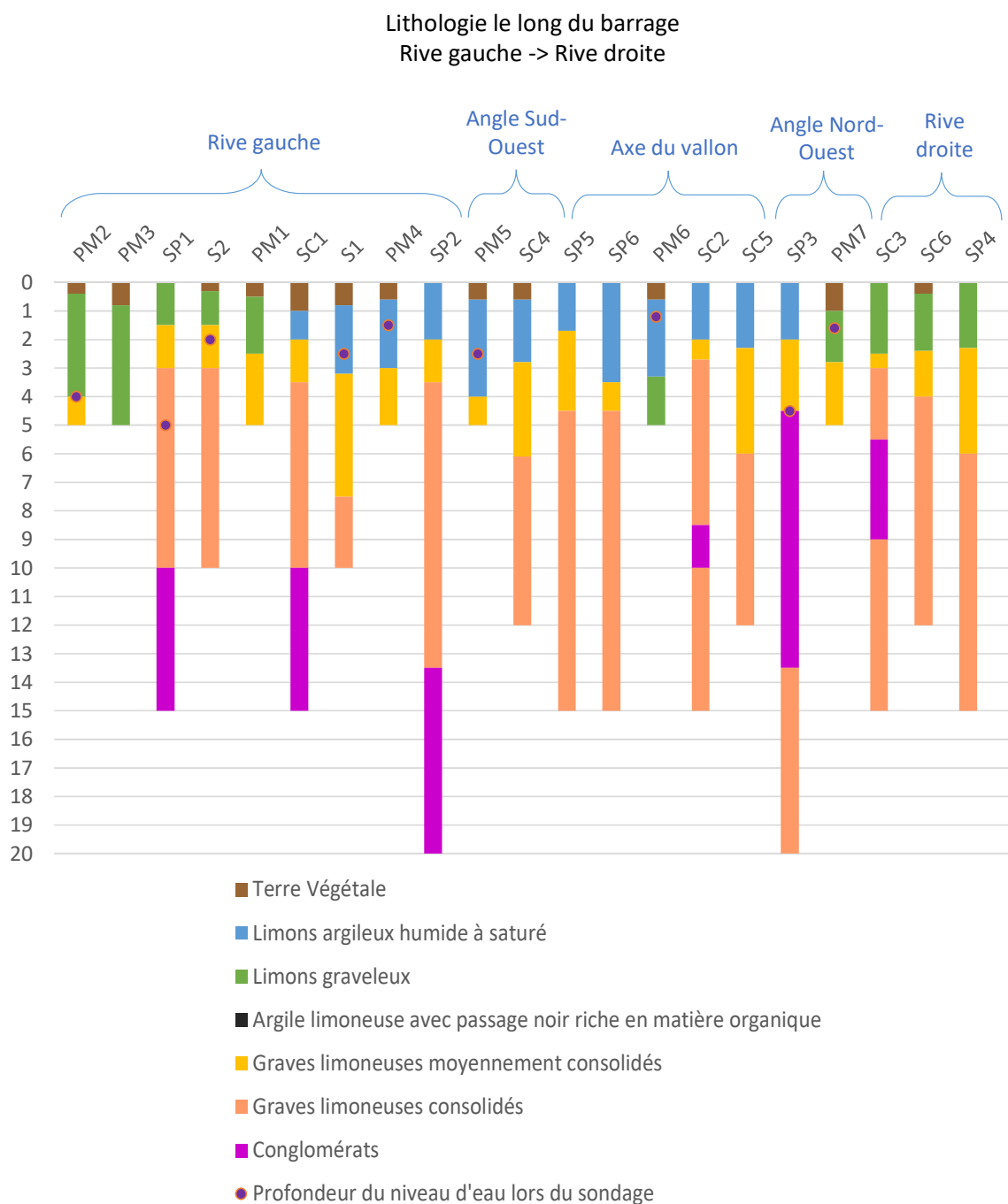


Figure 14. Synthèse graphique des formations rencontrées le long de la fondation du futur barrage

En accord avec les horizons identifiés à partir des profils électriques, les sondages confirment la présence de :

- **Horizon H0** : de la terre végétale a été reconnue localement sur une épaisseur pouvant atteindre 1 m d'épaisseur
- **Horizon H1** : Les matériaux de surface d'épaisseur métrique ou pluri-métrique ont été décrits comme des limons graveleux à blocs (classe GTR C1A1 ou C1B5), de consistance correcte.
- **Horizon H1bis** : Dans l'axe du vallon, les sondages proches du ruisseau (SC2, SC4, SC5, SP5 et SP6) cette couverture est plus argileuse (argile limoneuse, argile graveleuse) souvent humide ou très humide de classe GTR A1 ou A2. Leurs valeurs pressiométriques sont globalement faibles.
- **Horizon H2** : Sous la couverture, des graves limoneuses moyennement consolidées sur les premiers mètres surmontant des graves consolidées (H2bis) plus en profondeur. Les caractéristiques pressiométriques ont permis de distinguer les horizons **H2** et **H2bis** dont la pression limite moyenne passe globalement de 1 MPa à 3 MPa respectivement. Sur les sondages carottés leur distinction est plus « qualitative » voire intuitive, à partir des commentaires du log des sondages (compact et peu compact, horizon plus ou moins limoneux...).
- **Horizon H3** : Au sein des graves limoneuses ont été identifiés des passages sur-consolidés, possiblement des conglomérats dont la pression limite moyenne est supérieure à 5 MPa. Cet horizon se révèle soit en forme de poche peu profonde (en rive droite) soit plus en profondeur en rive gauche (comme le montre le profil en long au droit de la digue sur la Figure 15).

En synthèse les résultats indiquent globalement des matériaux limoneux (**H1** ou **H1bis**) en couverture sur 1 à 2 m d'épaisseur surmontant des graves limoneuses moyennement compactes (**H2**) sur des épaisseurs variables (1 à 4 m) puis des graves plus compactes (**H2bis**). Des graves sur-consolidés (**H3**) ont été identifiées soit en profondeur (> 10m) soit en « poche ».

Plus précisément, sur le profil le long du barrage (de la rive gauche vers la rive droite) :

- En rive gauche : On note des faibles épaisseurs de limons (**H1**) surmontant les graves (**H2** et **H2bis**). L'horizon sur-consolidé (**H3**) a été identifié globalement au-delà de 10 m/TN ;
- A l'axe du vallon : Confirmant les observations des profils électriques, on note dans l'axe du vallon la présence d'un horizon limono-argileux à cailloux (**H1bis**) humide à saturé, en liaison avec les écoulements d'eau sur la plaine surmontant les graves des horizons **H2** et **H2bis**).
- En rive droite : Les couches de limons (**H1**) et de graves moyennement compactes (**H2**) sont plus épaisses comparées à la rive gauche. Une lentille de conglomérats (**H3**) peu profonde est présente dès 4.5 m de profondeur à l'angle Nord-Ouest du barrage.

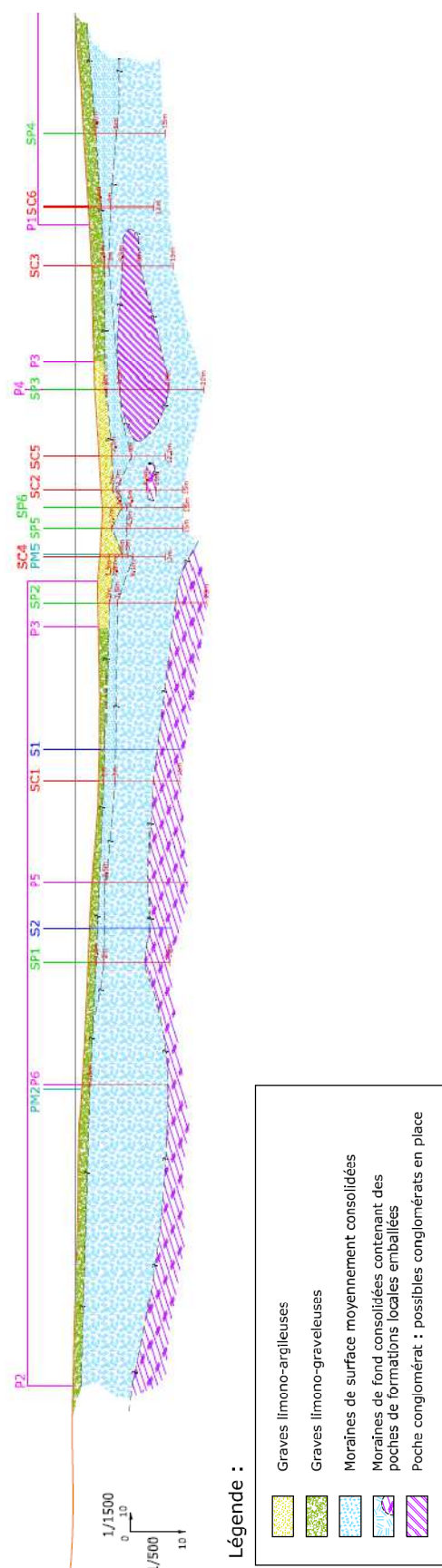


Figure 15. Profil en long au droit de la digue (Document Géolithe daté de 15/05/2017)

Il convient de signaler la présence d'eau sur certains sondages notamment entre l'axe du vallon et la rive gauche (absence de niveau d'eau sur la rive droite). Les profondeurs de niveau d'eau repérés lors de sondages sont à analyser avec précaution puisqu'il s'agit d'une seule mesure isolée et non stabilisée pouvant être affectée par la méthode de forage (sur certains cas à l'eau). Ainsi, les niveaux d'eau repérés peuvent s'agir :

- Soit de l'eau résiduelle issue de la foration ;
- Soit de circulations temporaires et erratiques interceptées par le sondage ;
- Soit d'une nappe phréatique

Les niveaux d'eau mesurés ne représentent donc pas un niveau stabilisé. Il peut subir des fluctuations dans le cas d'une nappe ou de circulations erratiques. S'il s'agit d'eau résiduelle de forage, le sondage va s'assécher à plus ou moins longue échéance.

5.2.3 ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

La synthèse des valeurs pressiométriques obtenues des 8 sondages réalisés au droit de la fondation du futur barrage est présentée dans le tableau ci-après.

Horizon	Nbre valeurs	Em (en Mpa)					pl* (en Mpa)				
		Min	Max	Moyenne Géométrique	Ecart type	Moyenne - 1/2 écart type	Min	Max	Moyenne Arithmétique	Ecart type	Moyenne - 1/2 écart type
H0	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
H1bis	11	2,3	18,9	5,3	4,7	3,0	0,4	1,2	0,6	0,2	0,5
H1	5	5,9	19,1	9,8	5,5	7,1	0,6	1,7	1,1	0,4	0,8
H2	16	2,3	32,1	11,5	7,7	7,6	0,3	2,7	1,5	0,7	1,1
H3	17	48,8	129,8	90,5	26,1	77,4	5,0	6,0	5,6	0,5	5,4
H2bis	58	10,8	158,2	42,0	34,6	24,7	0,7	6,9	3,6	1,6	2,8

Tableau 4. Tableau de synthèse des caractéristiques pressiométriques

Selon l'analyse statistique des caractéristiques pressiométriques issus de ces essais :

- **H0** (terre végétal) : la couche de terre végétale présente sur certains sondages n'a pas fait l'objet d'essai pressiométrique ;
- **H1** (limons graveleux à blocs) : les valeurs de module pressiométrique et pression limite révèlent des résistances faibles à moyennes sur la couverture limono-graveleuse. Ces matériaux sont assimilables à des sols granulaires normalement consolidés.
- **H1bis** (limons argileux) : sur l'axe du vallon et sur la plaine d'inondation la couverture limoneuse est humide et présente des valeurs pressiométriques faibles. La relation Em/Pl* suggère que ces limons argileux sont sous consolidés.
- **H2** (graves limoneuses moyennement consolidées) : les valeurs pressiométriques sont assimilables à des matériaux de bonne résistance mécanique. Localement, on notera des valeurs plus faibles au droit du sondage S1, sur la rive gauche du barrage. La relation Em/Pl* suggère que ces matériaux sont normalement consolidés.

- **H2bis** (graves limoneuses consolidées) : les matériaux associés à cet horizon présentent des résistances mécaniques bonnes à très bonnes. La relation E_m/PI^* suggère que ces matériaux sont normalement consolidés.
- **H3** (graves limoneuses sur-consolidées): cet horizon possiblement des conglomérats de résistance mécanique très bonne (PI^* moyenne > 5 MPa) se présente en forme de poches ou passages sur-consolidées (Graves avec $E_m/PI^* > 10$).

5.2.4 ESSAIS DE PERMEABILITE IN SITU

Un total de 11 essais de perméabilité ont été réalisés sur les sondages SC1, SC2, SC3, SC5 et SC6 sur des profondeurs allant de 2.5 à 9.5 m de profondeur/TN (cf. tableau de synthèse ci-après).

Les valeurs mesurées indiquent :

- Entre 2.5 et 7 m de profondeur les perméabilités varient globalement de 1.5×10^{-6} m/s à 1.9×10^{-5} m/s ;
- A partir de 7 m de profondeur les perméabilités sont globalement plus faibles dans une plage de valeurs légèrement moins étendue : valeurs mesurées entre 2×10^{-7} m/s et 2×10^{-6} m/s ;
- Sur SC6 à 5.5 m de profondeur la perméabilité mesurée est en dehors des deux plages de valeurs et très faible : 1×10^{-8} m/s.

En regardant sondage par sondage, on note sur SC1 et SC2 une légère augmentation de la perméabilité entre 3 et 6 m de profondeur avant d'atteindre l'horizon de perméabilités plus faibles vers 9 m de profondeur.

Sur SC3 la perméabilité décroît entre 3 et 6 m et reste presque identique à 9 m.

Echantillon Profondeur (m/TN)		Nature du matériau (Description essais laboratoire)		Masse volumique apparente (t/m ³)	k Nasberg (N) ou Lefranc (L) (m/s)	
SC1	2,5-3 m	H2	Grave limono-argileuse grise	2,23	1,52E-06	N
	6-6,5 m	H2bis	Grave limono-argileuse grise	2,17	2,17E-06	N
	9,25 m	H2bis	(Argile graveleuse (20 à 30% de petites graves)		2,34E-07	L
SC2	3,25 m	H2bis	(grave sableuse)		5,55E-06	L
	6,25 m	H2bis	(grave sableuse)		1,89E-05	L
	9,25 m	H3	(grave sableuse)		7,96E-07	L
SC3	3-3,5 m	H2bis	(grave argileuse)		1,07E-05	N
	6-6,5 m	H3	(grave peu sableuse, galets argileux...)		2,62E-06	N
	9-9,5 m	H2bis	Grave sablo limoneuse beige (compact)	1,97	2,25E-06	N
SC5	4,3 m	H2	Graves et sables limoneux		2,25 à 4e-6	L
SC6	5,5 m	H2bis	Graves limono-sableux		8e-07 à 1e-8	L

Tableau 5. Résultats des essais de perméabilité in-situ sur les sondages carottés le long de la fondation du barrage

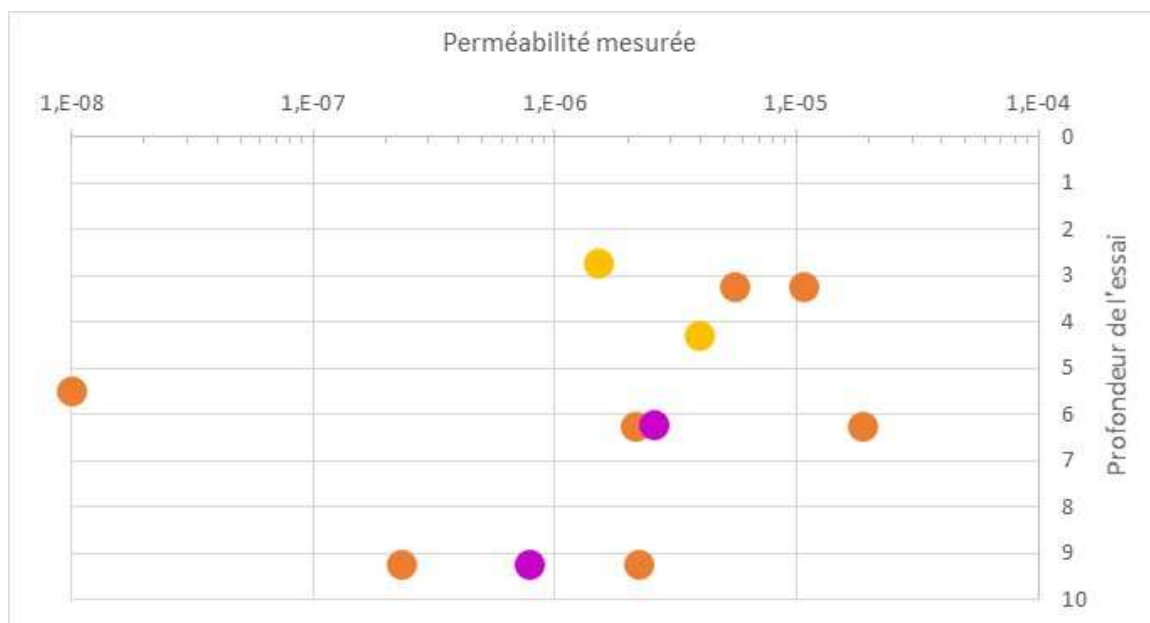


Figure 16. Synthèse graphique des perméabilités mesurées le long du barrage en fonction de la profondeur de l'essai

5.3 ZONE D'EMPRUNT

5.3.1 PROFILS GEOPHYSIQUES (SISMIQUE DE REFRACTION)

En amont du futur barrage, sur la zone d'emprunt (plaine d'inondation) 3 profils géophysiques ont été réalisés dans la direction Nord-Sud. Ils sont nommés PS5, PS6 et PS7 (cf. plan d'implantation Figure 12 rappelé ci-après).

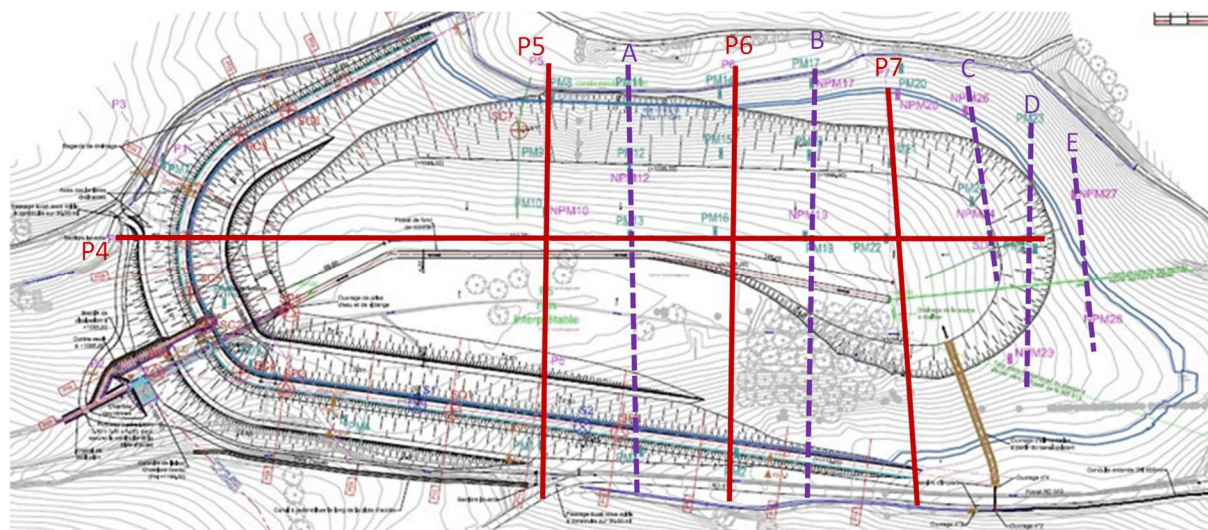


Figure 17. Rappel de la localisation des profils géophysiques (en rouge)

Les profils révèlent :

- La présence de limons argileux ou graves limoneuses en surface avec des vitesses sismiques faibles, entre 500 et 600 m/s :
 - Les profils révèlent, de manière globale, au moins 2 m d'épaisseur de cet horizon de surface ;
 - Il tend à s'épaissir vers l'axe du vallon pouvant atteindre 5 m d'épaisseur sur les points les plus bas (cf. PS7) ;
 - Dans l'axe du vallon ce faciès est plus argileux (limons argileux) tandis qu'il se montre plus grossier sur les côtés (graves limoneuses ou limons graveleux, de vitesses sismiques légèrement supérieures comparées à celles des limons argileux).
- A Sud-Est de la future réserve, sous une fine couverture de limons argileux ont été révélées des colluvions (graves limoneuses) sur 2 à 4 m d'épaisseur. Les vitesses sismiques de ces faciès sont intermédiaires, de l'ordre de 700 à 900 m/s.
- A partir de 2 à 5 m de profondeur, les profils révèlent la présence d'un horizon gravelo-limoneux dont les vitesses sismiques sont comprises entre 1500 et 2500 m/s.

Ainsi, on note une certaine symétrie des horizons par rapport à l'axe du vallon à l'exception des colluvions révélés en partie Sud-Est de la réserve.

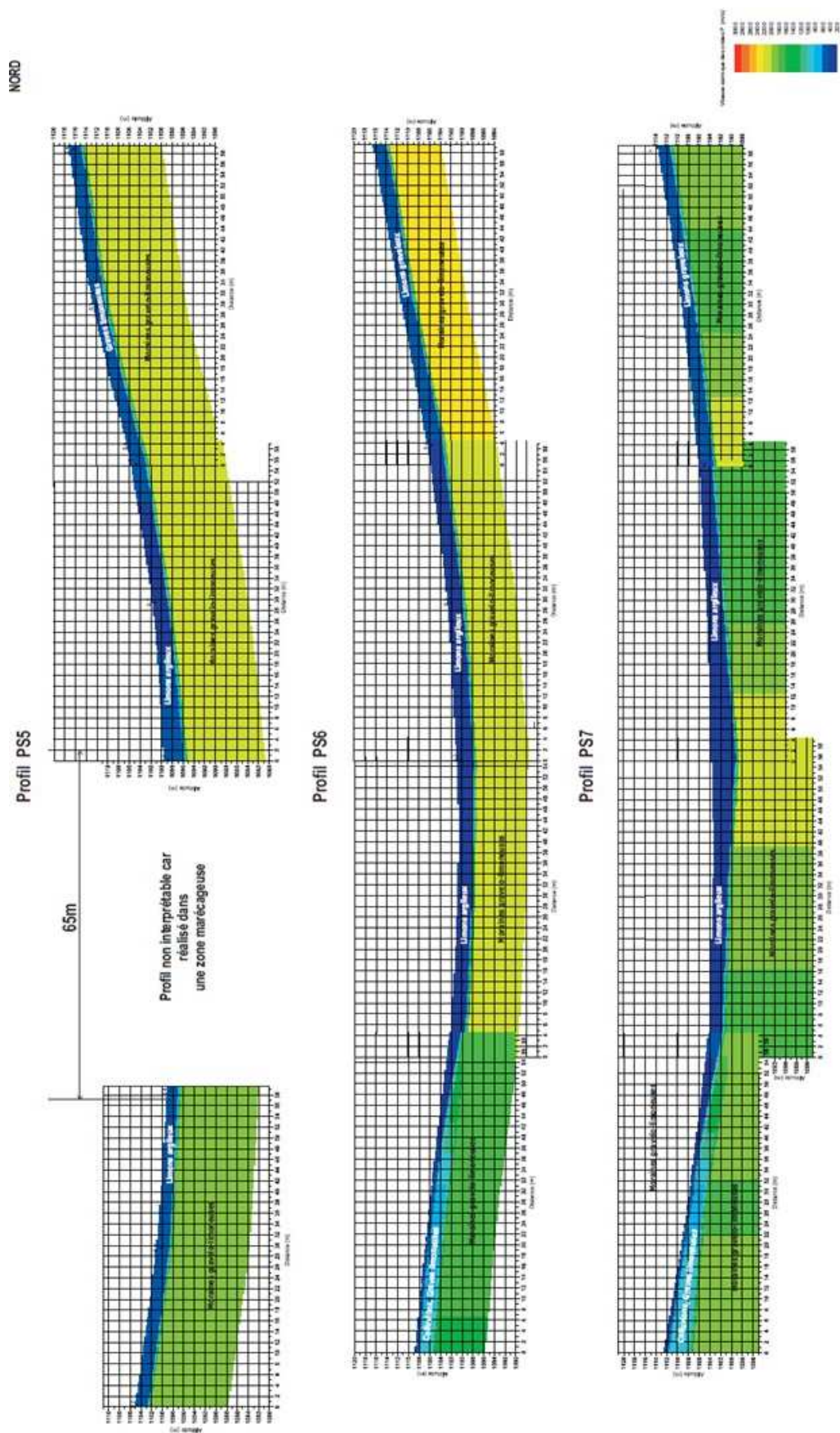


Figure 18. Profils géophysiques réalisés lors de la mission G2-AVP 2013

5.3.2 LITHOLOGIE (SONDAGES IN SITU)

La lithologie sur la zone d'emprunt a été appréciée à partir des sondages réalisés lors des missions G2-AVP et G2-PRO : 18 sondages à la pelle de 2013 (PM8 à PM25), 10 nouveaux sondages à la pelle (NPM10, 12, 17, 19, 20, 24, 26 à 29), 1 sondage carotté (SC7) et 1 sondage destructif (SD1).

Les faciès reconnus ont été regroupés en horizons synthétisés dans les graphiques ci-après. Le premier graphique présente plusieurs sondages alignés dans la direction Ouest-Est selon le profil P4 (coïncidant avec le profil géophysique).

Le deuxième graphique présente plusieurs sondages alignés dans la direction Nord-Sud :

- Profils P5, P6 et P7 coïncidant les profils géophysiques (en rouge dans la Figure 17)
- Profils A, B, C, D et E (en violet dans la Figure 17)

Les sondages PM1, PM2 et PM3 réalisés le long de la rive gauche du futur barrage ainsi que le SP3 dans l'axe du vallon sont également présentés dans les graphiques de synthèse pour une meilleure appréhension de la lithologie dans la zone d'emprunt.

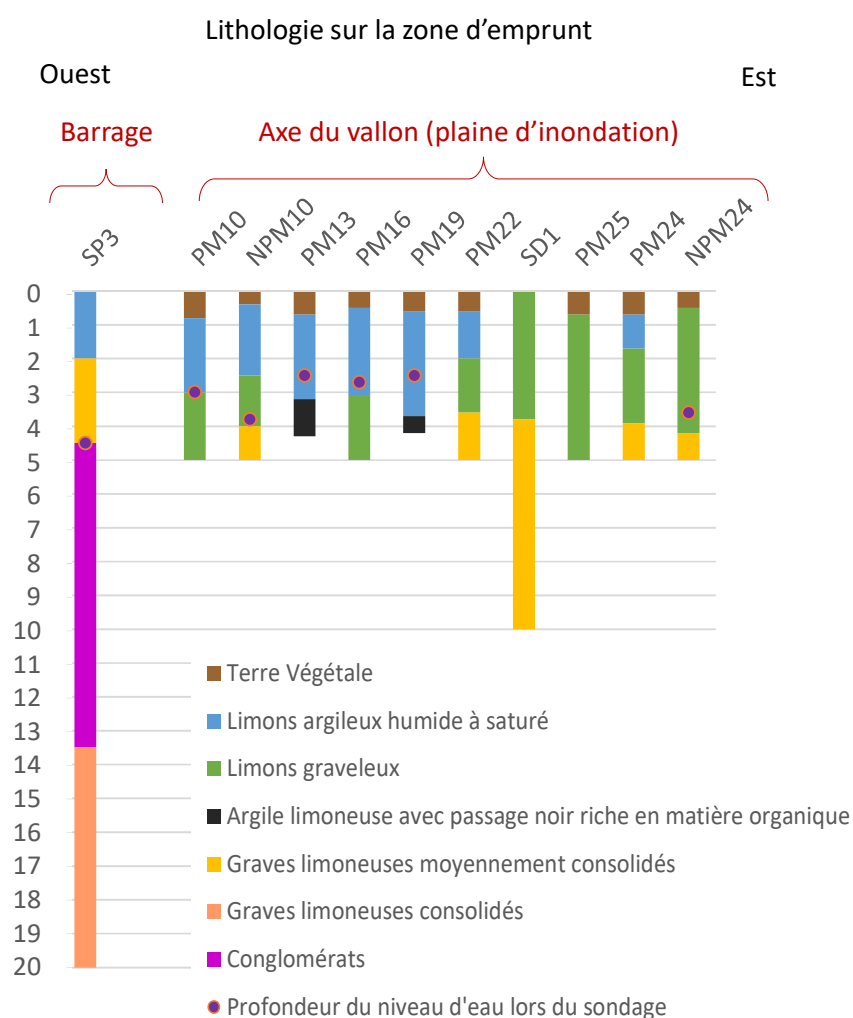
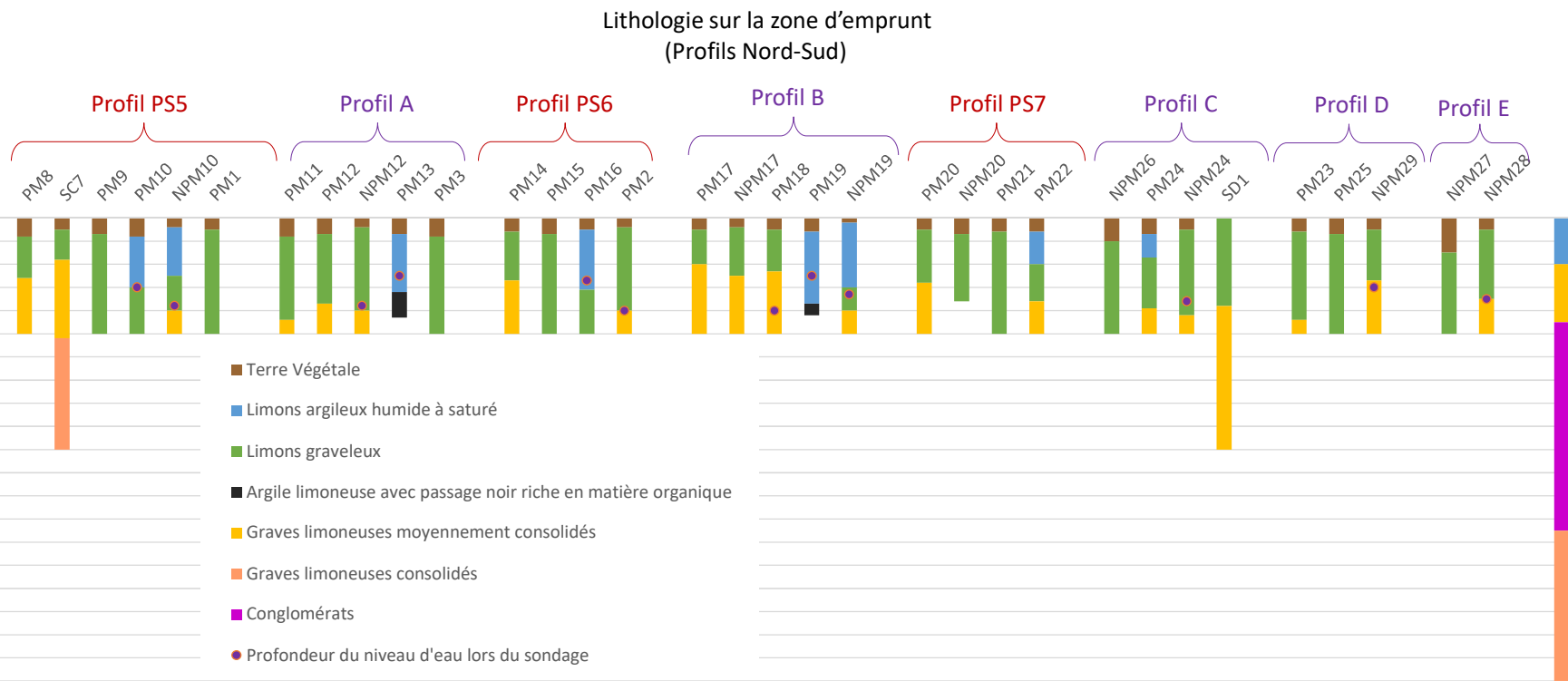


Figure 19. Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone emprunt (profil Ouest-Est)

Figure 20. Synthèse graphique des formations rencontrées sur la zone d'emprunt (profils Nord-Sud)



Les faciès reconnus sont en accord avec les horizons identifiés par les profils géophysiques. L'ensemble des reconnaissances a permis d'approfondir l'interprétation des résultats obtenus. Les sondages indiquent la présence de :

- **Horizon H0** : de la terre végétale a été reconnue sur l'ensemble de la zone sur des épaisseurs variées, globalement inférieures à 1 m.
- **Horizon H1** : Sous la terre végétale ont été reconnus des limons graveleux d'épaisseur métrique ou pluri-métrique. Les matériaux sont décrits comme des graves limoneuses marrons ou limon graveleux marron (classe GTR C1A1 ou C1B5), de consistance correcte.
- **Horizon H1bis** : Dans l'axe du vallon, les sondages proches du ruisseau (SP3, PM10, NPM10, PM13, PM16, PM19, PM22 et PM24) indiquent la présence d'une couverture plus argileuse (limon argileux ou argilo-graveleux marron), très souvent humide voire saturée de classe GTR A1 ou A2.
- **Horizon H4** : Ponctuellement (PM13 et PM19), des passages riches en matière organique ont été identifiées sur la base de l'horizon **H1bis**, au-delà de 3 m de profondeur.
- **Horizon H2** : Sous les horizons de couverture (**H1** ou **H1bis**) les sondages ont identifié un horizon décrit comme grave limono argileuse gris-noir (description des sondages de 2013) ou argile grise-noire compacte à cailloux (description des sondages de 2016) souvent compactes. L'ensemble des investigations réalisées sur la zone d'emprunt ne permet pas de distinguer les « sous-horizons » **H2** et **H2bis** (respectivement : moyennement consolidé ou consolidé).

En synthèse les résultats indiquent globalement la présence de limons graveleux marron (**H1**) en surface sur 2 à 5 m de profondeur surmontant des graves limoneuses grises compactes (**H2**). La majorité des échantillons prélevés sont de GTR C1A1 ou C1B5 (cf. § suivant). Dans l'axe du vallon une couche plus argileuse (classe GTR A1 ou A2) très souvent humide voire saturée est observée sur des épaisseurs pouvant atteindre 3 m (**H1bis**). Ponctuellement, sur la base de cet horizon argileux ont été observées des passages riches en matière organique (**H4**).

Il convient de signaler la présence d'eau sur certains sondages notamment dans l'axe du vallon. Les profondeurs relevées par les sondages à la pelle indiquent des arrivées d'eau entre 2.5 et 4 m de profondeur/TN.

Sur la base des profils géophysiques et des coupes de sondage, il est possible d'esquisser la zone où la présence de matériaux de couverture type **H1bis** est probable (zone en bleu dans la Figure ci-après). A noter que sur la zone d'emprunt que certains sondages (PM13 et PM19 hachurés en gris) ont identifié la présence de matière organique sur la base de la couche **H1bis**.

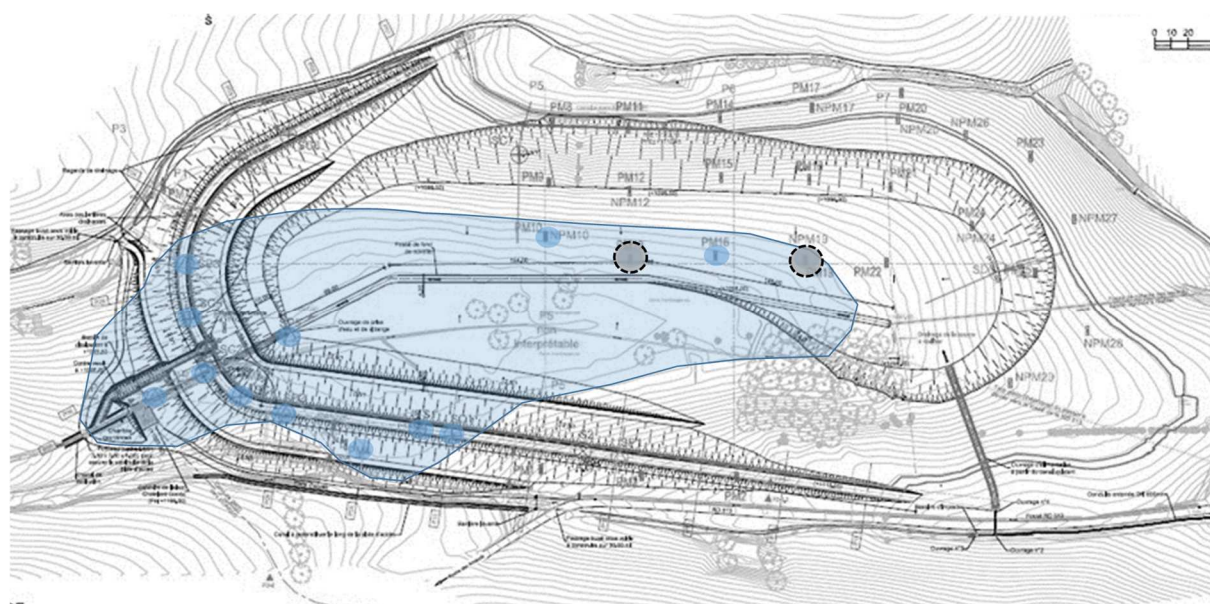


Figure 21. Esquisse de la zone où la présence de matériaux limoneux de faibles caractéristiques est probable

5.4 ESSAIS EN LABORATOIRE

5.4.1 IDENTIFICATION GTR

Selon les identifications GTR réalisés sur des échantillons issus des sondages à la pelle les horizons en limons graveleux ou graves limoneuses (**H1** et **H2**) sont majoritairement de classe **C1B5** ou voire **C1A1**. Il s'agit de sols comportant des fines et des gros éléments dont le comportement peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm.

Si la classe GTR des matériaux ne permet pas de distinguer les horizons **H1/H2**, leur compacité et caractéristiques mécaniques le permettent (cf. résultats pressiométriques et essais de mécaniques des sols).

La teneur en eau des horizons **H1** et **H2** est variable dans un intervalle de 7 à 25% avec une **moyenne de $w = 13\%$** . A noter que les teneurs en eau sur **H2** sont plus homogènes (entre 9 et 14%).

Sur la plaine d'inondation (zone d'emprunt en fond du vallon), où les matériaux de couverture sont les limons argileux (**H1bis**) la teneur en eau est plus élevée. Les valeurs sont dans un intervalle de 29 à 45% avec une moyenne de **$w = 34\%$** . Les matériaux de cet horizon sont de classe **A2** et plus sensibles à l'eau au vu de leur **IP = 15 et 21**.

On notera que des essais d'identification (ainsi que d'autres essais de laboratoire) ont été réalisés également sur des mélanges afin d'appréhender les caractéristiques du futur remblai de construction du barrage.



Tableau 6. Résultats des essais de teneur en eau, limites d'Atterberg, Classification GTR et Proctor

Echantillon Profondeur (m/TN)		Nature du matériau (Description essais laboratoire)		w (%)	wl (%)	wp (%)	IP	IC	VBS	Granulométrie				Classe GTR	Proctor		Indice portant	
										Dmax (mm)	Passant à				ρOPN (t/m3)	wOPN (%)	pd (t/m3)	IPI
											50 mm (%)	2 mm (%)	80 µm (%)					
PM1	3,50	H2	Grave limono argileuse gris noir	9,04					0,45	80	95,9	52,4	31,3	C1B5				
PM2	2,50	H1	Grave limoneuse marron	11,17					0,5	200	84,1,	51,8	29,5	C1B5				
PM3	3,50	H1	Grave limoneuse marron	11,19					0,48	150	88,8	46,3	28,7	C1B5				
PM4	2,50	H1	Grave limoneuse marron	12,31					0,67	100	90,2	56,4	34,5	C1A1				
PM5	4,50	H2	Grave limono-sableuse gris-noir	10,12					0,35	63	97,6	53,3	25,7	C1B5				
PM6	4,00	H1	Grave limono-argileuse gris-noir	13,57					0,47	80	93,4	56,9	29,1	C1B5				
PM7	2,50	H1	Grave limono-sableuse marron	13,83					0,44	80	96,3	60,4	26	C1B5				
PM8	2,50	H1	Grave limono-argileuse gris-noir	13,85					0,59	63	98,7	61,3	39,4	C1A1				
PM9	3,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	11,06					0,69	63	95	61,6	39,6	C1A1				
PM10	3,00	H1bis	Limons argilo-graveleux marrons	28,53	54	33	21	1,2	1,86	31,5	100	94,6	76,5	A2 s				
PM11	3,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	16,10					1,05	63	97,1	65,6	41,5	C1A1				
PM12	4,30	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	9,94					0,56	100	88,5	65,6	42	C1A1 h	2,21	7,99	2,11	4
PM13	4,00	H1bis	Argile limono-graveleuse beige	44,52					1,3	100	94,1	84,9	67,2	C1A1				
PM14	4,00	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	9,59					0,76	200	88,8	65	43,7	C1A1				
PM15	3,00	H1	Grave limoneuse marron	8,40					0,49	63	98,1	56,3	34,4	C1A1				
PM16	2,90	H1bis	Limons argileux marrons	30,06	44	29	15	0,9	2,92	31,5	100	94,2	64,6	A2 h				
PM17	2,25	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	8,85					0,38	150	92,1	49,8	28,5	C1B5 th	2,27	7,23	2,18	4
PM18	2,00	H1	Grave limono-sableuse	13,27					0,8	80	97,8	62,9	29,7	C1B5				
PM19	3,90	H1	Grave limoneuse marron	9,40					0,38	63	99	57,2	31,9	C1B5				
PM20	2,50	H1	Grave limoneuse, peu sableuse marron	12,43					0,5	80	95,4	60,5	34,2	C1A1				
PM21	3,50	H1	Grave limoneuse marron	11,23					0,61	63	97	61,2	37,3	C1A1				
PM22	3,00	H1	Grave limono-sableuse	21,55					1,4	63	96,4	71,6	47,6	C1A1				
PM23	3,60	H1	Limons graveleux	11,21					0,71	50	100	61,3	39,7	A1				
PM24	4,50	H1	Limons argileux, un peu graveleux gris	11,63					0,96	40	100	74,5	55,1	A1				
PM25	2,70	H1	Grave limono-sableuse marron	14,39					0,39	80	88,2	46,2	24,5	C1B5				
NPM10	2,50	H1bis/H1	Limons bruns graveleux	19,90														
NPM12	4,30	H1	Argile gris-beige avec galets	9,60														
NPM17	2,20	H1	Grave limoneuse brune	6,50														
NPM19	4,00	H2	Limons argilo-graveleux	14,00														
NPM20	2,60	H1	Grave argileuse brune	14,20														
NPM24	0,50	H1	Limons bruns avec graves	17,60														
	1,50	H1	Limons bruns avec graves	15,70														
	3,00	H1	Grave sablo-limoneuse brune	13,80														
	4,10	H1	Grave sablo-limoneuse brun-beige	11,30														
	5,00	H2	Argile grise avec galets	10,40														
NPM26	1,70	H1	Limons graveleux bruns	20,30					1,12	63	97,7	73,9	57,1	C1A1				
	3,00	H1	Limons graveleux gris, plastiques très compacts	11,61					0,37	80	92,9	59,2	38	C1A1				
NPM27	1,60	H1	Limons graveleux bruns	16,75					0,85	50	100	79,7	61,7	A1				
	3,60	H1	Limons graveleux bruns	13,91					0,55	80	93,3	54,6	35,3	C1A1				
NPM28	1,50	H1	Grave limoneuse brune	12,18					0,48	100	90,5	56,4	34,7	C1A1				
	3,30	H2	Grave sablo-limoneuse gris-brun clair brune	10,47					0,35	100	85,2	44,4	22	C1B5				
NPM29	0,50	H1	Limons bruns graveleux	24,50					1,34	50	100	76,2	56,7	A1				
	2,70	H2	Grave limono-sableuse brun clair	12,06					0,6	80	90,8	50,2	30,1	C1B5				
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/20	21,40										C1A1	1,72	19,7		
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/D	21,40										C1A1	1,78	17,91		
NPM28+29	2,7-3,3		Mélange : fraction 0/20	15,50										C1B5	2,04	11,5		
NPM28+29	2,7-3,3	H1	Mélange : fraction 0/D	15,50										C1B5	2,20	8,43		
NPM10+29	0,5-3,5	H1bis/H1	Mélange Limons bruns graveleux	11,22					0,83	100	93,8	63,8	42,3	C1A1	1,83	15,9		

5.4.2 ESSAIS PROCTOR

Les essais Proctor (échantillons extraits de PM12 et PM17 sur des profondeurs 4.3 et 2.25m) conduisent à des valeurs de poids volumique et teneur en eau optimale de l'ordre de :

- $\rho_d \text{ OPN} \approx 2.21 \text{ à } 2.27 \text{ t/m}^3$
- $W_{\text{opn}} \approx 7.2 \text{ à } 8 \%$

Pour les mélanges NPM26+27, NPM28+29 et NPM10+29 on note une forte différence des résultats obtenus :

- $\rho_d \text{ OPN} \approx 1.78 \text{ et } 1.83 \text{ t/m}^3$ pour les matériaux C1A1 ; 2.21 t/m^3 pour C1B5
- $W_{\text{opn}} \approx 17.9 \text{ et } 15.9 \%$ pour les matériaux C1A1 ; 8.43% pour C1B5

Echantillon Profondeur (m/TN)		Nature du matériau (Description essais laboratoire)		Classe GTR	Proctor		Indice portant	
					ρ_{OPN} (t/m ³)	w_{OPN} (%)	ρ_d (t/m ³)	IPI
PM12	4,30	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	C1A1 h	2,21	7,99	2,11	4
PM17	2,25	H2	Grave limono-argileuse gris-noir	C1B5 th	2,27	7,23	2,18	4
NPM26+27	1,6-1,7	H1	Mélange : fraction 0/D	C1A1	1,78	17,91		
NPM28+29	2,7-3,3	H1	Mélange : fraction 0/D	C1B5	2,20	8,43		
NPM10+29	0,5-3,5	H1bis/H1	Mélange Limons bruns graveleux	C1A1	1,83	15,9		

Tableau 7. Résultats des essais Proctor

5.4.3 ESSAIS DE CISAILEMENT DIRECT ET TRIAXIAUX

Les essais de cisaillement direct et les essais triaxiaux apportent les paramètres de résistance mécanique des matériaux.

Sur l'ensemble des essais, les angles de frottement effectif (ϕ') varient de 29 à 40°, les valeurs les plus faibles ayant été observées sur l'horizon **H1bis**, comme présumé à partir des valeurs pressiométriques. On notera également que la matrice limoneuse confère des valeurs de cohésion effective (c') allant de 1 à 8 kPa.

La grande majorité des essais a été réalisée à partir d'échantillons remaniés : afin de respecter la proportion de 1/5 entre le diamètre de la plus grosse particule et celui de l'éprouvette (40 mm pour le cisaillement direct et 50 mm pour le triaxial), certains échantillons ont fait l'objet d'un remaniement par écrêtage pour ne conserver que les particules de taille inférieure à 8 ou 10 mm (cisaillement et triaxial respectivement). Les éprouvettes ont été reconstituées à la densité mesurée sur des échantillons intacts.

Parmi les essais triaxiaux réalisés sur les échantillons du site (hors mélanges) seul 1 échantillon était intact. Pour les échantillons remaniés les résultats ne sont représentatifs que de la fraction inférieure à 10 mm. Plus cette fraction est faible, plus les valeurs d'angle de frottement et de

cohésion sont à considérer avec précaution (il est possible que l'angle de frottement du matériau dans son ensemble soit sous-estimé).

Les couples de **valeurs effectives** d'angle de frottement et cohésion (ϕ' et c') obtenus sont synthétisés dans les tableaux suivants. Une réinterprétation des essais triaxiaux a été menée lors de la présente étude afin d'estimer des **caractéristiques court-terme** (en bleu sur le Tableau 9). Pour rappel, les caractéristiques consolidées non drainées (**Ccu et ϕ_{cu}**) sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique.

Echantillon Profondeur (m/TN)			Nature du matériau (Description essais laboratoire)	Cisaillement Direct					
				Echant	Passant à 8 mm (%)	c'_{pic} (kPa)	ϕ'_{pic} (kPa)	c'_{final} (kPa)	ϕ'_{final} (kPa)
SC4	7,4	H2bis	Graviers et sable grossier	remanié	96,3	1	34	1	34
SC6	6,7	H2bis	Grave limoneuse grise	remanié	70,6	2	36	2	36

Les 2 essais de Cisaillement direct sont représentatifs des matériaux de fondation du barrage (Les éprouvettes ont été reconstituées à la densité mesurée sur des échantillons intacts)

Tableau 8. Résultats des essais de cisaillement direct

Echantillon Profondeur (m/TN)			Nature du matériau (Description essais laboratoire)	Triaxial Consolidé non drainé (Cu+u)							Caractéristiques court terme *	
				Echant	Ecretage de l'éprouvette	Passant à 10 mm (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	λ_{cu}	c_{u0} (kPa)	Ccu (kPa)	ϕ_{cu} (°)
SC4	2,6	H1bis	Limons graveleux bruns	remanié	15,1%	84,90	3	31	0,23	68	49	12
	3,5	H2	Limons finement sableux	remanié	0,3%	99,70	2	34	0,91	165	98	28
	5,2	H2	Sables fins à argileux	intact	0%		6	36	0,78	185	43	39
	11,4	H2bis	Grave argileuse grise compacte	remanié	7,8%	92,20	6	30	0,41	56	56	11
SC5	0,7	H1bis	Limons bruns avec quelques blocs	remanié	3,1%	76,90	6	29	0,31	20	15	14
	3,1	H2bis	Grave limoneuse grise compacte	remanié	24,3%	75,70	3	40	0,33	103	74	16
SC6	3,6	H2	Grave argileuse grise	remanié	26,0%	74,00	3	31	0,77	5	3	26
	5	H2bis	Grave limoneuse très compacte	remanié	7,5%	92,53	8	31	1,11	34	7	32
SC7	0,5	H1	Limons graveleux bruns	remanié	1,3%	98,70	6	33	0,40	21	16	17
	6	H2bis	Grave argileuse grise	remanié	8,3%	91,70	6	32	0,45	109	70	20
	7,4	H2bis	Limons argilo-graveleux gris foncé	remanié	6,4%	83,60	2	37	0,50	0	0	20
NPM26 +27	1,6-1,7	H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **	12%		7	31	0,33	30	24	14
NPM10 à 29	0,5-3,5	H1bis /H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **			5	30	0,44	16	10	18
NPM10 à 29	0,5-3,5	H1bis /H1	C1A1 - Compacté à l'OPN	remanié **			3	33	0,43	22	15	18

*Caractéristiques estimées à partir d'une réinterprétation des essais triaxiaux – à confirmer par des essais en laboratoire

**Les éprouvettes des mélanges ont été préparées à la densité OPN (Toutes les autres éprouvettes remaniées ont été reconstituées à la densité mesurée sur des échantillons intacts)

Les éprouvettes issues des sondages SC4, SC5, SC6 et SC7 (7.4 m) sont représentatives des matériaux de la fondation du barrage. Les éprouvettes issues du sondage SC7 (0.5 et 6 m) et les mélanges sont représentatives des matériaux de composition du barrage.

Tableau 9. Résultats des essais triaxiaux

5.5 SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES

Lithologie

La réinterprétation des campagnes de reconnaissance confirment les conclusions des études précédentes, phase PRO. En effet la synthèse lithologique est la suivante :

- Des matériaux de couverture d'épaisseur métrique à pluri-métrique composés de :
 - **H1** : matériaux limono-graveleux à blocs de consistance correcte, normalement consolidés, présents en surface sur tous les sondages en dehors du vallon. Ce faciès présente des caractéristiques pressiométriques faibles à moyennes, des résistivités faibles de 50 à 150 $\Omega.m$ et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 $m.s^{-1}$. Ces matériaux sont classés majoritairement C1A1 et C1B5 selon la GTR.
 - **H1bis** : matériaux limono-argileux à cailloutis sous consolidés présents dans l'axe du vallon, essentiellement au niveau de la plaine d'inondation (centre des profils sismiques P5, P6 et P7) mais aussi au niveau des sondages proches du ruisseau (SC1, SC2, SC4, SC5, S1, SP2, SP5 et SP6). Ce faciès présente des caractéristiques pressiométriques médiocres, des résistivités très faibles de 30 à 50 $\Omega.m$ et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 $m.s^{-1}$. A noter localement (PM13 et PM19) la présence de matière organique à la base de cet horizon. Ces matériaux sont de classe GTR A2 ou C1A1.
- **H2** : Sous la couverture limoneuse, des graves limoneuses moyennement consolidées (appelées moraines de surface dans les études précédentes) constituées par des graves limoneuses peu sableuses d'épaisseur métrique à plurimétrique. Cette formation présente des caractéristiques pressiométriques moyennes, des résistivités faibles comprises entre 50 et 150 $\Omega.m$ et des vitesses sismiques de l'ordre de 500 $m.s^{-1}$. Ces matériaux sont classés C1B5 essentiellement selon la GTR.
- **H2bis** : Plus en profondeur, les graves limoneuses consolidées (appelées précédemment moraines profondes), sont constituées par des graves argileuses ou limoneuses pouvant contenir des petits galets roulés mais aussi des lentilles de matériaux locaux charriés par le glacier (débris de roches schistes, calcaire). Cette formation présente de très bonnes caractéristiques pressiométriques, des résistivités moyennes comprises entre 100 à 180 $\Omega.m$ parfois très élevées notamment au niveau des lentilles (180 à 200 $\Omega.m$) et des vitesses sismiques de l'ordre de 1500 à 2500 $m.s^{-1}$. Ces matériaux sont classés C1B5 essentiellement selon la GTR.
- **H3** : au sein de l'horizon **H2bis**, les passages sur-consolidés décrits ci-avant présentent des caractéristiques très bonnes et sont assimilées à des graves sableuses en conglomérats.
- **H4** : Ponctuellement (PM13 et PM19), des passages riches en matière organique ont été identifiées sur la base de l'horizon **H1bis**, au-delà de 3 m de profondeur.

Présence d'eau

On retiendra un niveau de nappe assez proche de la surface dans l'axe du vallon (≈ 3 m sous TN – 1095.3 m NGF). Les sondages à la pelle, réalisés plus tôt que les sondages pressiométriques avaient mis en évidence des niveaux d'eau peu profonds dans l'axe du vallon

également. Sur les pentes latérales, des écoulements dans les terrains ont été notés aux alentours, dès 1097 m NGF.

Perméabilités

Les graves limoneuses (**H2** et **H2bis**) sont moyennement à peu perméables, de perméabilité moyenne de l'ordre de **5x10⁻⁶ m/s** soit environ 20 mm/h.

Caractéristiques mécaniques

A l'issu des essais in situ (pressiométriques) et les essais en laboratoire (cisaillement direct et triaxial) les caractéristiques effectives des matériaux de la fondation (**C' et ϕ'**) ont été définies.

Comme rappelé dans les chapitres précédents, la présente étude apporte des caractéristiques consolidées non drainées (**C_{cu} et ϕ_{cu}**) qui sont celles à retenir pour les calculs de stabilité en situation sismique et pour les vérifications de portance. Le complément d'interprétation des essais en laboratoire ne remet pas en cause les caractéristiques effectives (**C' et ϕ'**) retenues précédemment.

Le tableau ci-après synthétise les caractéristiques mécaniques et les perméabilités retenues dans la présente étude :

Nature du matériau		Classe GTR	γ	PI*	Em	c'	ϕ'	C _{cu}	ϕ_{cu}	k
			kN/m ³	MPa	MPa	kPa	°	kPa	°	m/s
Corps du barrage		C1A1	21	-	-	5	32	20	25	1E-06
Massif drainant		-	21	-	-	0	35	0	35	1E-03
Limons argileux humide à saturé	H1bis	A2-C1A1	19	0,6	4	3	29	40	12	5E-07
Limons graveleux	H1	C1A1-C1B5	20	1,0	10	3	29	20	14	5E-07
Graves limoneuses moyennement consolidés (Moraines de surface)	H2	C1A1-C1B5	20	1,6	12	2	34	20	28	5E-06
Graves limoneuses consolidées (Moraines de fond)	H2bis	-	21	4,0	32	2	34	45	28	5E-06
Conglomérats	H3	-	22	>6	105	10	35	20	35	5E-06

En violet : Caractéristiques court terme calculées par réinterprétation des PVs d'essai triaxiaux (moyenne sur 2 ou 3 valeurs)

En bleu : Caractéristiques court terme estimées par avis d'expert

Tableau 10. Tableau de synthèse des caractéristiques des matériaux

Remarque : Les valeurs à court terme sont à considérer avec précaution. On notera sur le tableau ci-avant que les valeurs C_{cu} et ϕ_{cu} sont issues de réinterprétations ou estimations. Des investigations spécifiques sont à réaliser afin de définir objectivement ces caractéristiques à court terme, nécessaires aux calculs de stabilité sous séisme et aux vérifications du poinçonnement :

- Vis-à-vis de la stabilité sous séisme (§8.1 page 72) : avec les valeurs du Tableau 10 les analyses démontrent le besoin de palplanches pour assurer la stabilité sous séisme. Les états limites de stabilité sont à ré-analyser avec des valeurs à court terme issus d'essais spécifiques, plus représentatives des fondations. **Des cohésions non drainés plus conséquentes sur les terrains de la fondation (et notamment sur l'horizon H1bis) pourraient dispenser le besoin de palplanches.** A contrario, si les valeurs issues de réinterprétation sont confirmées, la conception sera à affiner en conséquence.
- Vis-à-vis du poinçonnement (§8.2 page 80) : avec les valeurs du Tableau 10, la condition d'état limite de défaut de portance, analysée selon la méthode recommandée par le CFBR [10] n'est pas vérifiée. Ce même guide de recommandations CFBR précise que si cette condition d'état limite n'est pas vérifiée, des méthodes plus détaillées selon une « approche graduée » est nécessaire.

Dans ce contexte, des investigations complémentaires spécifiques avec l'objectif de définir les caractéristiques court-terme des matériaux de la fondation du barrage sont indispensables en phase PRO.

6 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

6.1 COMPOSITION ET GEOMETRIE

La géométrie du Barrage de Châtelar est présentée au chapitre 3 « Conception générale du projet ». Les matériaux qui composent le barrage sont synthétisés ci-après :

	Matériaux	Géométrie
Corps du Barrage + clé d'ancrage	Majoritairement : Limons graveleux H1 voire les graves limoneuses H2 (C ₁ A ₁ , C ₁ B ₅ , ...) provenant du remodelage de la cuvette qui constituera la réserve.	Largeur et hauteur variables en fonction du TN (cote de la crête du barrage : 1113 m NGF) Pentes des talus amont et aval du barrage (remblai) : 5H/2V avec risberme intermédiaire à 1105 m NGF de 3.5 m de largeur Clé d'ancrage : pentes d'excavation 1H/1V
Masque de protection – Rip rap)	Enrochements (Blocs 200-500 mm) provenant d'une carrière agréée par le MOE	De 60 cm d'épaisseur sur tout le parement amont du barrage.
Drain vertical	Sable propre 0-5 mm avec VBS < 0,1 (matériau d'apport agréé par le MOE)	Drain vertical de 80 cm d'épaisseur dès la base du barrage jusqu'à 1111 m NGF
Tapis drainant (horizontal)	Gravier propre 5-20 mm (matériau d'apport agréé par le MOE)	Tapis drainant de 0.60 m d'épaisseur sur la base du barrage coté aval
Couverture du talus aval	Terre végétale provenant des matériaux du site (décapage)	0,60 m d'épaisseur sur le talus aval
Piste sur les risbermes intermédiaires	GNT 0-31.5 mm confectionnée avec des matériaux provenant du recalibrage des matériaux de la zone d'emprunt ou issus d'une carrière agréée par le MOE	30 cm d'épaisseur minimale sur 3.5 m de large sur les risbermes intermédiaires (1105 m NGF)
Piste sur la crête		30 cm d'épaisseur minimale sur 5 m de large sur la crête (1113 m NGF)
Interfaces entre matériaux	Grillage anti fouisseurs	En sous face de la terre végétale
	Géotextiles	Géotextile de filtration autour des drains (vertical et tapis drainant), géotextile filtrant anti-poinçonnant sous les enrochements

Tableau 11 : Composition et géométrie du barrage

6.2 TERRASSEMENTS

6.2.1 TERRASSEMENTS SUR LE SITE DU CHÂTELAR

Sur la cuvette de Châtelar, les sols concernés par les opérations de terrassements (décapage et clé d'ancrage) seront essentiellement des formations meubles :

- Terre végétale limoneuse de l'horizon **H0**,
- Matériaux limono-graveleux à blocs **H1** ou limono-argileux à cailloutis **H1bis** de classe GTR A2, C1A1 ou C1B5.

Les graves limoneuses de l'horizon **H2** (classe GTR C1A1 ou C1B5) seront localement interceptées lors de l'excavation de la clé d'ancrage.

Les matériaux de classe A1 et A2 sont des sols fins très sensibles ou moyennement sensibles à l'eau respectivement. Ces matériaux ont été identifiées essentiellement sur la zone d'emprunt, en surface au niveau de la pleine d'inondation en fond du vallon (horizon **H1bis**). **Leur état hydrique peut être souvent très humide faisant que leur réemploi soit mis en cause. On rappellera la présence de matière organique ponctuellement ce qui nécessite une attention supplémentaire au tri des matériaux excavés.**

Les matériaux de classe C1Ai ou C1Bi sont des sols comportant des fines et des gros éléments dont le comportement peut être assez bien apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm (avec Ai ou Bi représentant la classe de la fraction 0/50 mm du matériau).

Globalement ces matériaux pourront être excavés de manière traditionnelle, au moyen de pelles mécaniques, de bull, de scrapper, ..., de puissance adaptée. Les pentes maximales d'excavation sont de :

- **3H/2V** pour les talus définitifs et **1H/1V** pour les talus provisoires pour des hauteurs inférieures à 5 m
- **2H/1V** pour les talus définitifs / **3H/2V** pour les talus provisoires pour des hauteurs supérieures ou égales à 5 m

Ces matériaux ont une matrice sensible aux variations hydriques. En cas de pluie la partie supérieure des terrassements (PST) va voir son indice de portance immédiat (IPI) chuter et sa traficabilité baisser. Il est donc préférable de réaliser les terrassements et les palplanches en période sèche.

Le classement suivant le GTR du sol constituant la plate-forme et la connaissance de son état hydrique au moment des travaux permettent de définir 7 cas de PST : PST0 à PST6.

Eu égard à la configuration du site, il est fort probable que l'état hydrique des matériaux varient de l'état hydrique moyen « m » en période estivale à l'état hydrique humide « h » voire très

humide « th » en période humide ou en cas de pluie. Les classes de PST attendues seront PF2 en période sèche et PF1 (voire PF0) en période humide.

Si nécessaire, les pistes d'accès provisoire au chantier et les zones de travail devront être soit « clouées » avec un matériau graveleux type 40-100 mm insensible à l'eau (Classe GTR D3), correctement compacté sur un géotextile anti-contaminant, soit traitées à la chaux ou avec un liant hydraulique.

Les talus des déblais, notamment ceux de la clé d'ancrage, ne devront pas excéder une pente de 1H/1V. Sous la nappe, la tenue des parois sera plus précaire et nécessitera d'adoucir les pentes à 3H/1V.

Les matériaux extraits pourront, sous condition, être réutilisés pour la constitution du remblai de la clé d'ancrage et du barrage proprement dit. A cet effet, ces sols devront être :

- Excavés uniquement en période de météo favorable (pas d'extraction en cas de forte pluie) et de faible profondeur,
- Dans un état hydrique compatible avec leur réemploi (humide « H », moyen « M » ou sec « S »),
- Evacués s'ils sont dans un état très humide « TH » ou très sec « TS »,
- Homogénéisés afin de couper les éventuels chenaux sableux susceptibles de générer des zones de circulation préférentiels à travers les remblais,
- Aérés s'ils sont à l'état « H » ou arrosés s'ils sont à l'état « S » afin de les ramener dans un état hydrique « M »,
- Stockés en tas ou en cordons dont la surface sera « fermée » au godet ou au rouleau afin de les protéger des pluies ou de l'évaporation et de conserver le cœur du stockage dans un état hydrique proche de Wopn.

La terre végétale, débarrassée des plus grosses racines, sera stockée en vue de son réemploi en nappage du talus aval de la digue principale.

6.2.2 TERRASSEMENTS SUR LES ZONES D'EMPRUNT HORS SITE

Sur les zones d'emprunt, l'excavation se fera **par couches et par zones d'emprise réduite**. Le mode d'extraction devra permettre un tri méticuleux des matériaux en vue de leur réemploi ou de leur évacuation.

Seront évacués :

- Les éventuels remblais anthropiques,
- Les matériaux pollués ou potentiellement pollués,
- Les matériaux trop sensibles à l'eau (A3 et A4), impropres au réemploi,
- Les matériaux destinés à d'autres usages,
- Les matériaux avec une teneur en matière organique supérieure à 3%.

Pourront être réemployés (voir paragraphe 6.5 ci-après) :

- Les matériaux graveleux à matrice fine de classe GTR C1A1, C1A2 ou C1B5 adaptés à la confection du corps du barrage. En cas de volume insuffisant sur le site de Châtelar, des apports complémentaires seront nécessaires.
- Les matériaux graveleux ou gravelo-sableux qui, moyennant un criblage, concassage et lavage, pourront être réemployés pour la confection du filtre/drain ou des pistes.

Feront l'objet d'apports extérieurs (carrière agréée par le maître d'œuvre) :

- Les volumes manquant pour la constitution du corps du barrage.
- Le sable et le gravier des drains ainsi que la GNT des pistes si leur confection à partir des matériaux du site est techniquement délicate ou trop onéreuse.
- Les blocs adaptés à la confection du masque en enrochements sur le parement amont.

A cet effet, l'entreprise devra disposer d'au moins une zone de stockage temporaire (zone tampon) suffisamment vaste pour répondre à ces objectifs de tri et de revalorisation des matériaux.

Les conditions météorologiques pendant l'extraction, les prescriptions de contrôle et de maîtrise de la teneur en eau ainsi que les modalités de stockage seront conformes à celles décrites au paragraphe 6.2.1 ci-avant.

6.3 METHODOLOGIES D'EXECUTION

6.3.1 PHASAGE GENERAL

Le phasage général des travaux géotechniques pourra être le suivant :

- Création des pistes d'accès provisoires
- Décapage de la terre végétale
- Curage, préparation et compactage de l'assise du barrage
- Création de tranchées de ressuyage du terrain
- Remodelage du fond de la cuvette avec tri des déblais pour leur réemploi dans la construction des remblais du barrage
- Creusement puis remblaiement de la clé d'étanchéité
- Mise en place des palplanches dans le sol
- Mise en place du tapis drainant en matériaux graveleux (y compris géotextiles)
- Mise en œuvre et compactage par couches du remblai du corps du barrage (y compris drain vertical avec des matériaux d'apport et pose de la galerie)
- Pose des enrochements (y compris géotextile) sur le parement amont
- Pose du grillage anti-fouisseur et de la terre végétale sur le parement aval
- Création des pistes d'accès définitives
- Aménagements paysagers

6.3.2 PREPARATION DU SUPPORT SOUS REMBLAIS

La création du barrage nécessitera un décapage préalable de 30 à 50 cm correspondant à la terre végétale.

Cette épaisseur de décapage sera localement augmentée sur les zones où la frange de terre végétale est plus importante ou au droit des souches des grands arbres, le but étant de d'obtenir une assise homogène. Un curage supplémentaire sera nécessaire au droit des matériaux argileux présents principalement dans l'axe du vallon. Chaque purge sera remblayée avec un matériau adapté non évolutif, non pollué soigneusement compacté par couches minces et successives en respectant les règles de l'art.

Le fond de forme sera contrôlé par le géotechnicien chargé de la mission G3 – phase suivi qui soit le validera, soit définira les zones de purges. Il sera ensuite aplani et compacté de manière à assurer un bon écoulement des eaux superficielles en phase chantier et assurer la circulation des engins (notamment la machine de forage) avec un **objectif de portance PF2**, soit :

- **$EV2 \geq 50 \text{ MPa}$**
- **$EV2/EV1 \leq 2$.**

En cas de portance insuffisante, un cloutage en ballast 40-100 mm insensible à l'eau (Classe GTR D3) ou un traitement à la chaux pourrait s'avérer opportun pour assurer la traficabilité de la plateforme.

Le creusement de la clé d'ancrage sera réalisé jusqu'à 5 m de profondeur par rapport au TN. Les pentes provisoires de l'excavation n'excéderont pas 1H/1V et seront adoucies à 3H/2V si des arrivées d'eau se produisent lors des travaux. Le remblaiement sera ensuite réalisé selon les règles de l'art, par couches.

Eu égard du niveau de la nappe, la base des terrassements pourrait intercepter des venues d'eau même en période d'étiage, notamment dans l'axe du vallon. Les circulations d'eau devront être interceptées, drainées, canalisées, pompées et évacuées hors de la zone des travaux.

6.3.3 DISPOSITIF DE RENFORCEMENT PAR PALPLANCHES

Les palplanches qui seront mises en œuvre seront au minimum de type PU18. Elles seront neuves et de la première qualité. L'acier utilisé sera au minimum de la nuance 240 GPa selon la norme NF EN 10248.

Les caractéristiques des sols ont été présentées ci-avant. Il appartient à l'entreprise de faire toutes les reconnaissances et essais complémentaires pour définir, sous sa responsabilité, la méthode de battage et faire face aux difficultés de toutes sortes qu'elle pourrait rencontrer. En fonction des couches diverses de matériau à traverser dont la compacité peut varier, l'entreprise prévoira d'adapter le mode de battage ou de vibro-fonçage.

Les tolérances d'exécution sont les suivantes :

- La tolérance d'implantation au sol du rideau de palplanches est fixée à 5 cm par rapport à leur tracé théorique, de part et d'autre de ce tracé ;
- La tolérance d'inclinaison en déversement et en faux aplomb est fixée à 10 millimètres par mètre ;
- Au cours du battage, des dispositions doivent être prises dès que le dévers atteint cinq millimètres par mètre ; s'il atteint dix millimètres par mètre, les palplanches déversées doivent être arrachées.

Pendant l'exécution des travaux de battage, l'entreprise tiendra à jour un carnet général d'exécution dans lequel seront portés :

- les fiches aux différentes passes et aux changements d'engins d'enfoncement,
- les causes des arrêts et plus généralement les incidents,

La mise en place d'une palplanche d'essai sera réalisée préalablement à la mise en place du tapis drainant.

L'essai de battage préalable aura pour objectif de vérifier les hypothèses prises en compte au moment du dimensionnement (nature du sol, vitesse d'enfoncement, encastrement...), mais aussi de vérifier la compatibilité du système de battage/vibro-fonçage.

6.3.4 EXECUTION DU BARRAGE EN REMBLAI

Les travaux de terrassement seront exécutés suivant un plan de mouvement des terres qui définira dans l'espace et dans le temps la destination de chaque volume élémentaire de déblai et/ou d'emprunt distingués dans les documents du marché. Le projet de plan de mouvement des terres sera établi par l'entreprise et soumis au visa du MOE.

L'implantation générale et l'implantation spéciale seront réalisées avec autant de points qu'il est nécessaire pour réaliser les travaux (déblais, remblais, banquettes, fossés).

Les remblais du corps du barrage et des drains (vertical et tapis drainant) seront exécutés par couches dont l'épaisseur, l'énergie de compactage, la vitesse de passage, ... seront fonction du type de compacteur utilisé par l'entreprise. Ces éléments seront définis lors de l'étude géotechnique d'exécution G3 et suivront les préconisations du Guide GTR (SETRA-LCPC de juillet 2000) en fonction de la classe des matériaux de remblai. Ils seront validés lors des planches d'essais et régulièrement contrôlés en cours d'exécution.

Les profils seront conformes aux profils théoriques résultant du projet dans les limites des tolérances prescrites.

La taille des plus gros éléments mis en remblai dans le corps du barrage avant compactage n'excèdera pas les 2/3 de l'épaisseur des couches élémentaires devant être compactées.

Le matériau, dans un état hydrique proche de l'OPN, sera régalié suivant une couche d'épaisseur uniforme sur une assise ne présentant ni creux, ni bosse, préalablement scarifiée sur une épaisseur minimale de 5 cm pour assurer une bonne liaison entre les couches.

Tout au long de la réalisation du barrage, **les objectifs de compactage** pour les ouvrages sont

- **q4 pour la clé d'ancrage et les remblais du corps du barrage**
 - o $p_{dm} \geq 95\% \text{ OPN}$
 - o $p_{dfc} \geq 92\% \text{ OPN}$
- **q3 pour les couches de forme**
 - o $p_{dm} \geq 98.5\% \text{ OPN}$
 - o $p_{dfc} \geq 96\% \text{ OPN}$

où :

- p_{dm} : masse volumique sèche moyenne sur toute l'épaisseur de la couche compactée
- p_{dfc} : masse volumique sèche en fond de couche (soit valeur moyenne sur une tranche de 88 cm d'épaisseur située à la partie inférieure de la couche compactée)

Les engins de compactage, adaptés au matériau proposé seront utilisés de manière à assurer une répartition homogène de l'effort de compactage sur toute la surface de l'ouvrage.

La méthode de compactage sera détaillée dans le mémoire technique de l'entreprise. Elle sera adaptée pour que le compactage soit correct et homogène sur toutes les parties zones de la digue et de sa fondation. A cet effet, l'entreprise pourra proposer la méthode du remblai excédentaire (2x50 cm de matériaux excédentaires sur la largeur puis retaillage des bords après compactage).

Les protocoles de compactage et de gestion de la teneur en eau des matériaux seront soumis à l'agrément du MOE. Ils feront l'objet de planches d'essais et d'essais de contrôle préalablement aux travaux.

6.3.5 GESTION DES STOCKS

Les opérations destinées à conférer la teneur en eau optimale au matériau (aération, humidification, traitement au liant hydraulique si besoin) se feront de préférence sur les zones de stockage préalablement définies.

Une fois la teneur en eau optimale (W_{opn}) atteinte, et afin de conserver au mieux cet état hydrique, il sera souhaitable de :

- Stocker les matériaux en tas homogènes dont la pente des talus n'excédera pas 3H/2V
- Tasser la surface du tas avec le godet de la pelle,
- De prélever le matériau destiné à être mis en place au cœur du tas.

Sous réserve de matériaux adaptés et d'une méthodologie rigoureusement maîtrisée et validée lors des planches d'essais, le MOE pourra entériner la gestion de la teneur en eau sur l'ouvrage, lors de la mise en œuvre des couches.

6.4 POINTS PARTICULIERS

6.4.1 RACCORDEMENT AUX EXTREMITES

Pour garantir la stabilité et s'affranchir de contournements d'eau par les extrémités, les raccordements du barrage au terrain naturel se feront en redans et avec un encastrement minimal de 3 m dans le terrain naturel dans le sens horizontal.

Cet encastrement concernera toutes les zones de l'ouvrage (clé d'ancrage, tapis drainant, corps du barrage, enrochements).

6.4.2 OUVRAGES TRAVERSANTS

A ce stade du projet, le seul ouvrage traversant est la galerie (dalot en béton) passant sous le remblai au niveau du talweg naturel. Elle permettra le passage des conduites de vidange et de prise d'eau et assure aussi la fonction de galerie technique permettant une inspection et une intervention aisée sur les conduites.

Les ouvrages traversants constituent une interface propice aux phénomènes d'érosion de conduit. Pour limiter ce risque, il conviendra de respecter un mode de pose rigoureux et soigné avec, par exemple, le respect de la méthodologie suivante :

- Mise en place des couches de remblais jusqu'à +0,50 m par rapport au sommet du cadre,
- Terrassement de la tranchée destinée à contenir le cadre (largeur de base > 3,40 m ; profondeur $\approx$ 3,80 m) avec des talus latéraux à 1H/1V)
- Réalisation du renforcement du sol support par jet-grouting
- Coulage du radier et pose du cadre
- Remblaiement de la tranchée avec du béton coulé à pleine fouille et vibré
- Poursuite du montage du remblai après respect d'un délai de prise de 7 jours minimum.

La mise en place de masques étanches en béton armé (bride anti-renard) peut également être envisagée mais le compactage du remblai en périphérie de la galerie et des brides peut s'avérer délicat. Cette méthode ne correspond plus aux règles de l'art actuelles.

6.4.3 USAGE DES GEOTEXTILES

Défini par la norme NF EN ISO 10318, un géotextile est une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

Intégrés dans les ouvrages, les géotextiles permettent de remplir différentes fonctions :

- La séparation : prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblais adjacents de natures différentes ;
- La filtration : rétention du sol, ou d'autres particules soumises à des forces hydrodynamiques, tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile, ou un produit apparenté aux géotextiles. Le géotextile permet de créer un auto-filtre dans le sol en amont ;
- Le drainage : collecte et transport des eaux souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit plus complexe apparenté aux géotextiles ;
- Le renforcement : utilisation du comportement en traction/déformation d'un géotextile ou d'un produit apparenté, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction ;
- La protection : prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté ;
- La lutte contre l'érosion de surface : utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface.

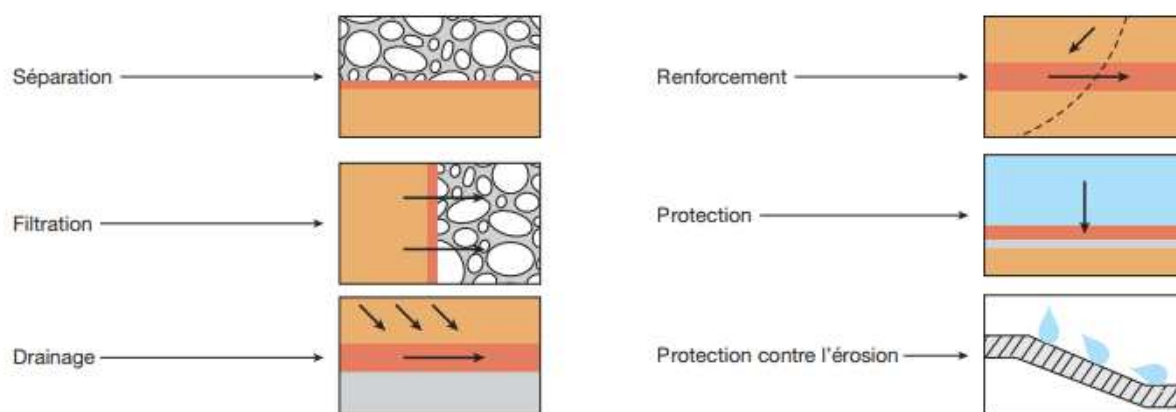


Figure 22. Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés d'après la norme NF EN ISO 10318

A chaque interface potentiellement à risque vis-à-vis de l'érosion interne, un géotextile est prévu afin d'assurer la fonction de filtration. Entre les drains (vertical et tapis horizontal) et les remblais du corps du barrage et entre le rip-rap et les remblais, le géotextile aura aussi une fonction de séparation (anti-contaminant).

Un compactage des matériaux en dessous de 95% de la densité sèche à l'OPN conduit à une plus forte sensibilité vis-à-vis de la migration des articules et les risques de colmatage sont plus grands. C'est l'une des raisons pour laquelle il est préconisé des exigences de compactage strictement supérieures à q4 (95 % de l'OPN).

Un dimensionnement fonctionnel du géotextile sera mené afin de définir les spécifications techniques du géotextile à mettre en œuvre (cf. [16]). La granulométrie des matériaux composant le barrage et les sollicitations hydrauliques permettront de vérifier les critères à respecter pour assurer que la fonction filtre soit bien accomplie par le géotextile choisi. Les géotextiles devront être certifié ASQUAL et feront l'objet d'un marquage CE.

Leurs caractéristiques seront déterminées selon les normes NF EN ISO 9864 pour la masse surfacique, NF EN ISO 12956 pour l'ouverture de filtration, NF EN ISO 11058 pour la perméabilité, NF EN ISO 10319 pour la résistance à la traction et la déformation à l'effort de traction maximal et NF EN ISO 13433 pour la perforation dynamique.

Les conditions de mise en œuvre des géosynthétiques selon les règles de l'art seront strictement respectées. On signalera le recouvrement de 0.3 à 1 m des bandes de géosynthétique afin d'assurer la continuité du filtre.

Des contrôles visuels seront effectués avant le recouvrement des géotextiles. Toute malfaçon constatée fera l'objet d'un démontage puis d'une reprise de la zone.

6.4.4 COMPLEXE DRAINANT

La fonction filtration/drainage est assurée par le complexe géotextiles/matériaux graveleux. D'un point de vue hydraulique, le drain vertical et le matelas drainant sont un dispositif de sécurité ayant pour fonction :

- De dissiper les pressions interstitielles engendrées par les écoulements d'eau dans le corps du barrage. Les eaux sont dirigées vers les drains de collecte et évacués
- De dissiper les éventuelles sous-pressions de la fondation et pallier le risque de claquage hydraulique par soulèvement du pied aval, notamment en cas de remontée de nappe,
- De limiter, par l'interposition de géotextiles filtrants, l'initiation des phénomènes d'érosion interne en cas de défaillance d'une ou plusieurs parties de l'ouvrage.

Ce dispositif filtre-drain ne devrait donc collecter qu'une faible quantité d'eau qu'il conviendra toutefois d'évacuer à l'aval.

A cet effet, l'exutoire des drains devra être parfaitement matérialisé, protégé et identifié en tant que tel.

6.5 REEMPLOI DES MATERIAUX

Au vu des matériaux identifiés lors des investigations sur site, les matériaux excavés dans la zone d'emprunt seront de classe GTR C1A1 et C1B5 ou, en surface, des matériaux plus fins, type A1 et A2.

Même si le projet ne prévoit pas de zonage du barrage, on privilégiera le réemploi de matériaux fins (A1 et A2) dans la clé d'ancrage et dans la recharge à l'amont du drain vertical.

Le corps du barrage sera constitué de graves à matrice limoneuse ou de grave sablo-limoneuse (C1A1, C1A2 ou C1B5) ou ayant les exigences énoncées dans le présent rapport.

Les pistes d'entretien seront édifiées en grave non traitée (GNT) d'apport type 0/31,5, 0/40 ou 0/80 mm, insensibles à l'eau.

Les matériaux constitutifs de la digue et des ouvrages adjacents (pistes), sous réserve de validation préalable des caractéristiques par le maître d'œuvre et le maître d'ouvrage, seront ceux définis dans le Tableau 12.

Dans le cas où la quantité et/ou qualité des matériaux disponibles soient insuffisantes, l'entreprise pourra avoir recours à des matériaux d'apport extérieur soumis à la validation du maître d'œuvre.

Les modalités de mise en œuvre des matériaux de réemploi sont définies en fonction de leur classe GTR (Guide des Terrassements Routiers du LCPC SETRA de juillet 2000) et la norme NF P 11-300 qui en découle. Ils permettent de définir la classe et l'état hydrique du matériau à partir de plusieurs types d'essais (essais d'identification ou de nature, essais d'état, essais de comportement mécanique). Le guide détaille les modalités de mise en œuvre de chaque classe de matériau.

Afin d'optimiser le réemploi (zone d'emprunt, décapage, purge, ...) il conviendra :

- De les terrasser méthodiquement et d'assurer un suivi rigoureux des mouvements de terre ;
- De trier les déblais par faciès et prenant soin de ne pas les mélanger ;
- De cribler les matériaux grossiers afin d'obtenir deux fractions distinctes (granulats de différentes granulométries d'un côté et sols fins de l'autre côté) ;
- D'éventuellement concasser les blocs et cailloux pour obtenir le fuseau granulométrique désiré ;
- De les disposer en tas sur des aires de stockage.

La mise en œuvre se fera conformément aux prescriptions du Guide GTR, en tenant toutefois compte du risque de "matelassage" lié aux remontées capillaires sous l'effet du compactage.

Partie d'ouvrage	Nature, fonction et caractéristiques des matériaux	Commentaires	Origine(s) des matériaux
Clé d'ancrage	Sols limoneux A1/A2 ou Sols gravo-limoneux C1A1, C1A2 ou C1B5.	La stabilité et la résistance à l'érosion interne doivent être justifiées. Des adaptations doivent être proposées le cas échéant.	Vallon de la réserve de Châtelar (terrains issus du remodelage de la réserve)
Corps de digue	Sols gravo-limoneux C1A1, C1A2 ou C1B5. Les fonctions principales du corps du barrage sont la rétention d'eau et d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage	La stabilité et la résistance à l'érosion interne doivent être justifiées. Des adaptations doivent être proposées le cas échéant.	Vallon de la réserve de Châtelar (terrains issus du remodelage de la réserve)
Drain vertical	Sable propre 0-5 mm avec VBS < 0,1. La fonction principale du drain vertical est d'intercepter les écoulements d'eau et limiter les pressions interstitielles dans le corps du barrage	Le matériau sera enveloppé par un géotextile qui assurera le double rôle de filtration et d'anticontamination	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées
Tapis drainant	Gravier propre 5-20 mm. La fonction principale du tapis drainant est d'intercepter les écoulements d'eau et limiter les pressions interstitielles dans le corps du barrage	Le matelas drainant sera enveloppé dans un géotextile qui assurera le double rôle de filtration et d'anticontamination	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées
Couches de cloutage, de base et de roulement des pistes	GNT 0/31,5, 0/40 ou 0/80 mm insensible à l'eau La GNT a pour principale fonction d'assurer la traficabilité pour les charges de circulation prévues en phase chantier et en phase d'exploitation	La structure de la piste sera fonction du type de portance souhaitée. L'adjonction de géotextile pourra s'avérer nécessaire. Les pistes provisoires pourront être cloutées et traitées à la chaux.	Apport de carrière(s) agréée(s) ou concassage/criblage de graves issues de zones d'emprunt identifiées
Enrochements	Blocs 200-500 mm non-gélifs, de classe R2 ou R6 (éventuellement R4) avec LA < 25 et MDE < 25	Les gammes de masses seront adaptées en fonction de leur destination	Apport de carrière(s) agréée(s)
Nappage de terre végétale sur les talus	Terre végétale La principale fonction est de contribuer à l'insertion paysagère	Le matériau proposé devra tenir sur la pente de projet sans ravinement important et être apte au développement de la végétation	Décapage préalable après tri des racines

Tableau 12 : Typologie des matériaux du barrage et origine(s) envisagée(s)

Une attention particulière sera portée à la mise en œuvre des **matériaux type A1 ou C1A1**.
Ils devront être considérés comme sensibles à l'eau.

Les sols A₁/A₂ (ou C₁A₁/C₁A₂) changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur teneur en eau "naturelle" (w_n) est proche de la teneur en eau à l'optimum Proctor normal (w_{OPN}). Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.

Ces sols s'emploient facilement mais sont très sensibles aux conditions météorologiques qui peuvent très rapidement interrompre le chantier à cause d'un excès de teneur en eau ou au contraire conduire à un matériau sec difficile à compacter.

Les précautions de réemploi relatives à ces matériaux sensibles, détaillées dans le GTR, devront être scrupuleusement respectées. On soulignera notamment les points suivants :

- Les paramètres⁽¹⁾ des matériaux utilisés pour la conception de la digue devront être parfaitement connus.
- Les matériaux sensibles à l'eau se trouvant dans un état hydrique très humide (th) ou très sec (ts) ne devront pas être réutilisés.
- Pour un état hydrique humide (h) ou sec (s), les sols A₁ sont difficiles à mettre en œuvre et à compacter. Il peut être envisagé d'avoir recours au séchage par aération, à l'humidification ou au traitement suivant le cas.
- L'état hydrique moyen (m) est celui où la mise en œuvre est la plus facile.
- La mise en remblais en cas de pluie forte est proscrite. Elle peut être tolérée en cas de pluie faible si le matériau est en l'état m ou s.
- L'épaisseur de chaque couche, l'énergie de compactage, la vitesse de passage, ... seront fonction du type de compacteur utilisé par l'entreprise.
- Les essais préalables (identification, Proctor, IPI, ...), en cours de chantier (teneur en eau, ...) et de contrôles (densité, plaque, ...), dont la quantité sera détaillée dans le CCTP, devront être représentatifs et correctement répartis sur les ouvrages.

(1) : Les paramètres des matériaux sont classés en 3 catégories :

- Paramètres de nature (granularité, passant à 80 μ m, argilosité, VBS, équivalent de sable)
- Paramètres de comportement mécanique en cas d'utilisation en couche de forme (Los Angeles, micro-Deval, friabilité des sables)
- Paramètres d'état : Il s'agit de paramètres intrinsèques fonction de l'environnement dans lequel se trouve le sol (densité, teneur en eau, état hydrique - th : très humide ; h : humide ; m : moyen ; s : sec ; ts : très sec).

Les sols C_1B_5 : La proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières, rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A_1 . Pour la même raison qu'indiquée à propos des sols A_1 , il y a lieu de préférer le critère VBS au critère I_p , pour l'identification des sols B_5 . A l'instar de matériaux A_1 , ces sols sont très sensibles à la situation météorologique, qui peut très rapidement interrompre le chantier à cause de l'excès de teneur en eau ou au contraire, conduire à un matériau sec, difficile à compacter.

7 HYPOTHESES GENERALES

7.1 DONNEES HYDRAULIQUES

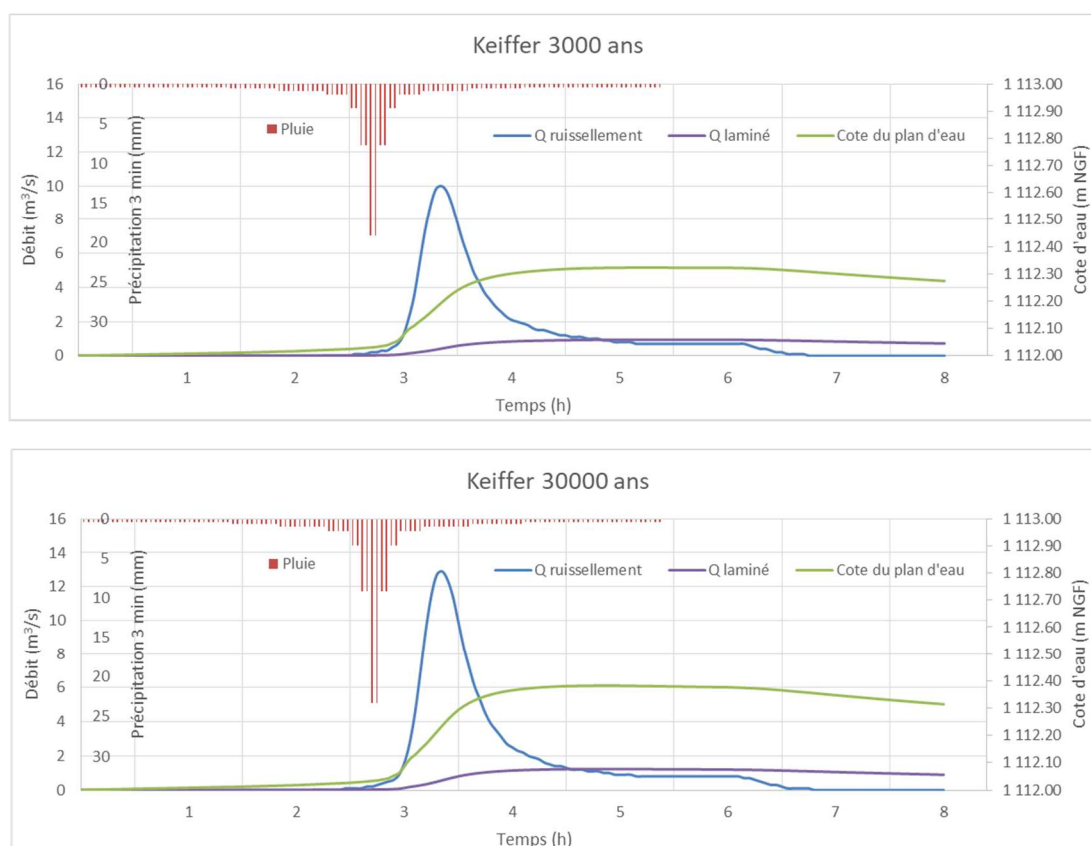
L'hydrologie dans la région de la future retenue de Châtelar n'a pas été révisée entre les documents de projet datant de 2016 et 2019, alors que les hypothèses de stabilité et les combinaisons de phénomènes à prendre en compte avaient évoluée, impactant la vérification du calcul de laminage des crues.

Une nouvelle étude hydrologique et hydraulique détaillée a été réalisée par la SCP afin de vérifier les hypothèses conformément à l'arrêté technique du 6 août 2018 relatif à la sécurité des barrages. Ainsi, les calculs de laminage et de revanche ont été révisés et mis à jour.

Les niveaux considérés après mise à jour sont les suivants :

- Le niveau de la retenue normale (RN) est fixé à 1 112,00 m NGF ;
- Le niveau de plus hautes eaux (PHE) correspondant à une crue exceptionnelle (Q3000) est à 1 112,32 m NGF (cote de Sûreté) ;
- Le niveau de la crue extrême (Q30000) est à 1 112,38 m NGF (cote de Danger) ;

Les hydrogrammes de ces 2 crues sont les suivants :



Les hydrogrammes de la crue exceptionnelle (période de retour 3000 ans) et de la crue extrême (Q30000 ans) ont quasiment la même allure.

En ce qui concerne les variations du niveau du plan d'eau lors des crues, on considèrera donc les diagrammes simplifiés suivants

- Un état initial à RN (1 112,00 m NGF)
- Une montée en 1 h à la cote 1 112,38 m NGF (cote de danger)
- une décrue en 50 heures

Pour la vidange rapide, il a été considéré une descente du plan d'eau à RN jusqu'à la cote 1099 NGF en 20 jours

7.2 MODELE SISMIQUE

Le barrage de Châtelar est de classe B dans le sens du décret n°2015-526 du 12 mai 2015 « *relatif aux règles applicables aux ouvrages construits ou aménagés en vue de prévenir les inondations et aux règles de sûreté des ouvrages hydrauliques* ».

Selon le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010, la commune de La Roche les Arnauds est en zone de sismicité modérée (classe 3).

Selon l'arrêté du 6 août 2018 « *fixant des prescriptions techniques relatives à la sécurité des barrages* » :

- La situation de séisme correspondant à l'occurrence du séisme dit «séisme d'évaluation de la sécurité» (SES) est justifiée comme une situation extrême. Cette justification n'est toutefois pas requise pour un barrage localisé dans une zone de sismicité 1 ou 2 ni pour un barrage de classe C localisé en zone de sismicité 3.
- L'action sismique correspondant au séisme est évaluée au choix par une approche dite «forfaitaire» ou par une étude spécifique.

L'approche forfaitaire consiste à fixer l'action sismique SES selon, d'une part, la classe du barrage et, d'autre part, la zone de sismicité dans laquelle est implanté le barrage.

Le mouvement dû au séisme, à partir duquel le dimensionnement est appliqué, est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique». Le spectre de réponse élastique est caractérisé par les paramètres suivants:

- les accélérations de calcul horizontale, a_g , et verticale, a_{gv} , au niveau d'un sol de type rocheux ;
- la nature du sol, par l'intermédiaire d'un paramètre S caractéristique de la classe de ce sol ;
- les paramètres T_B et T_C qui sont respectivement les limites inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et le paramètre T_D qui prend la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant.

Pour la réserve de Châtelar, les paramètres sismiques retenus sont les suivants :

- Zone sismique : 3 (aléa modéré suivant la classification de 2010)
- Barrage de classe B (au titre du décret n°2015-526 du 12 mai 2015)
- Classe de sol : B suivant la norme NF EN 1998-1 de septembre 2005 (Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidé d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur).
- Paramètre de sol : $S = 1.35$ (sol B pour une zone de sismicité 1 à 4)
- Accélération horizontale SES : $a_{grh} = 1.9 \text{ m/s}^2$ (barrage de classe B en zone 3)
- Accélération verticale SES : $a_{grv} = 1.7 \text{ m/s}^2$ (barrage de classe B en zone 3)

Comme précisé dans le rapport rédigé à la demande du MEDDE – DGPR « Risque Sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques » d'octobre 2014, les valeurs a_g ci-dessus (issues de l'approche forfaitaire) correspondent à des accélérations maximales sur site rocheux modulées en fonction de la classe d'importance de l'ouvrage.

Le même guide MEDDE établit quels sont les niveaux d'études recommandées pour l'analyse sismique avec un degré de complexité croissant en fonction de la zone de sismicité et la classe du barrage. Dans le cas de Châtelar (Barrage en remblai de classe B dans zone sismique 3) s'applique une vérification simplifiée de la stabilité par une méthode pseudo statique. Pour ce type d'approche il est proposé d'adopter un **coefficient sismique de 0.67 pour la composante horizontale**.

Comme détaillé dans le §4.4.2, les guides MEDDE et CFBR ne mentionnent pas de coefficient sismique pour la composante verticale pour un barrage en remblai mais pour un ouvrage rigide ce coefficient est de 0.2. Dans une approche sécuritaire, la présente étude retient un coefficient sismique non de 0.2 mais de **0.5 pour la composante verticale**.

Ainsi :

Coefficient d'accélération horizontale maxi : $k_h = \frac{a_h}{g} \cdot S = 0.67 \cdot \frac{1.9}{9.8} \cdot 1.35 = \mathbf{0.175}$

Coefficient d'accélération verticale maxi : $k_v = \frac{a_v}{g} \cdot S = \mathbf{0.5} \cdot \frac{1.7}{9.8} \cdot 1.35 = \pm \mathbf{0.117}$

On remarquera que les coefficients d'accélération maxi sont différents de ceux pris en compte dans les études précédentes :

	k_h	k_v
[4] G2-PRO Dossier 16-371-I-1 Ind E (26/02/2018)	0.262	± 0.173
[5] G2-PRO Dossier 16-371-III-1 Ind 0 (09/01/2019)	0.174	± 0.047
G2-AVP (2022 présente étude)	0.174	± 0.117

Considérant la probabilité extrêmement faible de la concomitance de l'aléa séisme avec une crue extrême, le Guide CFBR (« Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai », du 9 octobre 2015) considère que la situation extrême de séisme (SES) ne peut pas être concomitante d'une crue. Toutefois, le responsable de l'ouvrage devra prendre en compte la survenue d'un séisme comme un élément déclencheur d'une visite de surveillance particulière.

7.3 ETATS LIMITES A CONSIDERER

Les états-limites ultimes qu'il convient de considérer pour le barrage sont listés dans le tableau ci-dessous. Certaines justifications relèvent de la géotechnique et sont traitées dans le cadre du présent rapport, certaines sont du ressort d'autres spécialités (hydraulique, génie-civil, ...) et sont traitées dans le rapport AVP global.

Etat limite	Géotechnique	Autre
Etat limite ultime de stabilité d'ensemble (glissement)	X	
Etat limite ultime de soulèvement hydraulique du pied aval	X	
Etat limite ultime de défaut de portance (poinçonnement de la fondation)	X	
Etat limite ultime de tassement	X	
Etat limite ultime d'affouillement en pied amont		X
Etat limite de résistance à la surverse	X	X
Etats limites de résistance à l'érosion interne (érosion de contact, suffusion, érosion régressive y compris boulangerie et érosion de conduit)	X	
Etat limite de résistance à l'érosion externe		X
Etat limite ultime de liquéfaction sous sollicitation sismique	X	
Affouillement en pied aval		X

Tableau 13. Etats limites à considérer

8 JUSTIFICATION DE LA SECURITE VIS-A-VIS DES DIFFERENTS ETATS LIMITES

Après avoir été appréciée d'une façon globale au stade G2-AVP, avec une évaluation « Correcte », « Moyenne » ou « Mauvaise », la sécurité des ouvrages vis-à-vis des différents états limites est justifiée, au stade G2-PRO, par les calculs géotechniques sous les diverses sollicitations.

8.1 ETAT LIMITE DE STABILITE D'ENSEMBLE (GLISSEMENT)

8.1.1 METHODE DE CALCUL

Les calculs de stabilité ont été réalisés à l'aide du logiciel de calcul à la rupture TALREN version 5, développé et commercialisé par la société TERRASOL. Comme il est d'usage, la méthode de calcul choisie est la méthode de Bishop avec des surfaces de rupture circulaires.

Le coefficient de sécurité global FS, supposé constant sur la surface de rupture, est défini comme le rapport de la contrainte de cisaillement maximale $\tau_{\max}$ à la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture τ_m . Le schéma ci-après illustre ce mécanisme :

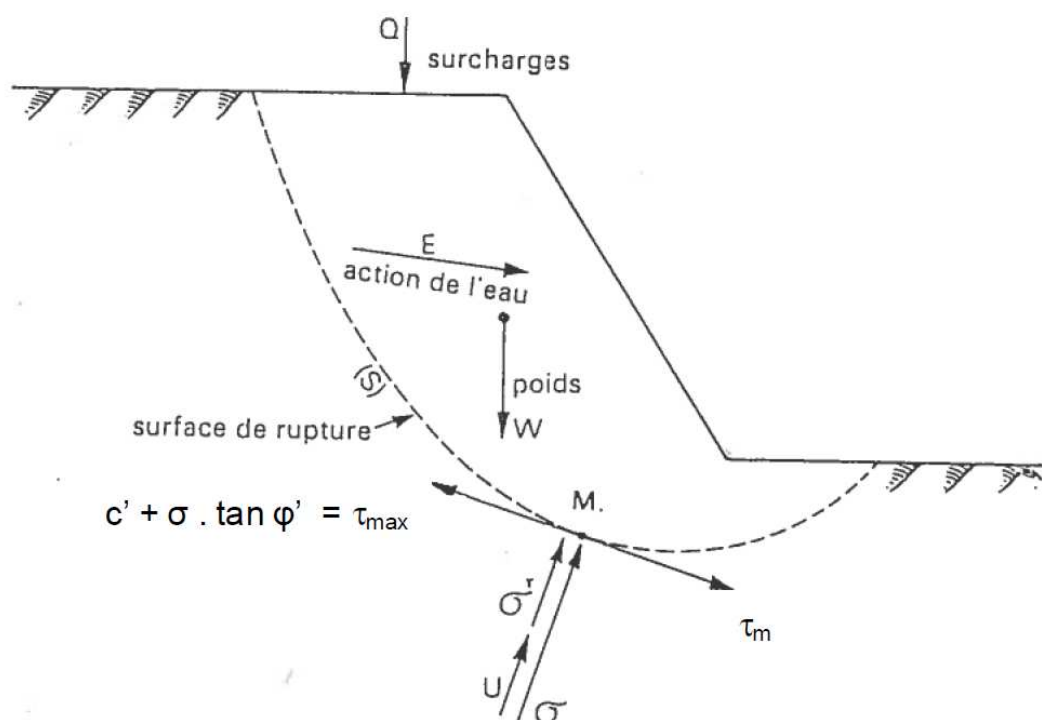


Figure 24. Stabilité d'un talus, sollicitations et contraintes

La contrainte de cisaillement mobilisable τ_m dépend principalement des caractéristiques intrinsèques des matériaux (cohésion c' et l'angle de frottement interne ϕ')

La contrainte de cisaillement maximale τ_{max} est liée à actions déstabilisantes telles que l'eau, le poids de terre et les surcharges.

8.1.2 COEFFICIENT PARTIELS

Les justifications géotechniques de la digue seront menées suivant les « Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai » – CFBR – Octobre 2015.

Les coefficients partiels, y compris vis-à-vis du séisme, seront ceux préconisés par ces mêmes recommandations du CFBR (voir tableau ci-après).

Coefficient partiel sur :	CFBR - exploitation normale	CFBR – rare de crue	CFBR – Transitoire ou rare	CFBR - Crue exception -nelle	CFBR - Crue extrême et sismique
Le poids volumique des terres	1	1	1	1	1
L'angle de frottement ϕ'	1.25	1.2	1.1	1.1	1
La cohésion effective C'	1.25	1.2	1.1	1.1	1
Les surcharges variables	1.3	1.3	1.1	1.1	1
La méthode de calcul	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1
COEFF MINI ASSURANT LA STABILITE	1	1	1	1	1

Tableau 14 : Coefficients partiels des recommandations CFBR

Dans cette approche aux coefficients partiels, la sécurité est assurée lorsque le coefficient de sécurité est **supérieur ou égal à 1,0**.

8.1.3 SITUATIONS DE CALCUL DE STABILITE D'ENSEMBLE

Conformément aux préconisations du CFBR, les situations considérées pour l'étude de la stabilité d'ensemble sont détaillées dans le tableau ci-après. Sont présentés également les niveaux du plan d'eau considérés (conformément à l'étude hydraulique mis à jour) et les coefficients partiels du CFBR (en référence au paragraphe précédent).

Situation	Niveau du plan d'eau	Charge de circulation en crête	Coefficients partiels	Etats limites de glissement sur talus	
	(m NGF)			Amont	Aval
Situation normale d'exploitation (retenue pleine, à long terme)	1 112.0	10 kPa	CFBR - exploitation normale	-	✓
Situation rare de circulation en crête (charge 50 kPa)	1 112.0	50 kPa	CFBR – transitoire ou rare	-	✓
Situation exceptionnelle de crue	1 112.32	10 kPa	CFBR – crue exceptionnelle	-	✓
Situation extrême de crue	1 112.38	*	CFBR – crue extrême	-	✓
Situation transitoire de vidange rapide	1 112.0 → pied amont du barrage	10 kPa	CFBR – transitoire ou rare	✓	-
Situation extrême de séisme pesant	1 112.0	*	CFBR – Crue extrême et sismique	✓	✓
Situation extrême de séisme allégeant	1 112.0	*	CFBR – Crue extrême et sismique	✓	✓

**Les modélisations des situations extrêmes ne prennent pas en compte de charge de circulation en crête du barrage au vu de la faible probabilité de concomitance des deux sollicitations.*

Tableau 15 : Situations à considérer des recommandations CFBR

8.1.4 HYPOTHESES RETENUES

8.1.4.1 DEFINITION DES TERRAINS

Les caractéristiques géotechniques retenues en phase AVP sont celles présentées dans le Tableau 10 en page 52 du présent rapport.

A rappeler :

Situations de calcul	Caractéristiques prises en compte
Toutes les situations sauf séisme	Caractéristiques effectives c' et ϕ'
Situation extrême de séisme (sollicitation rapide)	Caractéristiques court terme C_{cu} et ϕ_{cu}

Les matériaux composant le barrage devront avoir *a minima* les caractéristiques affichées dans le tableau susmentionné.

8.1.4.2 CARACTERISTIQUES DU RIDEAU DE PALPLANCHES

Afin de faciliter les écoulements d'eau et éviter l'augmentation de la piézométrie dans la recharge aval, objet d'une des remarques de la DREAL, **la présente étude propose la mise en œuvre d'un rideau de palplanches en transparence hydraulique et avec une connexion directe avec le tapis drainant (couvrant toute la surface sous le remblai de la recharge aval).**

Cette transparence hydraulique sera obtenue à partir d'un **battage partiel d'une palplanche sur 3, laissant une fenêtre ouverte aux écoulements d'eau sur environ 1/3 de la surface du rideau**, comme indiquent les schémas ci-après.

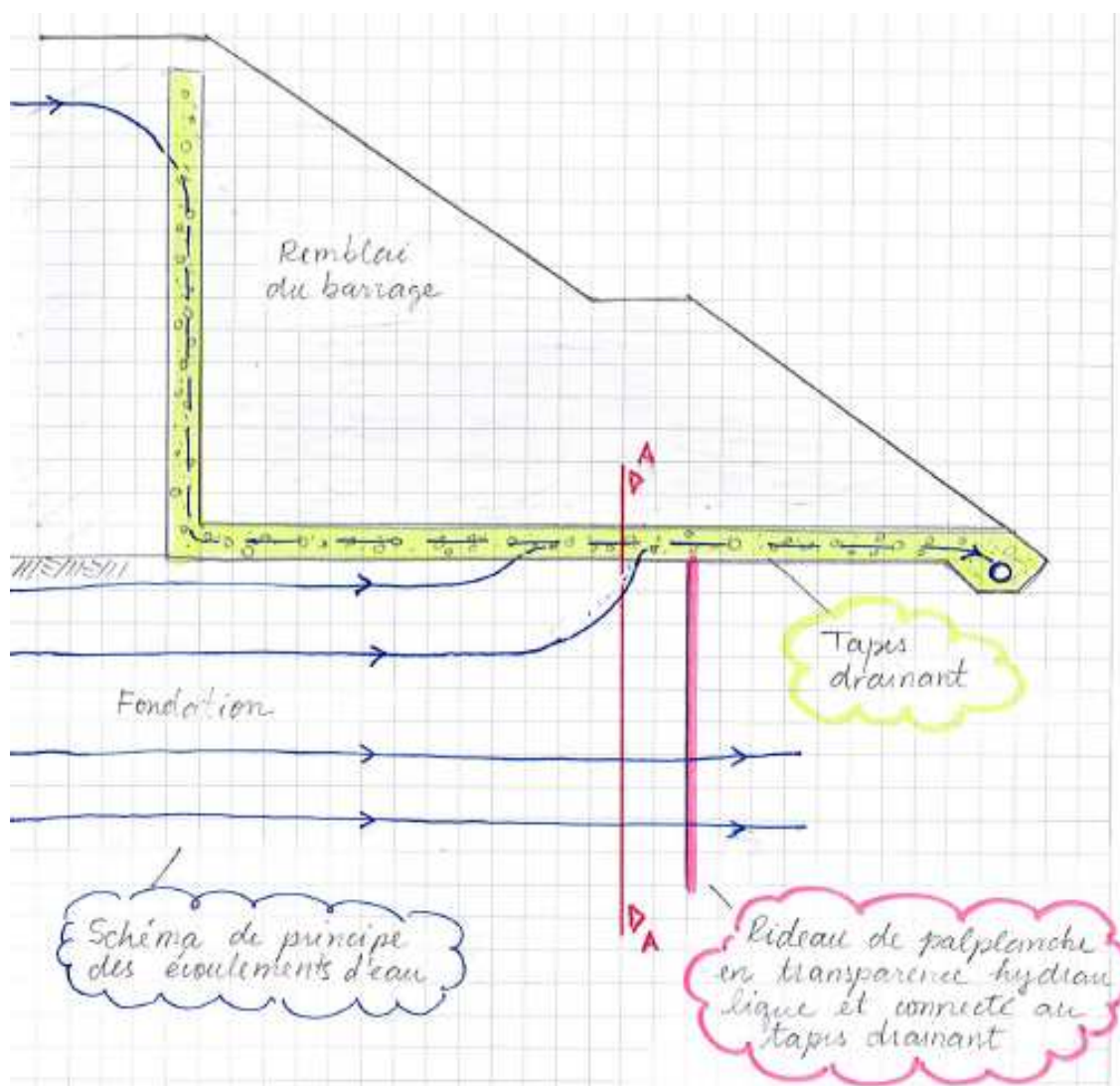




Figure 25. Schéma de principe du rideau de palplanches en transparence hydraulique

Le rideau de palplanches a été modélisé sur TALREN suivant les mêmes hypothèses de l'étude de conception (Géolithe) : en tant que « Clou » de largeur 1 m, avec les profondeurs suivantes :

- Pour les profils P03 et P04 : Longueur = 6 m
- Pour les profils P07 et P08 : Longueur = 10 m

Conformément à la conception proposée par Géolithe (Document [5]) on considèrera la mise en œuvre d'un rideau de palplanches type PU18 avec durée d'utilisation de 100 ans. Selon l'Eurocode 3-5, ceci correspond à une perte d'épaisseur due à la corrosion de 1.2 mm sur chaque face en contact avec le sol. La perte d'épaisseur totale est de 2.4 mm.

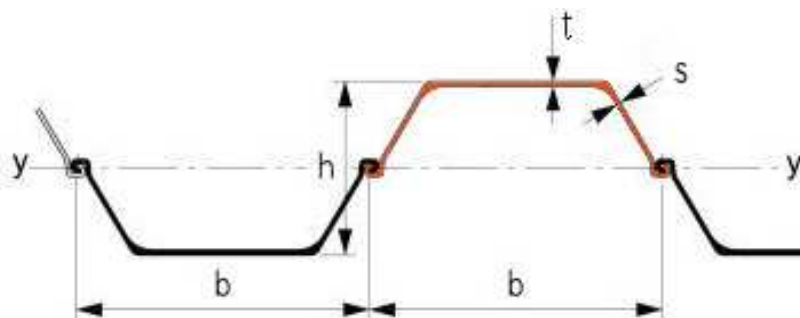


Figure 26. Caractéristiques dimensionnelles des palplanches

Profil Palplanche	PU18 neuve	PU18 corrodé ⁽¹⁾
Dimensions		
b (mm)	600	---
h (mm)	430	427.6
t (mm)	11.2	8.8
s (mm)	9.0	6.6
Caractéristiques des palplanches		
A (cm ² /ml)	163.3	129.5
G _w (kg/m ²)	128.2	---
I _y (cm ⁴ /ml)	38 650	30 360
Module de Young (MPa)	210 000	
EI (kNm ²)	81 165	63 000
W _{el,y} (cm ³ /ml)	1 800	1 415
W _{pl}	2 134	1 665
M _{max} (kNm)	512	400

Tableau 16. Caractéristiques des palplanches PU 18

- Caractéristiques pour une nuance d'acier type 240 GPa (limite d'élasticité minimale ReH = 240 MPa).
- A : Section d'acier
- G_w : Masse en rideau
- I_y : Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre y-y
- W_{el,y} : Module de flexion élastique
- W_{pl} : Module de flexion plastique
- S_y : Moment statique
- M_{max} : Moment fléchissant résistant maximum

A noter que, compte tenu de la transparence hydraulique proposée et du battage partiel de 1 palplanche sur 3, **les valeurs de M_{max} et EI imputés dans le modèle TALREN sont de 2/3 des valeurs de base pour les palplanches PU18**, affichées dans le Tableau 16.

Ainsi, sur le modèle TALREN :

$$M_{\max} = 2/3 \times 400 \text{ kN/m} = 267 \text{ kN/m}$$

$$EI = 2/3 \times 63\,000 = 42\,000 \text{ kNm}^2$$

8.1.4.3 SOLLICITATIONS EXTERNES

Une surcharge de 10 kPa sur 3 m de large relative à la circulation d'engins sur la crête du barrage a été prise en compte sur toutes les situations sauf pour les situations extrêmes et de séisme.

Une situation rare, une charge de circulation de 50 kPa sur 3 m de large en crête a été également modélisée, conformément aux recommandations du CFBR.

8.1.4.4 PROFILS DE CALCUL

Ont été étudiés les profils P03, P04, P07, P08, P13 et le profil de déblais sur la zone d'emprunt. L'implantation des profils est présentée dans la Figure 9 sur la page 16 du présent rapport.

8.1.4.5 CONDITIONS HYDRAULIQUES

Comme présenté dans le §7.1 (page 68), les calculs de laminage et de revanche ont été mis à jour dans le cadre du présent projet AVP et les niveaux d'eau dans la retenue sont les suivants :

- Le niveau de la retenue normale (RN) est fixé à 1112,00 m NGF ;
- Le niveau de plus hautes eaux (PHE, cote de sûreté) est à 1112,32 m NGF ;
- La crête du barrage (cote de danger) est à 1112,38 m NGF.

Mis à part les situations de crue exceptionnelle (niveau d'eau à 1112.32 m NGF), extrême (1112.38 m NGF) et vidange rapide, les situations de calcul considèrent le niveau d'eau de la retenue en exploitation normale (1112.0 m NGF).

La situation vidange rapide considère que la vitesse d'abaissement du niveau d'eau ne permet pas les pressions interstitielles du corps du barrage de se dissiper. Une vérification des conditions de stabilité du talus amont est donc recommandée.

Cette situation est modélisée en supposant la retenue vide et le talus amont presque saturé : un toit de nappe a été modélisé environ 1.5 m plus bas que la surface du talus amont, en se rapprochant de la surface une fois en pied du barrage. Il s'agit d'une hypothèse raisonnable si l'on rappelle la présence d'enrochements (très perméables) composant le rip-rap sur toute la surface du talus amont du barrage.

8.1.4.6 PARAMETRES SISMIQUES

Les coefficients d'accélération sismique retenus pour les calculs sont présentés dans le § 7.2 et rappelés ci-après :

Coefficient d'accélération horizontale maxi = 0.174

Coefficient d'accélération verticale maxi = ± 0.117

8.1.5 RESULTATS DES CALCULS DE STABILITE D'ENSEMBLE

Le tableau ci-après présente les coefficients de sécurité minimums issus des calculs TALREN :

Situation	Jeux de coefficients partiels	Profil déblais	Profil 02	Profil 03	Profil 04	Profil 07	Profil 08	Profil 13
TALUS AVAL								
Exploitation Normale = Niveau 1112 m NGF + Circulation en crête 10 kPa	CFBR Exploitation normale	-	1.29	1.35	1.37	1.34	1.29	1.34
Exploitation normale (1112 m NGF) + charge rare de circulation en crête (50 kPa)	CFBR transitoire ou rare	-	1.29	1.43	1.44	1.48	1.46	1.32
Crue Exceptionnelle = Niveau de la retenue 1112.32 m NGF + Circulation en crête 10 kPa	CFBR crue exceptionnelle	-	1.46	1.54	1.56	1.51	1.46	1.52
Crue Extrême = Niveau de la retenue 1112.38 m NGF (aucune circulation en crête)	CFBR crue extrême	-	1.77	1.85	1.87	1.83	1.76	1.21
Séisme pesant* (aucune circulation en crête)	CFBR sismique	-	1.19	1.13	1.03	1.01	1.25	1.43
Séisme allégeant* (aucune circulation en crête)	CFBR sismique	-	1.24	1.17	1.03	1.00	1.26	1.50
TALUS AMONT								
Vidange rapide (à partir de situation normale d'exploitation + Circulation en crête 10 kPa)	CFBR transitoire ou rare	1.00	1.14	1.07	1.13	1.06	1.01	1.02
Séisme pesant* (aucune circulation en crête)	CFBR sismique	1.44	1.35	1.21	1.16	1.26	1.24	1.43
Séisme allégeant* (aucune circulation en crête)	CFBR sismique	1.42	1.37	1.20	1.15	1.24	1.22	1.44
*En situation sismique les caractéristiques géotechniques des matériaux sont celles non drainés, représentatives des sollicitations rapides.								

Tableau 17 : Synthèse des coefficients de sécurité issus des calculs de stabilité au glissement

Avec une largeur en crête de 5 m, des pentes maximales de talus à 2.5H/1V, hauteur de 16 m, une risberme intermédiaire de 3.5 m de large tous les 8 m, et un rideau de palplanches de profondeur 6 à 10 m, **la sécurité des talus amont et aval vis-à-vis de l'état limite de stabilité d'ensemble est justifiée** pour tous les profils et pour toutes les situations (voir tableau ci-avant).

On notera que la **situation de vidange rapide est la plus pénalisante pour la stabilité du talus amont** et que les **situations de séisme sont les plus pénalisations pour le talus aval** (notamment au droit des profils 07 et 08 où la fondation est composée de limons argileux humides de horizon **H1bis**).

On veillera, lors de l'exécution, que les caractéristiques mécaniques retenues (densité, cohésion et angle de frottement) soient atteintes pour les matériaux constituant le barrage.

8.2 ETAT LIMITE DE DEFAUT DE PORTANCE (POINÇONNEMENT DE LA FONDATION)

La vérification de la stabilité au poinçonnement est celle préconisée dans les «Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai » - CFBR d'Octobre 2015. Elle s'effectue sur les terrains compressibles en supposant que le remblai est construit instantanément, **sans dissipation des pressions interstitielles**.

Il convient de vérifier la condition d'état-limite suivante :

$$\frac{\frac{qu}{\gamma r}}{\gamma d \times q} > 1$$

Avec :

- $q = \gamma \cdot H$: contrainte verticale sous le remblai de hauteur H et de poids volumique γ
- qu : contrainte maximale admissible sur la fondation en fonction de sa cohésion non drainée Cu
- γr : coefficient partiel sur la cohésion non drainée
- γd : coefficient de modèle

qu est calculé à partir de la formule suivante, proposée par Mendel et Salençon (1969) :

$$qu = Cu \times Nc$$

Avec Nc un coefficient fonction de B/D où B est la largeur moyenne du remblai à mi-hauteur et D l'épaisseur de fondation compressible

Nc est donné à partir d'un abaque ou de manière approchée par les relations suivantes :

- Pour $0 < B/D \leq 1,49 \Rightarrow Nc = \Pi + 2$
- Pour $1,49 < B/D \leq 10 \Rightarrow Nc \approx 0,468 B/D + 4,445$
- Pour $B/D > 10 \Rightarrow Nc \approx 9,125$

Cet état-limite n'est à considérer que pour la situation transitoire de fin de construction. On adopte une valeur de 1,4 pour γr (valeur proposée dans l'Eurocode 7) et de 1,2 pour γd (valeur adoptée précédemment pour les autres ELU en situation transitoire ou rare).

Cette approche n'est valable que pour une assise sur des sols fins cohérents (limon, argile, ...) dans lesquels $Cu \neq 0$.

Le barrage de Châtelar sera édifié et fondé sur l'horizon **H1** ou **H1bis** à dominante limoneuse, après décapage préalable de la frange superficielle.

Sur la base de valeurs « consolidé non drainé » estimées (cf. Tableau 10) nous obtenons :

Profil	H (m)	q (kPa)	B (m)	D (m)	B/D	Nc	Cu (kPa)	qu (kPa)	q x γd (kPa)	qu / γr (kPa)	(qu/γr) / (qxγd)
P03	8,5	178,5	28	3	9,3	8,81	20	176	214	126	0,59
P04	10,5	220,5	34	2,5	13,6	9,13	20	183	265	130	0,49
P07	16	336	52	5,5	9,5	8,87	40	355	403	253	0,63
P08	13	273	38	2	19,0	9,13	40	365	328	261	0,80
P13	5,5	115,5	20	1,5	13,3	9,13	20	183	139	130	0,94

Tableau 18 : Vérification de la condition de non poinçonnement (approche CFBR)

Selon l'approche du CFBR, la condition de non poinçonnement n'est pas assurée pour toutes les configurations.

Le CFBR précise que si cette condition d'état limite n'est pas vérifiée des méthodes plus détaillées selon une « approche graduée » est nécessaire.

Dans une approche identique à celle de Géolithe, les vérifications de la portance (ELS) et du poinçonnement (ELU) de la fondation sur le sol ont également été effectuées conformément à l'Eurocode 7 et la norme NF P 94-261, nécessitant la détermination de :

$$R_{v;d} = R_{v;k} / \gamma_{R;v}$$

$$R_{v;k} = A' \cdot q_{net} / \gamma_{R;d;v}$$

Avec :

- $R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.
- $R_{v;k}$: valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
- $\gamma_{R;v}$: coefficient de sécurité partiel sur les résistances = 2,3 à l'ELS et 1,4 à l'ELU)
- A' : surface effective de la base d'une fondation superficielle
- q_{net} : contrainte associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle
- $\gamma_{R;d;v}$: coefficient de modèle lié à la méthode de calcul utilisée pour le calcul de la contrainte q_{net} (1,2 pour la méthode pressiométrique).

La contrainte q_{net} du terrain sous une fondation est déterminée à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = K_p \cdot P_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta$$

Avec :

- K_p : facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol,
- P_{le}^* : pression limite nette équivalente,
- i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement (= 1 en l'absence d'inclinaison de la charge),
- i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β (=1 en l'absence de talus).

Il convient ensuite de vérifier : $V_d - R_0 \leq R_{v;d}$

- V_d : effort vertical à l'ELS ou ELU
- R_0 : valeur du poids de volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux – Ici négligé.

Ce qui en d'autres terme revient à vérifier la valeur seuil : $R_{v;d} / (V_d - R_0) \geq 1$

Les coefficients partiels sur les actions et les résistances sont les suivants :

Situation	ELS	ELU
Facteur partiel γ_G sur les charges permanentes défavorables	1,0	1,35
Facteur partiel γ_Q sur les charges variables défavorables	1,0	1,5
Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d;v}$	1,2	1,2
Facteur partiel sur les résistances $\gamma_{R;v}$	2,3	1,4

Tableau 19 : Coefficients partiels pour la portance du sol

Les charges maximales apportées par le remblai sur le sol d'assise sont :

Profil	Hauteur du remblai	G (kPa)	Q (kPa)	$\sigma_{v,d} \text{ els}$ (kPa)	$\sigma_{v,d} \text{ elu}$ (kPa)
P03	8,5	179	20	199	271
P04	10,5	221	20	241	328
P07	16	336	20	356	484
P08	13	273	20	293	399
P13	5,5	116	20	136	186

Tableau 20 : Charges sur le sol d'assise

Profil	Kp	Ple* (kPa)	qnet (kPa)	$\sigma_{Rv,d\text{ els}}$ (kPa)	$\sigma_{v,d\text{ els}}$ (kPa)	$\sigma_{Rv,d\text{ els}} / \sigma_{v,d\text{ els}}$	$\sigma_{v,d\text{ elu}}$ (kPa)	$\sigma_{v,d\text{ els}}$ (kPa)	$\sigma_{v,d\text{ els}}$ (kPa)
P03	0,8	1980	1584	574	199	2,89	943	271	3,48
P04	0,8	2900	2320	841	241	3,50	1381	328	4,21
P07	0,8	1370	1096	397	356	1,12	652	484	1,35
P08	0,8	1160	928	336	293	1,15	552	399	1,39
P13	0,8	2540	2032	736	136	5,43	1210	186	6,51

Tableau 21 : Portance du sol

Selon l'approche de la norme NF P 94-261, la condition de portance (ELS) et de non poinçonnement (ELU) sont assurées pour toutes les configurations

Toutefois, au droit des plus grandes hauteurs (Profils P07 et P08), là où la couche de matériaux **H1bis** est présente, le coefficient de sécurité légèrement supérieur à 1. Les essais de type CPT préconisés ci-avant permettront de confirmer la capacité portante de cette lentille qui pourra, le cas échéant, faire l'objet :

- D'un décapage puis sa remise en place par couches correctement compactées, après traitement à la chaux.
- D'un traitement en place (par jet-grouting par exemple)

Il conviendra, en phase PROJET, de vérifier la cohésion non drainée (C_u) de la couche d'assise au moyen d'essais en continu de type CPT. Il est possible que les caractéristiques à court retenues (cf. Tableau 10) soient sous estimées. Les investigations spécifiques permettront d'en conclure. En cas de cohésion insuffisante, on pourrait opter pour :

- Soit pour le décapage de toute la couche **H1bis** sous toute l'emprise du barrage, son traitement (à la chaux par exemple) puis sa remise en place par couches correctement compactées,
- Soit pour le traitement en place de toute la couche **H1bis** (par jet-grouting par exemple)

Si cette valeur est confirmé, il conviendra néanmoins, lors du décapage ou de l'ouverture de la clé d'étanchéité, de purger et substituer par du limon compacté, toute lentille de matériaux de moindre consistance rencontrée.

De plus, on évitera un montage rapide du remblai par zones, sur toute la hauteur, et on privilégiera un montage sur toute la longueur afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles.

Le montage des épis sera accompagné d'une instrumentation *ad-hoc* permettant de suivre le comportement du sol de fondation (tassomètres, cellule de pression interstitielle, ...).

8.3 ETAT LIMITE ULTIME DE TASSEMENT

L'état-limite de tassement correspond à un critère de fonctionnalité. L'objectif est que l'intégrité des organes (étanchéité, drainage, conduites traversantes, ...) soit maintenue. Le risque réside dans des déformations excessives entraînant des fissures voire des ruptures sur des galeries ou conduites, ou amenant l'ouvrage dans un état de danger potentiel vis-à-vis des ruptures par glissement, érosion interne et érosion externe.

Il n'existe pas de critères sur les déformations admissibles des remblais.

La valeur de la déformation admissible pour un ouvrage hydraulique en remblai dépend directement du type d'ouvrage et notamment de la déformabilité du système d'étanchéité et de drainage de cet ouvrage. Par exemple, un masque en béton ne pourra supporter des déformations supérieures à quelques ‰ alors qu'un noyau en argile peut généralement supporter des déformations de quelques %.

En absence d'essais oedométriques, les tassements ont été estimés par la méthode d'Österberg permettant l'évaluation des tassements sous un remblai trapézoïdal.

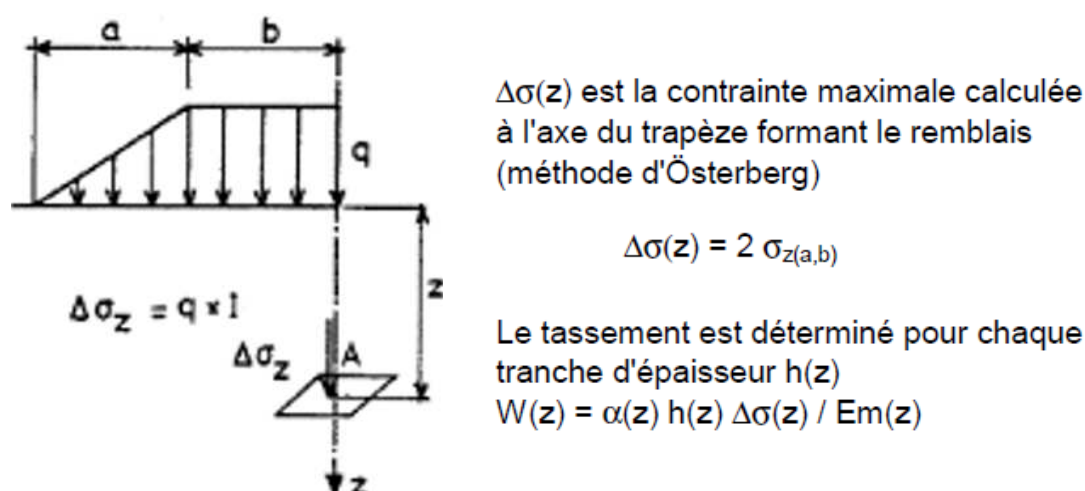


Figure 27. Principe du calcul des tassements par la méthode d'Österberg

Profil de calcul	P04	P07 (Axe du Vallon)	P08	P13
W(z) (cm) – SCP 2022	5.5	20.5	8.4	1.6
W(z) (cm) – Géolithe [4]	4.7	10.9	8.2	1.3

Tableau 22 : Tassements estimés par la méthode d'Österberg

Eu égard aux caractéristiques pressiométriques de la fondation, les tassements maximums seront de l'ordre de 20 cm dans l'axe du vallon, là où la hauteur du barrage et l'épaisseur des couches compressibles (**H1bis**) sont les plus importantes.

La différence constatée entre les calculs de Géolithe et ceux de la SCP est due au modèle géologique retenu. En effet, l'épaisseur des couches compressibles (**H1bis** et **H2**) est de 6 m et non pas de 4 m comme retenu dans le calcul de Géolithe.

Ces ordres de grandeur des tassements estimés doivent être pris en compte dans la conception de l'ouvrage (remblai excédentaire) mais aussi de la galerie, car celle-ci est prévue en béton (structure rigide dont les déformations admissibles sont très faibles).

Il conviendra donc :

- Soit de traiter le sol de manière à limiter les tassements sous la structure rigide par la réalisation d'un renforcement (type jet grouting par exemple) sous l'emprise de la galerie.
- Soit purger les matériaux **H1bis** et les substituer par un limon correctement compacté par couche, éventuellement traité à la chaux.

Les tassements du remblai du barrage sur lui-même seront minimisés par :

- Le compactage correct des différentes couches constitutives de la digue, permettant ainsi de conférer à l'ouvrage des caractéristiques mécaniques correctes.
- Le contrôle, tout le long des travaux la qualité d'exécution de la digue.

De plus, on évitera un montage rapide du remblai par zones et sur toute la hauteur. On privilégiera un montage sur une grande longueur afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles.

De plus, on procédera à l'application d'un remblai excédentaire qui sera retaillé avant la mise en place des blocs.

Si lors des terrassements, notamment à l'ouverture de la clé d'ancrage, une lentille de matériaux de moindre consistance (tel que des limons vasards) était rencontrée, elle sera purgée et substituée par du matériau C1A1 ou du matériau traité à la chaux, compacté.

Ainsi, l'application de ces dispositions constructives permet de **justifier l'état limite de tassement**.

8.4 ETAT LIMITE DE SOULEVEMENT HYDRAULIQUE DU PIED AVAL

L'état-limite de soulèvement hydraulique (ou de claquage hydraulique) du pied aval est à vérifier lorsque, en aval du barrage, la stratification géologique comporte une couche de sol peu perméable surmontant une ou des couches de sol plus perméables. Cela peut conduire à ce que s'établissent, sous cette couche de sol, des pressions d'eau pouvant la déstabiliser.

Le critère de stabilité s'exprime en équilibre : comparaison du poids de la couche de sol peu perméable et des pressions d'eau sous cette couche.

Cette situation peut être contrôlée par un drainage adéquat, qui consiste par exemple à percer la couche imperméable en pied aval (puits de décompression). Lorsque cela n'est pas possible, les conditions d'équilibre sont établies en considérant :

- la pression d'eau agissant sous la couche de sol, u ;
- la contrainte totale apportée par le poids de la couche de sol, σ_v ;

et en négligeant la cohésion.

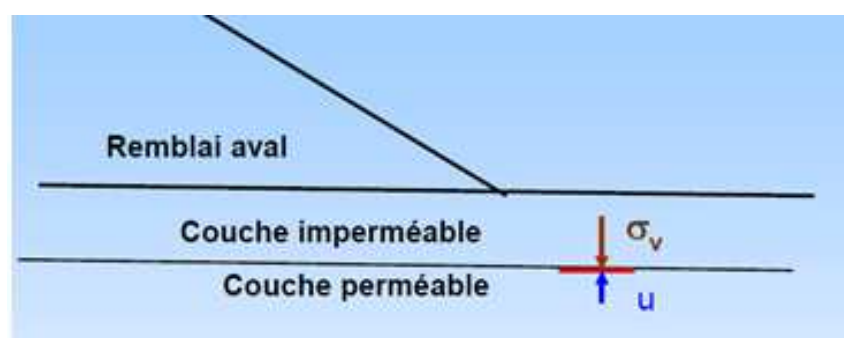


Figure 28. Schéma explicatif du soulèvement hydraulique du pied aval

La condition d'état-limite ultime de soulèvement hydraulique s'écrit : $\gamma_m \cdot \sigma_v > \gamma_u \cdot u$

Les coefficients partiels à prendre en compte sont rappelés dans le tableau ci-dessous :

Situation	γ_m : coefficient partiel sur le poids du sol	γ_u : coefficient partiel sur la pression d'eau
Normale d'exploitation	0,90	1,2
Transitoire ou rare	0,90	1,2
Exceptionnelle	0,90	1,2
Extrême	1	1,1
Accidentelle (séisme)	1	1,1

Tableau 23 : Coefficients partiels pour le soulèvement hydraulique du pied aval

La fondation du barrage constituée par les limons graveleux ou argileux des horizons **H1** ou **H1bis** respectivement. Ces matériaux ont sont moins perméables (k de l'ordre de 10^{-7} m/s) par rapport aux graves limoneuses sous-jacentes (k de l'ordre de 5×10^{-6}). Cette disposition est donc susceptible de générer un soulèvement hydraulique du pied aval.

Pour les 4 profils dont le P07 (celui le plus haut et avec la plus forte charge hydraulique), les vérifications ont été menés en calculant la pression d'eau par la méthode des équipotentielles avec une charge permanente à l'amont équivalente au niveau de la crue considérée.

Les résultats sont détaillés dans le tableau ci-après :

Profil	Situation	Cote NGF de l'eau dans la retenue	Cote NGF de la base de la clé	Charge hydraulique à la base de H1/H1bis à l'amont	Sous pression U à la base de la couche H1/H1bis à l'aval (kPa)	γ_u	$\gamma_u \times U$ (kPa)	Prof de l'horizon H2 à l'aval (m)	γ_m	$\gamma_m \sigma_v$	$\gamma_m \cdot \sigma_v / \gamma_u \cdot U$
P4	RN	1112,00	1098,5	13,50	15,9	1,2	19,1	2,0	0,9	34,2	1,8
	Crue exceptionnelle	1112,32		13,82	16,3	1,2	19,5		0,9	34,2	1,8
	Crue extrême	1112,38		13,88	16,3	1,1	18,0		1,0	38,0	2,1
P7	RN	1112,00	1092,5	19,50	20,5	1,2	24,6	3,5	0,9	59,9	2,4
	Crue exceptionnelle	1112,32		19,82	20,9	1,2	25,0		0,9	59,9	2,4
	Crue extrême	1112,38		19,88	20,9	1,1	23,0		1,0	66,5	2,9
P8	RN	1112,00	1092,0	20,00	23,5	1,2	28,2	2,0	0,9	34,2	1,2
	Crue exceptionnelle	1112,32		20,32	23,9	1,2	28,7		0,9	34,2	1,2
	Crue extrême	1112,38		20,38	24,0	1,1	26,4		1,0	38,0	1,4
P13	RN	1112,00	1107,5	4,50	8,2	1,2	9,8	1,5	0,9	25,7	2,6
	Crue exceptionnelle	1112,32		4,82	8,8	1,2	10,5		0,9	25,7	2,4
	Crue extrême	1112,38		4,88	8,9	1,1	9,8		1,0	28,5	2,9

Tableau 24 : Détails de la justification du soulèvement hydraulique du pied aval

L'état limite de soulèvement hydraulique du pied aval est vérifié pour tous les profils.

8.5 ETATS LIMITES DE RESISTANCE A L'EROSION INTERNE

Le Projet National ERINOH a permis de rassembler les connaissances acquises sur les méthodes de détection de l'érosion interne. Il propose une méthodologie d'aide au diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai.

L'apparition d'un phénomène d'érosion interne d'un ouvrage en terre nécessite la conjonction de deux conditions simultanées : le détachement des particules et leur transport.

Les justifications sont donc effectuées sur la base des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, des caractéristiques granulométriques et sédimentométriques des matériaux couplées avec une modélisation des écoulements internes dans l'ouvrage.

Conformément aux recommandations du CFBR, les états limites à analyser pour justifier la stabilité hydraulique de l'ouvrage vis-à-vis de la résistance à l'érosion interne sont :

- **L'érosion de contact,**
- **La suffusion, y compris la boullance,**
- **L'érosion régressive,**
- **L'érosion de conduit.**

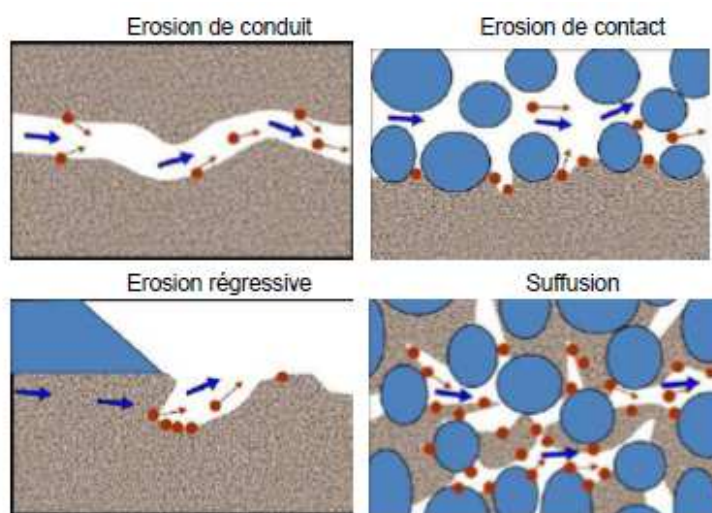


Figure 29 : Mécanismes d'initiation de l'érosion interne (extrait du projet ERINOH)

Quatre grandes phases s'enchaînent au cours du mécanisme d'érosion interne (J-J Fry, 2007) :

- **L'initiation** caractérisée par l'arrachement de particules.
- **La filtration** pendant laquelle la relation entre la distribution de taille des particules du matériau et du filtre détermine si l'érosion va se poursuivre ou non.
- **La progression** au cours de laquelle se produisent l'agrandissement du conduit et l'augmentation de la pression interstitielle et des fuites. Ces phénomènes dépendent des conditions mécaniques (est-ce que le conduit va rester ouvert ou se rompre ?) et des conditions hydrauliques (est-ce que les zones à l'amont peuvent contrôler le processus d'érosion par une limitation des écoulements ? est-ce que le gradient critique ou la vitesse augmente ?).
- **La formation d'une brèche** qui est la phase finale du mécanisme d'érosion interne. Elle peut provenir de quatre phénomènes : agrandissement du conduit (renard hydraulique), instabilité de la pente aval (instabilité générale), instabilité locale (ou glissement de peau), ou surverse du fait du tassement de la crête.

Dans un contexte d'érosion interne l'analyse porte donc essentiellement sur les vitesses d'écoulement et les gradients hydrauliques dans le corps de digue ainsi que dans la fondation.

Les gradients hydrauliques maximaux $i_{\max}$ se développant au sein de l'ouvrage sont obtenus au moyen de la modélisation aux éléments finis par l'application de la loi de Darcy permettant la détermination en chaque point du gradient avec :

$$i = V / K$$

avec V = vitesse issue du modèle numérique et k = perméabilité du sol concerné

Afin de caractériser les écoulements dans le corps de digue et dans la fondation, un modèle numérique sur le logiciel PLAXFLOW a été réalisé lors de la présente phrase G2-AVP. Le logiciel PLAXFLOW est un logiciel couplé à PLAXIS, permettant de réaliser des calculs d'écoulements par la méthode aux éléments finis

Les paragraphes suivants présentent les principes de modélisation, les hypothèses retenues, les résultats des modélisations et les vérifications des états limites d'érosion interne.

8.5.1 PRINCIPES DE MODELISATION DES ECOULEMENTS

La modélisation des écoulements au moyen du module PLAXFLOW a été menée au droit du profil P07 où la hauteur du barrage (et donc les gradients) est la plus importante.

Ces modélisations permettent de déterminer :

- L'allure de la ligne de saturation du corps de digue les différentes situations,
- Les vitesses d'écoulement et gradients hydrauliques dans les différentes parties du barrage et dans sa fondation ainsi qu'aux interfaces.

Les calculs effectués sont issus de l'option « Groundwater flow ». Les dépendances en temps (régime transitoire), notamment pour les crues, sont prises en compte par l'option « Transient groundwater flow ».

Les crues sont représentées avec une évolution conformément aux hydrogrammes du paragraphe 7.1 ci-avant.

Les perméabilités des différents types de matériaux constitutifs du barrage du Châtelar sont rappelées dans le tableau ci-après :

Matériaux	Position	Kx en m/s	Kx/Ky
A1, A2, C1A1, C1A2 et C1B5 des horizons H1, H1bis, H2 et H2bis	Clé d'ancrage et corps du barrage	1×10^{-6}	5
Sable et graviers d'apport	Drain cheminée et tapis drainant	1×10^{-3}	1
Limon argilo-graveleux (H1 et H1bis)	Fondation	5×10^{-7}	1
Grave limoneuse moyennement consolidée (H2)	Fondation	5×10^{-6}	1
Grave limoneuse consolidée (H2bis et H3)	Fondation	5×10^{-6}	1

Tableau 25 : Perméabilités retenues pour les modélisations des écoulements

Les résultats principaux des calculs hydrogéologiques, tels que les lignes de saturation, les charges hydrauliques et les vitesses d'écoulement sont présentées ci-après.

8.5.2 RESULTATS DES MODELISATIONS PLAXFLOW

8.5.2.1 LIGNES DE SATURATION ET CHARGE HYDRAULIQUE

Les figures suivantes illustrent, pour différentes situations, les états de saturation dans le corps du barrage et le sol environnant dans les cas de crues et décrues pour le profil dans l'axe du talweg et le profil en rive.

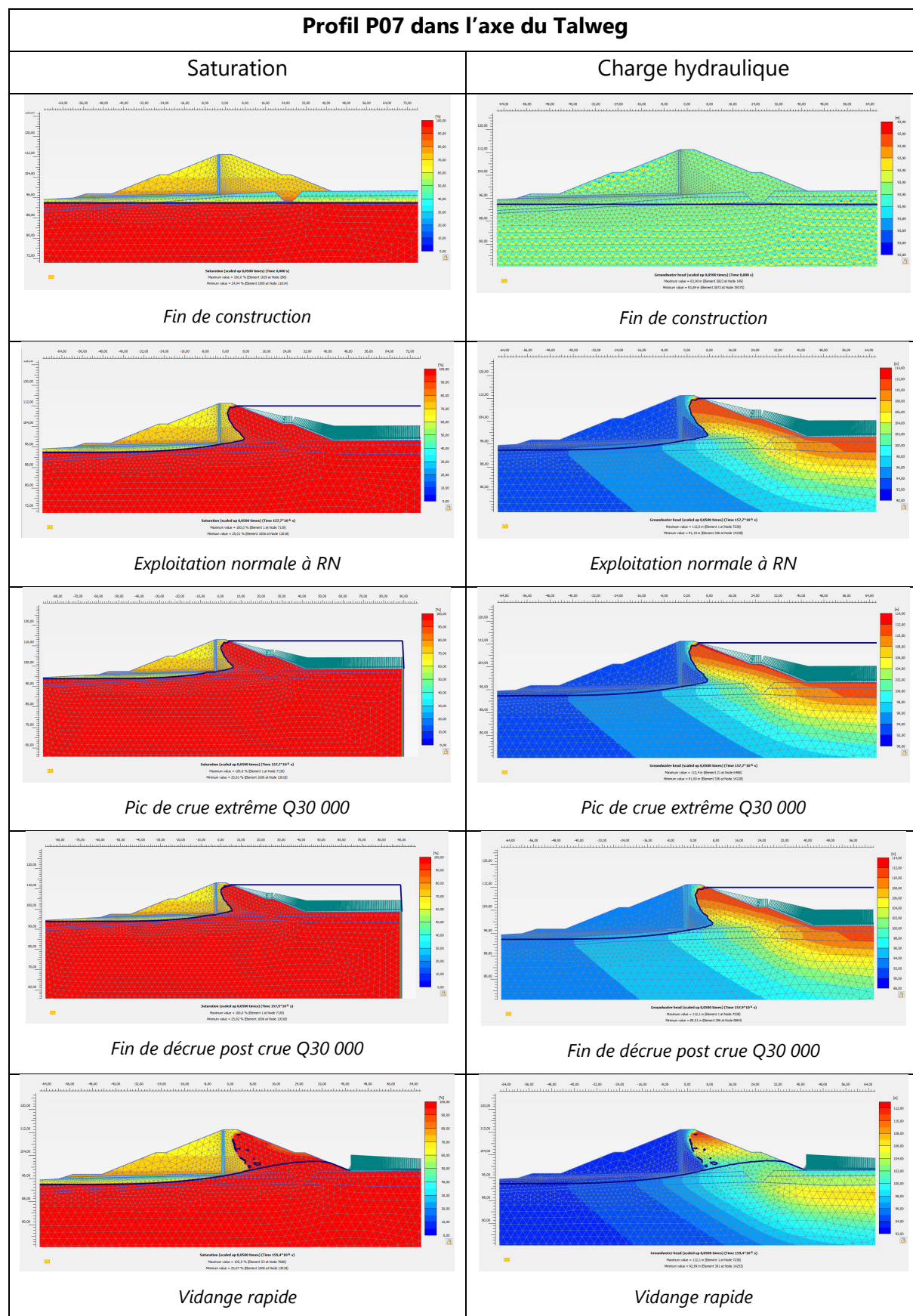


Figure 30 : Saturation et charge hydraulique – Profil P07

8.5.2.2 VITESSES D'ÉCOULEMENT

Pour le profil dans l'axe du talweg, les figures suivantes présentent les vecteurs « vitesses d'écoulement » en exploitation normale, lors du pic de crue extrême ainsi qu'au cours d'une vidange rapide.

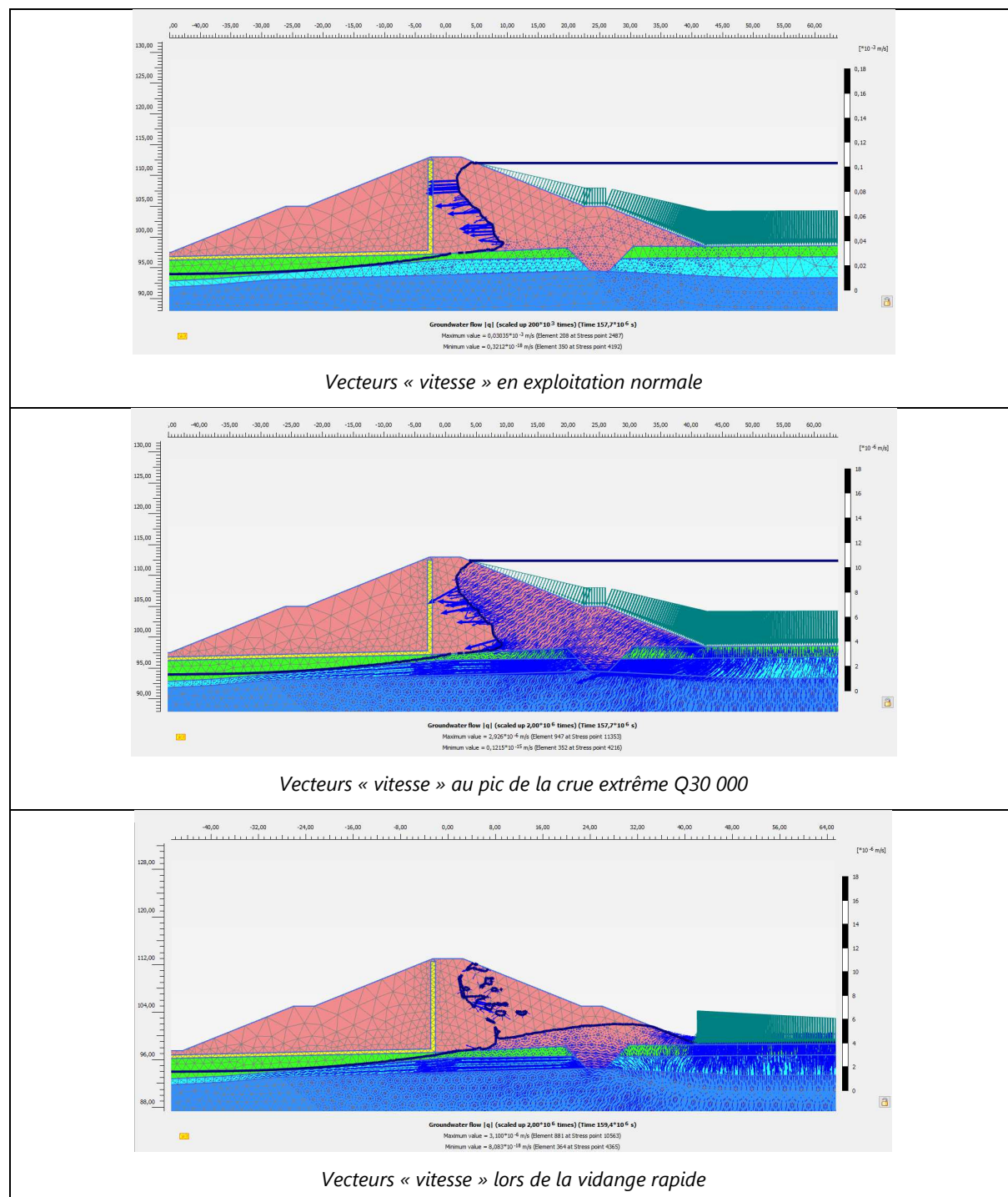
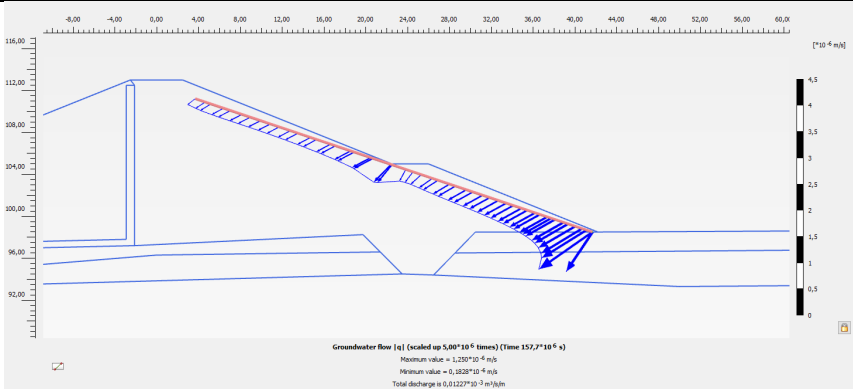
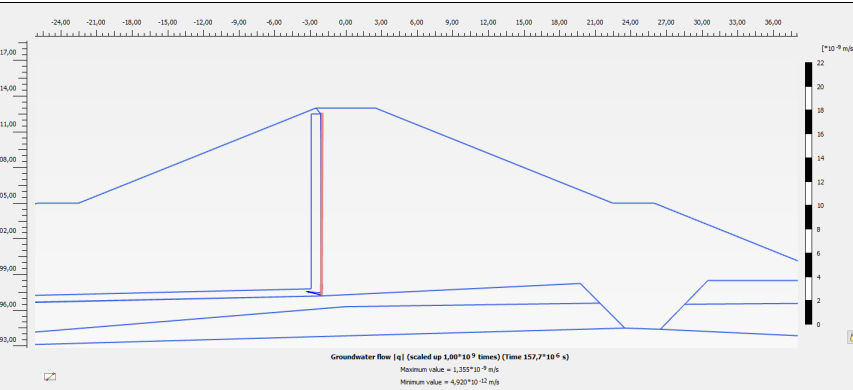
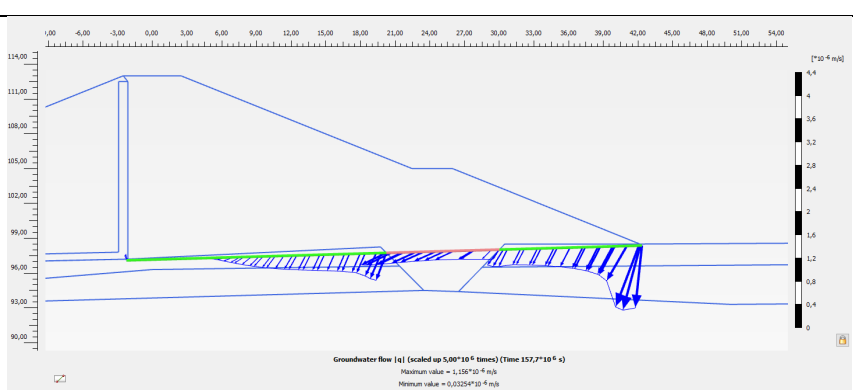
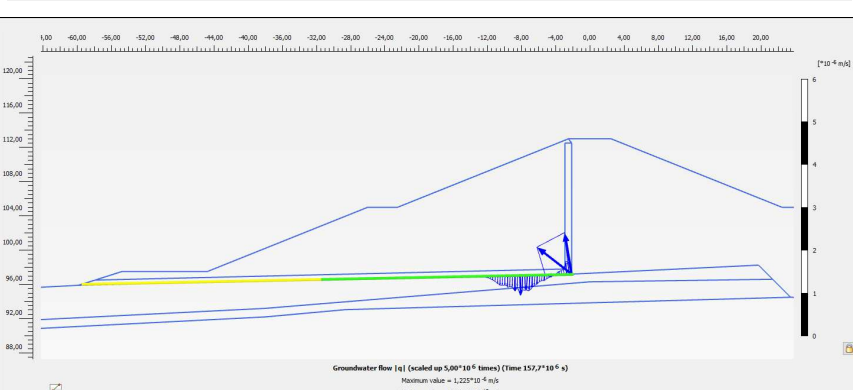


Figure 31 : Vecteurs « vitesse d'écoulement » (groundwater flow) – Profil dans l'axe du talweg

Pour plus de précision, les situations où vitesses d'écoulement sont les plus importantes suivant les profils illustrés sont détaillées ci-après :

Illustration du profil	Vitesse maximale
 Groundwater flow [q] (scaled up 5,00*10⁶ times) (Time 157,7*10⁶ s) Maximum value = 1,220*10⁻⁶ m/s Minimum value = 0,1828*10⁻⁶ m/s Total discharge is 0,01227*10⁻³ m³/m	1,25.10⁻⁶ m/s au pic de la crue extrême dans le corps du barrage
 Groundwater flow [q] (scaled up 1,00*10⁹ times) (Time 157,7*10⁶ s) Maximum value = 1,359*10⁻⁹ m/s Minimum value = 4,520*10⁻¹² m/s Total discharge is 0,116*10⁻⁹ m³/m	1,36.10⁻⁹ m/s au pic de la crue extrême à l'interface corps du barrage / drain vertical
 Groundwater flow [q] (scaled up 5,00*10⁶ times) (Time 157,7*10⁶ s) Maximum value = 1,156*10⁻⁶ m/s Minimum value = 0,03254*10⁻⁶ m/s Total discharge is 9,863*10⁻⁶ m³/m	1,16.10⁻⁶ m/s au pic de la crue extrême à l'interface entre la base du corps du barrage et les limons argilo-graveleux d'assise
 Groundwater flow [q] (scaled up 5,00*10⁶ times) (Time 157,7*10⁶ s) Maximum value = 1,225*10⁻⁶ m/s Minimum value = 0,6469*10⁻¹² m/s Total discharge is -1,190*10⁻⁶ m³/m	1,23.10⁻⁶ m/s au pic de la crue extrême à l'interface entre le tapis drainant et les limons argilo-graveleux d'assise

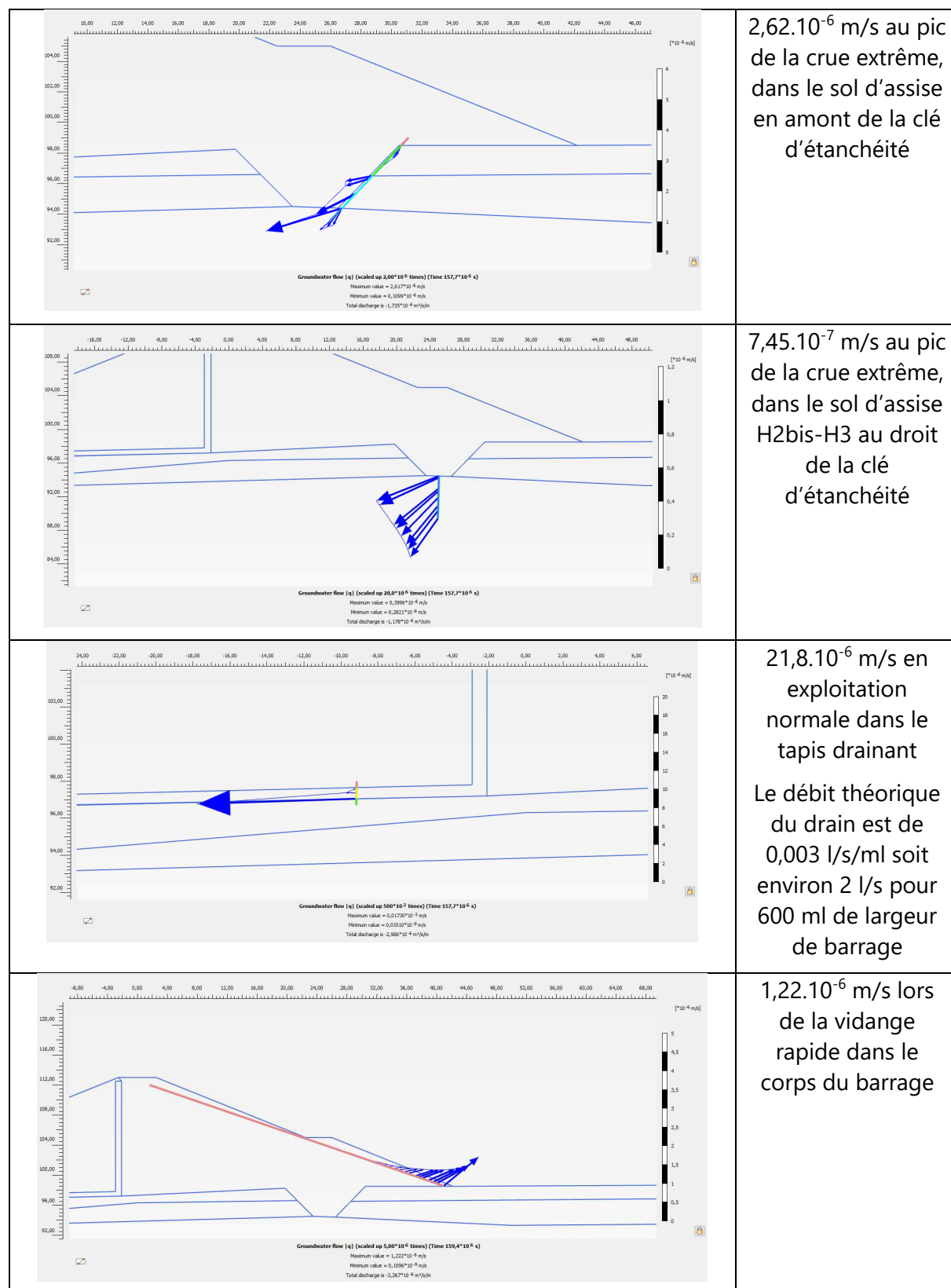


Figure 32 : Vitesses d'écoulement maximales sur différentes zones du barrage

Dans une approche sécuritaire, les perméabilités les plus défavorables ont été combinées aux vitesses maximales afin d'obtenir le gradient $I_{\max}$ le plus défavorable.

Position dans le corps de barrage	Perméabilité	Vitesse	Gradient
	K ou $K_{\min}$ (m/s)	$V_{\max}$ (m/s)	$I_{\max}$
Dans le corps du barrage	1,00E-06	1,25E-06	1,25
A l'interface corps du barrage / drain vertical	1,00E-06	1,36E-09	0,00136
Interface corps du barrage / assise H1	5,00E-07	1,16E-06	2,32
Interface drain / assise H1	5,00E-07	1,23E-06	2,46
Interface clé d'étanchéité / assise H1	5,00E-07	2,62E-06	5,24
Sol d'assise H2bis/H3 dans l'axe de la clé d'étanchéité	5,00E-06	7,45E-07	0,149
Dans le drain	5,00E-03	2,18E-05	0,00436

Tableau 26. Synthèse des vitesses et gradients hydrauliques

8.5.3 SYNTHÈSE RESULTATS DES MODELISATION DES ECOULEMENTS

Avant la mise en eau du barrage, seuls les sols sous le niveau de la nappe sont saturés. Après la mise en eau, les matériaux constitutifs du corps du barrage (C1A1) à l'amont du drain vertical se saturent lentement en raison de leur perméabilité fixée à 1.10^{-6} m/s.

Les lignes d'écoulements suivent la direction du gradient hydraulique.

Même après 5 ans de mise en eau sans baisse du niveau (hypothèse assez conservatrice), le front de saturation n'atteint pas encore le drain.

Lors des crues, les faibles hausses du niveau RN de +32 cm pour la crue exceptionnelle et +38 cm pour la crue extrême n'influencent que marginalement la cinématique des écoulements « normaux ».

Lors d'une vidange rapide, le gradient hydraulique s'inverse mais le corps du barrage se draine lentement. Il se désature sur quelques décimètres par le talus amont mais aussi, dans une marge moindre, par le drain central.

Les écoulements en fondation sont limités par la clé d'étanchéité qui, ancrée dans les graves limoneuses consolidées, vient bloquer les éventuelles circulations au sein de l'horizon **H2** le plus perméable. Il conviendra de vérifier qu'en tout point, la base de la clé soit en contact avec l'horizon **H2bis** ou **H3**.

Compte tenu des perméabilités relatives mesurées ou escomptées entre les différentes zones de la digue et la fondation, on constate que les vitesses les plus élevées sont enregistrées dans le drain (cheminée et tapis) qui est constitué des matériaux les plus perméables (3×10^{-3} m/s). Les vitesses dans le corps du barrage et dans la fondation restent faibles.

8.5.4 ETATS LIMITES D'ÉROSION DE CONTACT

L'érosion de contact est un type d'érosion interne qui se développe à l'interface entre deux couches de matériaux de granulométries différentes. Les particules d'un sol fin (sable, limon, argile, ...) sont détachées par l'écoulement et entraînées à travers les pores du sol grossier au contact (gravier, ...).

La résistance à l'érosion de contact est déterminée aux interfaces entre des couches de matériaux graveleux et des matériaux cohérents par comparaison des vitesses d'écoulement ou gradients hydrauliques à l'interface avec le gradient hydraulique ou la vitesse d'écoulement critique.

La méthode de détermination de la vitesse ou du gradient critique est basée sur les travaux de Bonnelli *et al* ainsi que sur l'utilisation de la synthèse des seuils d'initiation de l'érosion de contact établie par R. Beguin (2011).

Pour évaluer le risque d'érosion de contact, on vérifie les deux principales conditions de son apparition, à savoir :

- Condition granulométrique drains/remblai et fondation/remblai : en vérifiant si le sol grossier permet le passage des particules de sol fin au niveau de ses constriction. C'est en fait une condition granulométrique de filtre.
- Condition hydraulique : la contrainte hydraulique induite par l'écoulement dans le matériau grossier (drainant) doit être suffisante pour arracher les particules fines à l'interface avec le remblai en matériaux fins. Le seuil d'érosion de contact mis en évidence par R. Beguin peut être résumé d'une manière pratique : tant que la vitesse de Darcy dans l'ouvrage ou sa fondation ne dépasse pas 1 cm/s, l'érosion de contact n'est pas activée. En d'autres termes, le risque d'érosion de contact peut donc être écarté si les vitesses aux interfaces des faciès fin à faciès grossiers sont inférieures à la vitesse critique de Darcy de 1×10^{-2} m/s (soit 1 cm/s).

Pour les ouvrages projetés, les zones susceptibles d'érosion de contact sont recensées dans le tableau ci-après :

Horizon supérieur ou amont	Horizon inférieur ou aval	Configuration potentiellement à risque
Enrochements sur le parement amont (rip-rap : blocs 200-500 mm)	Corps du barrage (Remblai composé de matériaux C _{1A1} , C _{1A2} ou C _{1B5})	Non (un géotextile assure la double fonction anti-contaminant et filtre)
Corps du barrage (Remblai composé de matériaux C _{1A1} , C _{1A2} ou C _{1B5})	Drain vertical (sable propre 0-5 mm)	Non (un géotextile assure la double fonction anti-contaminant et filtre)
Corps du barrage (Remblai composé de matériaux C _{1A1} , C _{1A2} ou C _{1B5})	Matelas drainant (gravier propre 5-20 mm)	Non (un géotextile assure la double fonction anti-contaminant et filtre)
Corps du barrage (Remblai composé de matériaux C _{1A1} , C _{1A2} ou C _{1B5})	Sol de la fondation H1 ou H1bis	Non car granulométries similaires

Tableau 27 : Analyse des zones potentiellement sensibles à l'érosion de contact

Le tableau ci-avant met en évidence l'importance des géosynthétiques de filtration/anti-contaminants pour écarter les risques d'érosion de contact entre des matériaux adjacents de granulométrie différente. Il s'agira de mener le dimensionnement fonctionnel du géotextile pour que celui-ci puisse répondre correctement aux critères de filtre.

En plus des conditions granulométriques, les conditions hydrauliques ont été analysées dans le cadre des vérifications des états limites d'érosion de contact. La vitesse maximale calculée dans le drain ($2,2 \times 10^{-5}$ m/s) est 400 fois inférieure à la vitesse critique de Darcy (1×10^{-2} m/s). La condition hydraulique nécessaire à l'initiation de l'érosion de contact n'est jamais atteinte, y compris en conditions extrêmes.

L'état limite d'érosion interne de contact est justifié, même en l'absence de géotextiles.

8.5.5 ETATS LIMITES DE SUFFUSION

La suffusion est un phénomène d'érosion interne du corps de digue ou de sa fondation qui se produit quand le matériau n'assure pas l'auto-filtration. La suffusion est provoquée par la mise en mouvement de grains de petite taille et n'apparaît que dans les sols où les fines ne combleront pas les vides des particules granulaires.

Sous un gradient hydraulique donné, si les grains fins sont mis en mouvements et ne peuvent pas s'appuyer sur la matrice grossière, l'écoulement peut les entraîner. La stabilité à la suffusion intègre donc la condition d'auto-filtration.

L'initiation du phénomène de suffusion est gouvernée par des conditions géométriques telles que la granulométrie et par des conditions hydrauliques telles que la vitesse d'écoulement.

Ainsi, au regard de la structure du barrage, les potentiels écoulements se produiront essentiellement dans la partie amont du corps de digue et dans la proche fondation (horizons **H1**, **H1bis** et **H2**). Ils seront alors majoritairement collectés par le filtre/drain.

Une vérification a été menée avec le critère géométrique de Burenkova (1993). En notant $h' = d_{90} / d_{60}$ et $h'' = d_{90} / d_{15}$, Burenkova définit le domaine des sols stables à la suffusion par la formule :

$$0,76.\log (h'') + 1 < h' < 1,86.\log (h'') + 1$$

Si la valeur calculée de h' est contenue dans l'encadrement ci-dessus le critère géométrique est vérifié et le sol est considéré comme stable. Si ce n'est pas le cas, le critère n'est pas vérifié et le sol est considéré "sensible à la suffusion".

Le tableau ci-après présente les vérifications granulométriques réalisées à partir des résultats des essais de laboratoire sur les matériaux du site. L'analyse n'a pas pu être menée sur la totalité des échantillons en l'absence de valeurs d_{15} sur certains résultats.

Sondage - Type de sol			d_{15} (mm)	d_{60} (mm)	d_{90} (mm)	h'	h''	$0,76.\log (h'')+1$	$1,86.\log (h'')+1$	Critère
PM1	3,50	H2	0,0055	4	31,5	7,9	5727,3	3,9	8,0	Vérifié
PM2	2,50	H1	0,007	4,5	90	20	12857,1	4,1	8,6	Non vérifié
PM3	3,50	H1	0,006	8	48	6	8000	4,0	8,3	Vérifié
PM4	2,50	H1	0,004	3	45	15	11250	4,1	8,5	Non vérifié
PM5	4,50	H2	0,013	3,8	27	7,1	2076,9	3,5	7,2	Vérifié
PM6	4,00	H1	0,0065	2,8	42	15	6461,5	3,9	8,1	Non vérifié
PM7	2,50	H1	0,008	5	31,5	6,3	3937,5	3,7	7,7	Vérifié
PM8	2,50	H1	0,0025	18	29	1,6	11600	4,1	8,6	Non vérifié
PM9	3,50	H1	0,0022	18	25	1,4	11363,6	4,1	8,5	Non vérifié
PM10	3,00	H1bis	*	0,011	0,75	68,2	-	-	-	-
PM11	3,50	H1	0,0025	11	19	1,7	7600	3,9	8,2	Non vérifié
PM12	4,30	H2	0,0024	1	63	63	26250	4,4	9,2	Non vérifié
PM13	4,00	H1bis	*	0,025	5	200	-	-	-	-
PM14	4,00	H2	0,0021	0,8	160	200	76190,5	4,7	10,1	Non vérifié
PM15	3,00	H1	0,003	3	20	6,7	6666,7	3,9	8,1	Vérifié
PM16	2,90	H1bis	*	0,034	1	29,4	-	-	-	-
PM17	2,25	H2	0,006	5,3	35	6,6	5833,3	3,9	8,0	Vérifié
PM18	2,00	H1	0,0042	1,6	25	15,6	5952,4	3,9	8,0	Non vérifié
PM19	3,90	H1	0,005	2,6	20	7,7	4000	3,7	7,7	Vérifié
PM20	2,50	H1	0,0045	2	29	14,5	6444,4	3,9	8,1	Non vérifié
PM21	3,50	H1	0,0025	1,8	31,5	17,5	12600,0	4,1	8,6	Non vérifié
PM22	3,00	H1	*	0,38	28	73,7	-	-	-	-
PM23	3,60	H1	0,0018	1,8	19,5	10,8	10833,3	4,1	8,5	Non vérifié
PM24	4,50	H1	*	0,2	12,5	62,5	-	-	-	-
PM25	2,70	H1	0,007	6	55	9,2	7857,1	4,0	8,2	Non vérifié

NPM26	1,70	H1bis/ H1	0,0015*	0,14	25	178,6	16666,7	4,2	8,9	Non vérifié
	3,00	H1	0,004	2,1	40	19	10000	4,0	8,4	Non vérifié
NPM27	1,60	H1	*	0,075	9	120	-	-	-	-
	3,60	H2	0,004	3,9	41	10,5	10250	4,0	8,5	Non vérifié
NPM28	1,50	H1	0,0055	3	50	16,7	9090,9	4,0	8,4	Non vérifié
	3,30	H1	0,019	7,5	60	8	3157,9	3,7	7,5	Non vérifié
NPM29	0,50	H1	0,0021	0,13	15	115,4	7142,9	3,9	8,2	Non vérifié
	2,70	H1	0,0065	5,5	50	9,1	7692,3	4,0	8,2	Non vérifié

*La courbe granulométrique ne permet pas de définir le d_{15} sur ces échantillons

Tableau 28 : Vérification du critère de Burenkova sur les échantillons analysés

Les calculs granulométriques révèlent que les matériaux issus des horizons **H1** et **H2** sont **potentiellement sensibles à la suffusion** puisque le critère de Burenkova n'est pas vérifié sur la majorité des échantillons.

Cette classification ne signifie pas nécessairement que l'érosion par suffusion va se produire dans les matériaux où le critère est non vérifié.

En effet, les gradients hydrauliques, phénomènes moteurs de l'érosion interne, doivent atteindre des valeurs critiques pour que la suffusion se produise. La vitesse « critique » est le facteur choisi par la plupart des auteurs pour définir le seuil hydraulique d'apparition de l'érosion interne par suffusion lorsque, la vitesse d'écoulement dans les pores dépasse la vitesse critique de Shields.

La vitesse de darcy maximale traversant le remblai, donnée à partir du modèle Plaxflow, est comparée à la vitesse critique de Shields pour laquelle il y a suffusion si l'auto-filtration des matériaux n'est géométriquement pas assurée.

La vitesse critique de Shields dépend de la valeur d_{50} du sol concerné (voir le graphe ci-après).

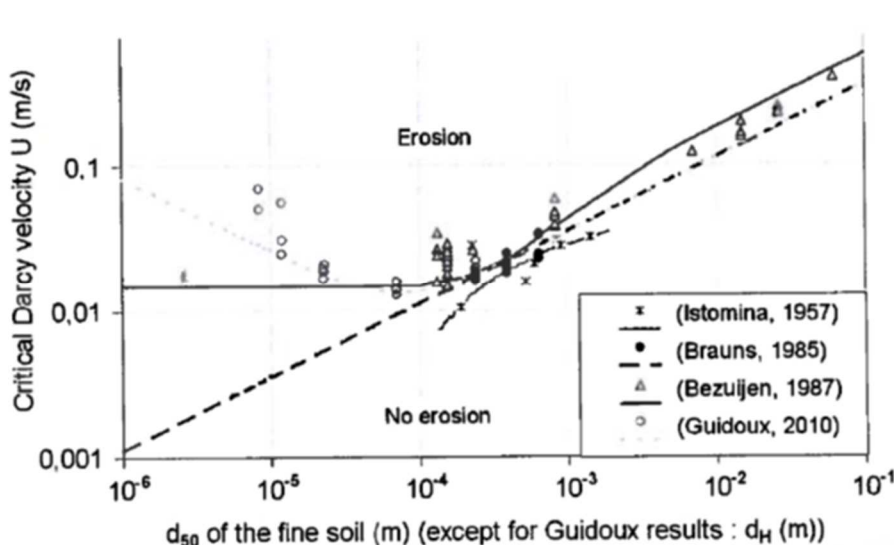


Figure 33 : Vitesses critiques de Darcy (source ERINOH)

Il est couramment admis que la suffusion ne peut se produire pour des vitesses d'écoulement inférieures à 0,01 m/s (soit 1 cm/s).

Au sein du barrage et de sa fondation, les vitesses calculées à partir du model PLAXFLOW (voir 8.5.2.2) sont très nettement inférieures aux valeurs critiques de Shields.

Bien que les sols présentent un potentiel granulométrique à la suffusion, la cinétique de l'écoulement ne permet pas l'initiation du processus d'érosion.

D'autre part, les opérations de compactage de la clé d'ancrage et corps du barrage permettront le mélange des matériaux, leur homogénéisation et la coupure des éventuels chenaux de matériaux potentiellement problématiques (suffusifs, sableux, vasards, ...).

Les contrôles de la nature des matériaux avant leur mise en œuvre puis les contrôles de leur bonne mise en œuvre (teneur en eau, densité, compactage, ...) permettront également de valider le respect des paramètres objectifs.

L'état limite d'érosion interne du barrage ou de sa fondation par suffusion est donc vérifié.

8.5.6 ETATS LIMITES DE BOULANCE

Le risque de boulangue concerne les sols granulaires fins sans cohésion (sables, limons non argileux) dont les particules peuvent être facilement emportées par la composante verticale ascendante de la force d'écoulement. Cette composante verticale de la force d'écoulement s'oppose directement à la pesanteur des grains qui sont entraînés par l'eau.

D'une part, les matériaux de fondation **H1** et **H1bis**, qui seront également réemployés pour la construction du barrage possèdent une matrice cohésive. D'autre part, les écoulements ascendants mis en évidence par Plaxflow qui se développent dans les matériaux ont des vitesses maximales inférieures à $3,0 \times 10^{-6}$ m/s.

Eu égard à cette vitesse maximale relativement faible, à la matrice cohésive et à la géométrie massive de l'ouvrage, le risque d'érosion interne par boulangue peut être définitivement écarté.

L'état limite d'érosion interne de la digue par boulangue est vérifié.

8.5.7 ETAT LIMITE D'EROSION REGRESSIVE

L'érosion régressive survient à l'interface entre un sol et un conduit en formation. Ce conduit peut être interne au sol, sous une couche rigide, ou ouvert à l'air libre. C'est le détachement des particules du sol sous l'action d'un écoulement d'eau sortant du sol.

L'érosion régressive ne peut pas survenir dans un sol cohésif à faible perméabilité.

Elle ne concerne que les sols granulaires sans cohésion. C'est seulement si les écoulements débouchent en surface que le phénomène d'initiation s'amorce. Cependant, dans les sols non cohésifs, même si l'initiation est certaine, la progression ne l'est pas forcément. En effet, le sol mis en suspension n'est pas nécessairement évacué, ou le conduit peut se stabiliser, ou le gradient ne se maintient pas sur toute la longueur du conduit, ...

Si le sol est fin (même sans cohésion), alors la charge hydraulique est dissipée dans l'écoulement en milieu poreux, et il ne reste plus assez d'énergie dans le conduit pour transporter les particules. Si le sol est grossier, alors, même si l'écoulement en milieu poreux diminue peu la charge, les vitesses dans le conduit ne sont pas suffisantes pour entraîner les particules.

Ce sont les sols moyens (sables fins, sables) qui y sont exposés. Et en particulier les sols uniformes, car un sol à granulométrie étalée offre la résistance apportée par ses particules fines (faible perméabilité) et grosses (résistance au transport). Par contre ce type de sol est sensible à la suffusion.

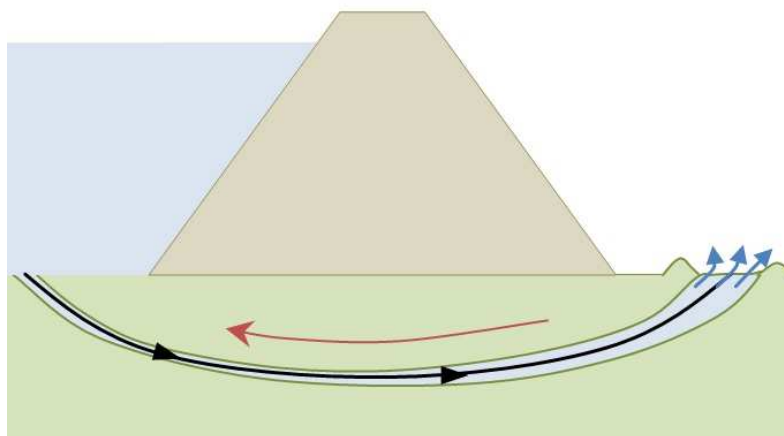


Figure 34 : Illustration du phénomène d'érosion régressive

Rappelons que le coefficient d'uniformité $CU = d_{60}/d_{10}$, avec :

- d_{60} : diamètre correspondant à 60% du passant cumulé sur la courbe granulométrique
- d_{10} : diamètre correspondant à 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique

La granulométrie est dite étalée si $Cu \geq 6$; La granulométrie est dite uniforme si $Cu < 6$.

Comme l'indique le tableau ci-dessous, les matériaux issus de la fondation et de la zone d'emprunt de Châtelar ont une granulométrie étalée et sont donc peu sensibles au phénomène d'érosion régressive.

Sondage - Type de sol			d10 (mm)	d60 (mm)	CU = D60/D10	Vérification
PM1	3,50	H2	0,002	4	2 000	Etalée
PM2	2,50	H1	0,0025	4,5	1 800	Etalée
PM3	3,50	H1	0,002	8	4 000	Etalée
PM4	2,50	H1	0,0015	3	2 000	Etalée
PM5	4,50	H2	0,0043	3,8	884	Etalée
PM6	4,00	H1	0,0015	2,8	1 867	Etalée
PM7	2,50	H1	0,0035	5	1 429	Etalée
PM8	2,50	H1	*	18	-	-
PM9	3,50	H1	*	18	-	-
PM10	3,00	H1bis	*	0,011	-	-
PM11	3,50	H1	*	11	-	-
PM12	4,30	H2	0,0013	1	769	Etalée
PM13	4,00	H1bis	*	0,025	-	-
PM14	4,00	H2	*	0,8	-	-
PM15	3,00	H1	0,001	3	3 000	Etalée
PM16	2,90	H1bis	*	0,034	-	-
PM17	2,25	H2	0,0028	5,3	1 893	Etalée
PM18	2,00	H1	0,0018	1,6	889	Etalée
PM19	3,90	H1	0,0017	2,6	1 529	Etalée
PM20	2,50	H1	0,0017	2	1 176	Etalée
PM21	3,50	H1	0,0011	1,8	1 636	Etalée
PM22	3,00	H1	*	0,38	-	-
PM23	3,60	H1	*	1,8	-	-
PM24	4,50	H1	*	0,2	-	-
PM25	2,70	H1	0,0028	6	2 143	Etalée
NPM26	1,70	H1bis/H1	*	0,14	-	-
	3,00	H1	0,0016	2,1	1 313	Etalée
NPM27	1,60	H1	*	0,075	-	-
	3,60	H2	0,001	3,9	3 900	Etalée
NPM28	1,50	H1	0,0023	3	1 304	Etalée
	3,30	H1	0,007	7,5	1 071	Etalée
NPM29	0,50	H1	*	0,13	-	-
	2,70	H1	0,003	5,5	1 833	Etalée

*La courbe granulométrique ne permet pas de définir le d₁₅ sur ces échantillons

Tableau 29 : Coefficients d'uniformité des matériaux

L'état limite d'érosion interne du barrage par érosion régressive est vérifié.

8.5.8 ETAT LIMITE D'ÉROSION DE CONDUIT

L'érosion de conduit (ou renard hydraulique) se produit à l'interface entre un sol et un conduit en formation reliant l'amont et l'aval de l'ouvrage. Elle peut également apparaître selon un chemin préférentiel tel qu'une fissure ouverte (fissure) ou un trou préexistant dans lequel l'eau circule.

L'infiltration d'eau est suffisante au travers de ce chemin pour initier le détachement de particules de sol de surfaces latérales et leur transport induisant un agrandissement du chemin d'écoulement. L'eau érode les parois du conduit pouvant alors aller jusqu'à la formation d'une brèche puis à la ruine de l'ouvrage (digue ou barrage).

Dans le cas de matériaux cohésifs, les plus sensibles à l'érosion de conduit, ces trous conduisent à la formation d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage ou de sa fondation. Dans les matériaux pulvérulents, le défaut préexistant ne réussit pas à se développer car les parois s'effondrent.

Dans certaines circonstances, ces ouvertures peuvent être dues à la présence d'éléments structuraux comme un évacuateur de crues, une conduite, un ouvrage traversant. De même, es terriers d'animaux (renard, ragondin, lapin, ...) et les racines de gros arbres constituent des conduits susceptibles de favoriser ce type d'érosion interne.

Les modèles existants sont basés sur un essai spécifique, le Hole Erosion Test permettant de quantifier le caractère érosif du matériau.

Les conduites ou réseaux constituent une interface propice aux phénomènes d'érosion interne et notamment à l'érosion de conduit.

A ce stade du projet, le seul ouvrage traversant est la galerie (dalot en béton) passant sous le remblai au niveau du talweg naturel. Elle permettra le passage des conduites de vidange et de prise d'eau et assure aussi la fonction de galerie technique permettant une inspection et une intervention aisée sur les conduites.

Pour limiter ce risque autour de la galerie, il conviendra de respecter un mode de pose rigoureux et soigné avec :

- La purge des horizons compressibles ou leur stabilisation pour limiter les tassements (jet grouting)
- Le montage du remblai du barrage jusqu'à 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure du cadre béton,
- Le terrassement de la tranchée destinée à recevoir les cadres de la galerie,
- Le remblaiement de la tranchée autour de la galerie avec un béton vibré coulé à pleine fouille,
- La poursuite du montage du remblai une fois la prise du béton de comblement terminée.

Ainsi, le pourtour de la galerie ne constituera pas une zone propice aux écoulements et à l'initiation de l'érosion de conduit.

Il est également possible de réaliser des masques étanches en béton armé mais le remblaiement autour de ces brides anti-renard reste délicat. Désormais, les règles de l'art s'orientent plus vers la technique du comblement au béton.

Pour limiter l'apparition de terriers, le talus aval du barrage sera recouvert de grillages anti-fouisseurs et le talus amont sera protégé par des enrochements (rip-rap).

La végétation sera maîtrisée afin qu'aucun arbre ou arbuste ne se développe sur l'ouvrage. Seule une végétation herbacée sera maintenue et régulièrement entretenue.

La fissuration des remblais du barrage C_{1A1}, C_{1A2} ou C_{1B5} sera limitée par une mise en œuvre correcte (compactage q₄, soit 95% de la densité à l'optimum Proctor), une couche d'au moins 20 cm de terre végétale et un recouvrement herbacé du talus. Si possible, l'installation d'asperseur sur le talus aval aura le double avantage de maintenir une humidité de surface constante et d'éviter l'assèchement de la végétation même en période de sécheresse intense.

De plus, l'ouvrage devra faire l'objet d'une surveillance régulière permettant de détecter des éventuelles amorces d'érosion.

La mise en œuvre de ces dispositions constructives permet de **justifier l'état limite d'érosion interne de la digue par érosion de conduit**.

8.6 ETAT LIMITE DE LIQUEFACTION SOUS SEISME

Il existe une autre situation où la contrainte effective s'effondre sous la montée de la pression de l'eau, qui est appelée liquéfaction. Il s'agit d'un réarrangement des grains d'un sol pulvérulent sous un cisaillement statique, cyclique ou dynamique (passage d'une onde), qui provoque une contraction du volume occupé par les grains et donc une perte de contrainte de confinement et par conséquent de résistance, qui chutent jusqu'à leurs valeurs résiduelles. Cette valeur résiduelle dépend de la densité initiale du sol en l'absence drainage : elle est d'autant plus faible que la densité initiale du sol est faible. Elle peut descendre jusqu'à la valeur nulle temporairement ou à l'état final.

Pour un barrage de classe B situé en zone sismique 3, **la vérification de l'état limite de liquéfaction est requise** selon le Guide technique du MEDDE [12].

Zone de sismicité	Classe D	Classe C	Classe B	Classe A
1	non imposé	non imposé	non imposé	non imposé
2	non imposé	non imposé	non imposé	OUI
3	non imposé	OUI	OUI	OUI
4	OUI	OUI	OUI	OUI
5	OUI	OUI	OUI	OUI

La vérification du risque d'occurrence de liquéfaction repose sur :

- un programme de reconnaissances en place suffisamment large pour être représentatif de la variabilité des résistances du remblai et de sa fondation ;
- l'analyse de la nature du matériau (cf § 5.5.1.3 du Guide MEDDE).
- Sa densité relative (accessible par des essais en laboratoire, mais plus simplement à partir de corrélations utilisant les essais in situ SPT ou CPT).

Les règles parasismiques françaises fixent des critères granulométriques suivants vis-à-vis du risque de liquéfaction :

- Pour les sables, sables vasards et silts :
 - matériaux saturés (S_r proche de 100%);
 - coefficient d'uniformité $C_u < 15$
 - diamètre moyen $0.05 \text{ mm} < d_{50} < 1.5 \text{ mm}$
- Pour les sols argileux :
 - $d_{15} > 0,005 \text{ mm}$;
 - Limite de liquidité $W_L < 35\%$
 - Teneur en eau $W > 0,9 W_L$
 - Point représentatif du diagramme de plasticité situé au-dessus de la droite A dudit diagramme

Les sols pouvant être considérés comme exempte de risque sont ceux dont :

- soit $D_{10} > 2 \text{ mm}$;
- soit $D_{70} < 74 \text{ }\mu\text{m}$ et $I_p > 10$

Ainsi, pour les matériaux du site du Châtelar :

Sondage - Type de sol			d10 (mm)	d60 (mm)	CU = D60/D10	d50 (mm)	Vérification
PM1	3,50	H2	0,002	4	2 000	1,5	Vérifié car $C_u > 15$
PM2	2,50	H1	0,0025	4,5	1 800	1,7	Vérifié car $C_u > 15$
PM3	3,50	H1	0,002	8	4 000	3,5	Vérifié car $C_u > 15$
PM4	2,50	H1	0,0015	3	2 000	0,9	Vérifié car $C_u > 15$
PM5	4,50	H2	0,0043	3,8	884	1,5	Vérifié car $C_u > 15$
PM6	4,00	H1	0,0015	2,8	1 867	1	Vérifié car $C_u > 15$
PM7	2,50	H1	0,0035	5	1 429	2	Vérifié car $C_u > 15$
PM8	2,50	H1	*	18	13 846	0,5	Vérifié car $C_u > 15$
PM9	3,50	H1	*	18	18 000	0,45	Vérifié car $C_u > 15$
PM10	3,00	H1bis	*	0,011	-	0,006	Vérifié car $C_u > 15$
PM11	3,50	H1	*	11	8 462	0,3	Vérifié car $C_u > 15$
PM12	4,30	H2	0,0013	1	769	0,25	Vérifié car $C_u > 15$
PM13	4,00	H1bis	*	0,025	-	0,012	Vérifié car $C_u > 15$
PM14	4,00	H2	*	0,8	800	0,25	Vérifié car $C_u > 15$
PM15	3,00	H1	0,001	3	3 000	1	Vérifié car $C_u > 15$

PM16	2,90	H1bis	*	0,034	-	0,011	Vérifié car Cu > 15
PM17	2,25	H2	0,0028	5,3	1 893	2	Vérifié car Cu > 15
PM18	2,00	H1	0,0018	1,6	889	0,65	Vérifié car Cu > 15
PM19	3,90	H1	0,0017	2,6	1 529	1	Vérifié car Cu > 15
PM20	2,50	H1	0,0017	2	1 176	0,75	Vérifié car Cu > 15
PM21	3,50	H1	0,0011	1,8	1 636	0,55	Vérifié car Cu > 15
PM22	3,00	H1	*	0,38	-	0,12	Vérifié car Cu > 15
PM23	3,60	H1	*	1,8	1 800	0,5	Vérifié car Cu > 15
PM24	4,50	H1	*	0,2	-	0,021	Vérifié car Cu > 15
PM25	2,70	H1	0,0028	6	2 143	2,9	Vérifié car Cu > 15
NPM26	1,70	H1bis/H1	*	0,14	175	0,038	Vérifié car Cu > 15
	3,00	H1	0,0016	2,1	1 313	0,6	Vérifié car Cu > 15
NPM27	1,60	H1	*	0,075	-	0,018	Vérifié car Cu > 15
	3,60	H2	0,001	3,9	3 900	1	Vérifié car Cu > 15
NPM28	1,50	H1	0,0023	3	1 304	0,9	Vérifié car Cu > 15
	3,30	H1	0,007	7,5	1 071	3,3	Vérifié car Cu > 15
NPM29	0,50	H1	*	0,13	100	0,04	Vérifié car Cu > 15
	2,70	H1	0,003	5,5	1 833	2	Vérifié car Cu > 15

*La courbe granulométrique ne permet pas de définir le d₁₀ sur ces échantillons
En rouge : valeurs en dehors de la plage 0.05 mm < d₅₀ < 1.5 mm
Nota : toutes les valeurs de CU sont > 15

Tableau 30 : Sensibilité au risque de liquéfaction des matériaux

Les matériaux du site peuvent être assimilés à des sols sableux et silteux :

- Tous les échantillons analysés présentent une granulométrie très étalée
- Les sols « sableux » (C1B5) possède un Cu > 15 et un D₅₀ > 1,5 mm.
- Les sols « argileux » (A2) présentent une limite de liquidité wl > 35

Le risque de liquéfaction peut donc être écarté

8.7 SYNTHÈSE DES JUSTIFICATIONS DES DIFFÉRENTS ETATS LIMITES

La synthèse des justifications de la sécurité des ouvrages vis-à-vis des différents états limites est synthétisée dans le tableau ci-après :

Etat limite	Sécurité	Commentaires
Stabilité d'ensemble (glissement)	Justifiée	Largeur en crête de 5 m (- 1113 m NGF), pentes de talus à 5H/2V, risberme intermédiaire de largeur 3.5 m (1105 m NGF) hauteur maximale du remblai : 17 m Contrôle du compactage des matériaux nécessaire pour atteindre à minima les caractéristiques du modèle, ...
Soulèvement hydraulique du pied aval	Justifié	Fondation en limons sur une épaisseur suffisamment importante + clé d'étanchéité coupant les éventuels chenaux perméables + tapis filtrant/drainant jusqu'en pied aval permettant de limiter le risque de claquage hydraulique
Poinçonnement et défaut de portance	Justifié	Avec toutefois des valeurs proches de 1 une purge des matériaux H1bis reste une alternative sécuritaire sinon, il sera nécessaire de mener des vérifications de la cohésion non drainée au moyen de CPT
Tassement	Justifié	Privilégier un montage sur une grande longueur afin de favoriser la dissipation des pressions interstitielles. Procéder par la technique du remblai excédentaire. Traiter l'horizon H1bis ou le purger pour limiter les tassements dans l'axe du vallon.
Erosion de contact	Justifiée	Géotextile de séparation/filtration à chaque interface.
Suffusion	Justifiée	Matériaux potentiellement sensible mais vitesse d'écoulement faible avec clé d'étanchéité + filtre/drain + géotextiles
Boulance	Justifiée	Vitesses ascendantes faibles + géotextile de séparation/filtration à chaque interface.
Erosion régressive	Justifiée	Granulométrie étalée des matériaux composant la fondation et le corps du barrage
Erosion de conduit	Justifiée	Le seul ouvrage traversant est la galerie (dalot en béton) qui sera construit selon les règles de l'art. Pour limiter l'apparition de terriers, le talus aval du barrage sera recouvert de grillages anti-fouisseurs et le talus amont sera protégé par des enrochements.
Liquéfaction sous séisme	Justifié	Matériaux hors de plages de sensibilité à cet aléa

Tableau 31 : Synthèse des justifications des différents états limites

9 ALEAS GEOTECHNIQUES RESIDUELS

A l'issue de la phase AVP, les aléas géotechniques résiduels et les actions envisageables pour réduire ces aléas sont :

Aléas géotechniques résiduels	Actions à envisager
Les variations latérales ou verticales de faciès toujours possibles entre les points de sondage	Même si la totalité de cet aléa ne peut être levé, la densité de sondages réalisés permet de le réduire fortement. Au vu de la présence de matériaux limoneux humides dans l'axe du vallon, une incertitude demeure sur le volume de matériaux non aptes au réemploi.
L'étendu des passages riches en matière organique	Sur au moins 2 sondages à la pelle, localisés à l'axe du vallon, des passages riches en matière organique ont été identifiés vers 3 m de profondeur. D'autres sondages autour de l'axe du vallon permettront d'estimer l'emprise concernée par ces passages riches en matière organique. Lors des excavations, ces matériaux dont la teneur en MO sera supérieure à 3% seront triés et évacués (ils sont impropres au réemploi)
Les caractéristiques mécaniques de la fondation du barrage, notamment l'horizon H1bis	Les caractéristiques de résistance de la fondation du barrage, notamment la cohésion non drainée de l'horizon H1bis, seront confirmées à partir de CPT in-situ afin de statuer sur leur purge, leur traitement ou s'il peut rester en place. Des essais complémentaires sont souhaitables en phase PRO.
La perméabilité du remblai du barrage	Des essais de perméabilité in situ ont été réalisés au sein des matériaux de la fondation. Des essais de perméabilité sur des échantillons compactés pourront fournir des indications sur la perméabilité réelle des remblais du barrage. La perméabilité des matériaux composant le barrage est importante pour la modélisation des écoulements d'eau (y compris en cas de vidange rapide, situation la plus pénalisante en ce qui concerne la stabilité au glissement).
Les arrivées d'eau et les conditions météorologiques lors de travaux	La présence avérée de circulation d'eau dans la dépression devra être prise en compte et convenablement maîtrisée dans le cadre des travaux (tranchées, merlons, pompes, ...). En cas de pluie, la traficabilité des sols devient délicate. Cet aspect et les prescriptions qui en découlent (traitement, cloutage des pistes) devront être analysés en phase G3. De même, l'état hydrique des matériaux constitue un enjeu fort du chantier qui nécessitera la création de stocks tampons et de plateforme de séchage ou d'humidification (voire de traitement à la chaux) avant la mise en remblais.

Les caractéristiques intrinsèques (cohésion, angle de frottement, masse volumique, perméabilité) des matériaux mis en œuvre	Bien que les essais réalisés permettent de déterminer les caractéristiques représentatives des matériaux, il conviendra de vérifier l'absence de variabilité lors de leur extraction (essais de contrôle lors de la mission G3).
--	---

Tableau 32 : Aléas géotechniques résiduels

Ces aléas devront être levés lors des phases d'études ultérieures, en phase préparatoire des travaux (mission G3 « phase étude ») ou lors des travaux (mission G3 « phase suivi à la charge de l'entreprise, mission G4 et contrôle extérieur à la charge du maître d'œuvre).

⊗=⊗=⊗=⊗=⊗=⊗=⊗=⊗